

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



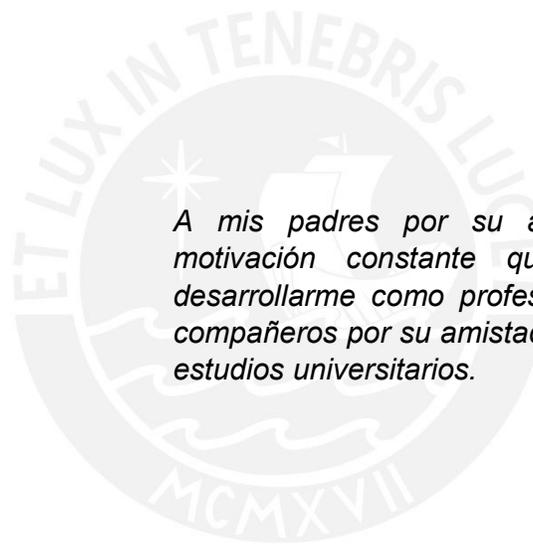
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE SEIS
NIVELES EN SAN MIGUEL**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

ED RENZO CASTILLO LEÓN

Asesor: Cesar Huapaya Huapaya

Lima, Octubre del 2018



A mis padres por su apoyo incondicional y motivación constante que me ha permitido desarrollarme como profesional. A mis jóvenes compañeros por su amistad y soporte durante mis estudios universitarios.

RESUMEN

En el presente trabajo se desarrolla el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado. El edificio presenta seis niveles y se encuentra ubicado en el distrito de San Miguel, perteneciente a la provincia de Lima. Asimismo, el edificio tiene un uso de viviendas con dos departamentos por nivel y uno de tipo dúplex cada dos niveles. El área del terreno es de 400 m², del cual se proyecta un área techada de 287 m². La cimentación del edificio se diseña para suelo gravoso con una capacidad portante de 4 kg/cm².

La estructuración desarrollada para el edificio se compone de muros de corte, columnas y vigas de concreto armado. Por otro lado, el sistema de techos consta de losas aligeradas convencionales y losas macizas armadas en dos direcciones. La cimentación se compone de zapatas aisladas, zapatas combinadas y cimentaciones conectadas. El dimensionamiento de los elementos se realizó mediante especificaciones de la norma E.060 de Concreto Armado con el fin de soportar las cargas en estado de servicio.

El análisis sísmico de la estructura se desarrolló de acuerdo a lo estipulado en la norma E.030 de Diseño Sismorresistente. Se utiliza un modelo tridimensional asistido por el programa ETABS 2016. Las cargas por gravedad de la edificación tienen en cuenta lo especificado por la norma E.020 de Cargas de acuerdo al uso y espesor de elementos. Debido a la irregularidad de la planta se amplifican las cargas laterales a fin de estimar el comportamiento de la estructura. El análisis sísmico permitió verificar los desplazamientos y derivas de la estructura de manera que no se superen los límites permisibles.

El diseño de los elementos estructurales se desarrolló mediante el diseño por resistencia. Principalmente se analiza los elementos para momentos flectores y fuerza cortante. Se aplican hipótesis y modelos para el cálculo de acero de refuerzo. Se prioriza reducir la cantidad de acero en los diseños, respetando las cuantías mínimas establecidas en la norma E.060 de Concreto Armado. Asimismo se tiene en cuenta el detalle de refuerzo de los elementos. Finalmente se desarrollan los planos estructurales donde se presentan los detalles de los elementos de concreto armado.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de seis niveles en San Miguel"
Área : Estructuras
Asesor : Ing. César Huapaya Huapaya
Alumno : ED RENZO CASTILLO LEON
Código : 2013.1307.412
Tema N° : # 458
Fecha : Lima, 5 de junio de 2018



DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Se desea realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar de seis niveles ubicado en el distrito de San Miguel en la ciudad de Lima y que será destinado para vivienda multifamiliar. El edificio se diseñará utilizando como material principal el concreto armado.

El sistema sismorresistente estará compuesto por diafragmas rígidos, pórticos y placas de concreto armado. La capacidad portante del suelo será de 4 kgf/cm² que corresponde a un suelo denso de buena calidad según la clasificación dada por la norma para cimentaciones E-050.

OBJETIVOS

El objetivo general de este trabajo es el alumno diseñe el edificio propuesto de modo que cumplan con los lineamientos establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones vigente.

Como objetivos específicos se diseñarán los elementos principales de concreto armado del edificio: losas, vigas, columnas, placas y cimentación. Así también, el diseño incluye la confección de un juego de planos estructurales similares a los que se utilizarían en obra cuando se pase a la etapa de construcción del edificio.

PLAN DE TRABAJO

El plan de trabajo consiste en lo siguiente:

- Estructuración y predimensionamiento de los principales elementos: losas, vigas, columnas, y placas y escaleras.
- Una vez estructurado el edificio se determinarán las cargas de gravedad y sísmicas y se hará un análisis estructural con estas cargas. En el caso de las cargas sísmica



62



se desarrollará un análisis modal dinámico en base a un modelo tridimensional del edificio.

- Una vez que se tenga el análisis estructural del edificio de pasará a diseñar los elementos principales de concreto armado: losas aligeradas, vigas, columnas y placas.
- Adicionalmente se dimensionarán y diseñarán los elementos que corresponderán a la cimentación de la edificación, las escaleras y cuarto de máquinas.
- Se desarrollarán finalmente los planos estructurales para obra del diseño realizado.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas



TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	i
ÍNDICE DE FIGURAS.....	v
ÍNDICE DE TABLAS.....	vii
1 GENERALIDADES.....	1
1.1 Objetivos.....	1
1.2 Justificación.....	1
1.3 Descripción de la arquitectura.....	1
1.4 Metodología.....	4
1.5 Reglamentos utilizados.....	4
1.6 Aspectos generales del diseño de concreto armado.....	4
1.7 Consideraciones de carga en la edificación y materiales.....	5
2 ESTRUCTURACION Y PRE DIMENSIONAMIENTO.....	7
2.1 Criterios de estructuración.....	7
2.2 Estructuración del proyecto.....	7
2.3 Pre dimensionamiento de elementos estructurales.....	8
3 ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD.....	13
3.1 Introducción.....	13
3.2 Losas aligeradas.....	13
3.3 Losa maciza.....	15
3.4 Viga chata.....	17
3.5 Vigas peraltadas.....	19
3.6 Columnas.....	20
3.7 Muros de corte.....	21
3.8 Escaleras.....	22
3.9 Análisis de pórticos en el edificio.....	24
4 ANALISIS SÍSMICO.....	27
4.1 Parámetros sísmicos de la edificación.....	27
4.2 Masa sísmica.....	30
4.3 Resultados del análisis modal.....	31
4.4 Análisis de irregularidades.....	32
4.5 Análisis Estático.....	34

4.6	Análisis dinámico	38
4.7	Fuerzas de diseño.....	41
4.8	Desplazamiento máximo y junta sísmica.....	42
5	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	44
5.1	Losas aligeradas	44
5.2	Losa maciza.....	51
6	DISEÑO DE VIGAS	53
6.1	Vigas peraltadas	53
6.2	Viga chata.....	62
7	DISEÑO DE COLUMNAS	64
7.1	Diseño por flexocompresión.....	64
7.2	Diseño por fuerza cortante	68
8	DISEÑO DE MUROS DE CORTE.....	71
8.1	Diseño por flexocompresión.....	71
8.2	Diseño por fuerza cortante	73
9	DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	76
9.1	Diseño de zapata aislada	76
9.2	Diseño de zapatas combinadas	81
9.3	Diseño de zapatas conectadas	89
10	DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO	94
10.1	Diseño de escaleras.....	94
10.2	Diseño del cuarto de máquinas.....	95
11	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	98
11.1	Comentarios.....	98
11.2	Conclusiones	98
12	REFERENCIAS.....	100

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Planta de arquitectura del primero nivel.....	2
Figura 2. Planta de arquitectura del piso típico	3
Figura 3. Planta de estructuración para el encofrado del 1°,3° y 5° techo.....	8
Figura 4. Planta de estructuración para el encofrado del 2°,4° y techo	8
Figura 5. Modelo estructural de una vigueta sometida a cargas de gravedad.....	14
Figura 6. Diagrama de momento flector último (1.4CM+1.7CV) de la vigueta	15
Figura 7. Diagrama de fuerza cortante último (1.4CM+1.7CV) de la vigueta.....	15
Figura 8. Modelo de losa maciza en SAP 2000.	16
Figura 9. Resultados de momento flector M11 por carga última	17
Figura 10. Resultados de momento flector M22 por carga última	17
Figura 11. Modelo estructural de una viga chata sometida a cargas de gravedad ..	18
Figura 12. Diagrama de momento flector último (1.4CM+1.7CV) de la viga chata ..	18
Figura 13. Diagrama de fuerza cortante (1.4CM+1.7CV) de la viga chata	18
Figura 14. Modelo estructural de una viga sometida a cargas de gravedad.....	19
Figura 15. Diagrama de momento flector último (1.4CM+1.7CV) de la viga.....	20
Figura 16. Diagrama de fuerza cortante último (1.4CM+1.7CV) de la viga.....	20
Figura 17. Modelo estructural de la escalera principal.	23
Figura 18. Diagrama de fuerza cortante de la escalera principal.....	24
Figura 19. Diagrama de momento flector de la escalera principal.....	24
Figura 20. Vista isométrica del modelo de la edificación en el programa ETABS....	25
Figura 21. Diagrama de momento flector resultante del pórtico del eje 3-3 en el modelo ETABS	26
Figura 22. Diagrama de momento flector del eje E-E para la combinación 1.4CM+1.7CV obtenido del modelo en ETABS.....	26
Figura 23 Espectro de diseño (Fuente propia).....	38
Figura 24. Detalle de losa aligerada de 20 cm de espesor.....	44
Figura 25. Modelo equivalente para los esfuerzos de compresión del concreto.(Adaptado de Ottazzi 2016).....	44
Figura 26 Diagrama de momento flector de vigueta.....	47
Figura 27. Disposiciones para el corte de fierro.	48
Figura 28. Diagrama de momentos debido a la carga viva	49
Figura 29. Diagrama de momentos debido a la carga muerta.....	50
Figura 30. Armado final de la losa aligerada.....	51
Figura 31. Armado final de la losa maciza	52

Figura 32. Envolvente de momento flector de viga V-06.....	55
Figura 33. Envolvente de fuerza cortante de viga V-06.....	55
Figura 34. Resistencia suministrada a la viga según el refuerzo calculado.....	57
Figura 35. Fuerza cortante de diseño de vigas (Fuente: Norma técnica E.060).....	58
Figura 36 y 37. Elevación de viga V-06.....	60
Figura 38. Envolvente de momento flector de viga V-A.....	60
Figura 39. Envolvente de fuerza cortante de viga V-A.....	61
Figura 40. Elevación de viga V-A.....	62
Figura 41. Sección de viga chata VCH-03.....	63
Figura 42. Diagrama de interacción del momento nominal M_{xx}	66
Figura 43. Diagrama de interacción del momento nominal M_{yy}	66
Figura 44. Diagrama de interacción del momento nominal M_{xx}	67
Figura 45. Diagrama de interacción del momento nominal M_{yy}	67
Figura 46. Fuerza cortante de diseño en columnas (Fuente: Norma Técnica E.060) 68	
Figura 47. Sección transversal de columnas C-5 y C-1.....	70
Figura 48. Elementos confinados de borde en muros (Fuente: Norma Técnica E.060)72	
Figura 49. Diagrama de interacción de la placa P-6 del momento M_{xx}	73
Figura 50. Sección transversal del muro de corte P-6.....	75
Figura 51. Vista en planta del armado de la zapata.....	80
Figura 52. Elevación de la zapata.....	81
Figura 53. Vista en planta de la cimentación combinada.....	81
Figura 54 Modelo estructural de la zapata combinada.....	87
Figura 55 Diagrama de fuerza cortante de la zapata combinada.....	87
Figura 56. Diagrama de momento flector de la zapata combinada.....	88
Figura 57. Elevación de zapata combinada.....	89
Figura 58. Modelo de análisis para cimentaciones conectadas.....	90
Figura 59. Vista en planta de la cimentación conectada.....	90
Figura 60. Modelo estructural de la viga de cimentación.....	92
Figura 61. Diagrama de momento flector de la viga de cimentación.....	92
Figura 62. Elevación de la viga de cimentación VC-05(.25 x.80).....	93
Figura 63. Elevación del segundo tramo de la escalera principal.....	95
Figura 64. Diagrama de momento flector en la dirección M11 para la losa de 20 cm 96	

Figura 65. Diagrama de momento flector en la dirección M22 para la losa de 20 cm
96

Figura 66. Detalle de losa de encofrado para el piso y techo del cuarto de máquinas
97

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Resultados del pre dimensionamiento de columnas interiores	10
Tabla 2. Resultados del pre dimensionamiento de columnas exteriores	11
Tabla 3. Longitud requerida de muros para cada dirección de análisis	12
Tabla 4. Peso por metro cuadrado de losas aligeradas convencionales (Adaptado: Norma técnica E.020)	13
Tabla 5. Resumen del metrado de cargas de la columna C-5.....	21
Tabla 6. Resumen del metrado de cargas de la placa P-1	22
Tabla 7. Factor de zona (Fuente: Norma Técnica E.030).....	27
Tabla 8. Factor de uso (Fuente: Norma Técnica E.030).....	28
Tabla 9. Factor de suelo (Fuente: Norma Técnica E.030).....	28
Tabla 10. Valores de T_p y T_L según el factor de suelo (Fuente: Norma Técnica E.030).....	28
Tabla 11. Coeficiente de reducción básico según el sistema estructural (Fuente: Norma Técnica E.030).....	29
Tabla 12. Irregularidades en altura (Fuente: Norma Técnica E.030).....	30
Tabla 13. Irregularidades en planta (Fuente: Norma Técnica E.030).....	30
Tabla 14. Resultados de masa por nivel en la edificación.....	31
Tabla 15. Modos y periodos de vibración resultantes del análisis	31
Tabla 16. Modos principales en la dirección X-X.....	32
Tabla 17. Modos principales en la dirección Y-Y.....	32
Tabla 18. Fuerzas laterales en dirección x-x.....	35
Tabla 19. Fuerzas laterales en dirección y-y.....	35
Tabla 20. Resultados de derivas en dirección x-x.....	36
Tabla 21. Resultados de derivas en dirección y-y.....	36
Tabla 22. Fuerza cortantes en la base de los muros de la edificación en dirección x-x	37
Tabla 23. Fuerza cortantes en la base de los muros de la edificación en dirección y	37
Tabla 24. Resultados de derivas en dirección x-x.....	39

Tabla 25. Resultados de derivas en dirección y-y.....	39
Tabla 26. Análisis de irregularidad de rigidez x-x.....	40
Tabla 27. Análisis de irregularidad de rigidez y-y.....	40
Tabla 28. Análisis de irregularidad de torsional x-x.....	41
Tabla 29. Análisis de irregularidad de torsional y-y.....	41
Tabla 30. Factor de escala de fuerzas en la dirección x-x.....	41
Tabla 31. Factor de escala de fuerzas en la dirección x-x.....	42
Tabla 32. Desplazamiento absoluto en la dirección x-x.....	42
Tabla 33. Desplazamiento absoluto en la dirección y-y.....	42
Tabla 34. Longitud de anclaje para varillas de refuerzo en tracción (Adaptado de Ottazzi 2016).....	53
Tabla 35. Longitud de anclaje para varillas de refuerzo en compresión (Adaptado de Ottazzi 2016).....	54



1 GENERALIDADES

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo general

Realizar el análisis y diseño estructural de una edificación de concreto armado a partir de una arquitectura definida.

1.1.2 Objetivo específico

- Realizar una estructuración adecuada que sea compatible con lo establecido en el reglamento nacional de edificaciones para efectos sísmicos.
- Desarrollar el diseño de los elementos estructurales como vigas, losas, columnas, placas y cimentaciones.
- Desarrollar los planos de estructuras de la edificación a partir del diseño de elementos de concreto armado.

1.2 Justificación

La finalidad de realizar un diseño estructural es generar una estructura que describa un comportamiento adecuado ante cargas de gravedad y de sismo. Esto se logra al proveer de suficiente resistencia a la edificación ante la demanda de fuerzas sísmicas. El Perú se encuentra en una zona de alta sismicidad por lo que existen normas con requerimientos estrictos para los efectos sísmicos que aseguren el diseño de edificaciones seguras y funcionales. Por tanto, la importancia de realizar un adecuado diseño estructural supone determinar las dimensiones y secciones adecuadas para la edificación en análisis. Además, el diseño se limita a cumplir con una arquitectura definida por lo que la estructuración y dimensionamiento debe ser compatible con la disposición arquitectónica. En consecuencia, el diseño de una edificación puede derivar en distintas configuraciones, de las cuales se selecciona la solución óptima.

1.3 Descripción de la arquitectura

La edificación es una vivienda multifamiliar de seis niveles ubicada en el distrito de San Miguel con un área techada de 287 m². Se cuenta con dos departamentos por nivel y un departamento del tipo dúplex cada dos niveles. Estos cuentan con ambientes como sala-comedor, lavandería, cuartos de servicio, dormitorios y terraza. El ingreso hacia los departamentos se realiza mediante una escalera principal y un ascensor común (Ver Figura 1). La edificación presenta límites de propiedad en los lados adyacentes a la entrada principal.

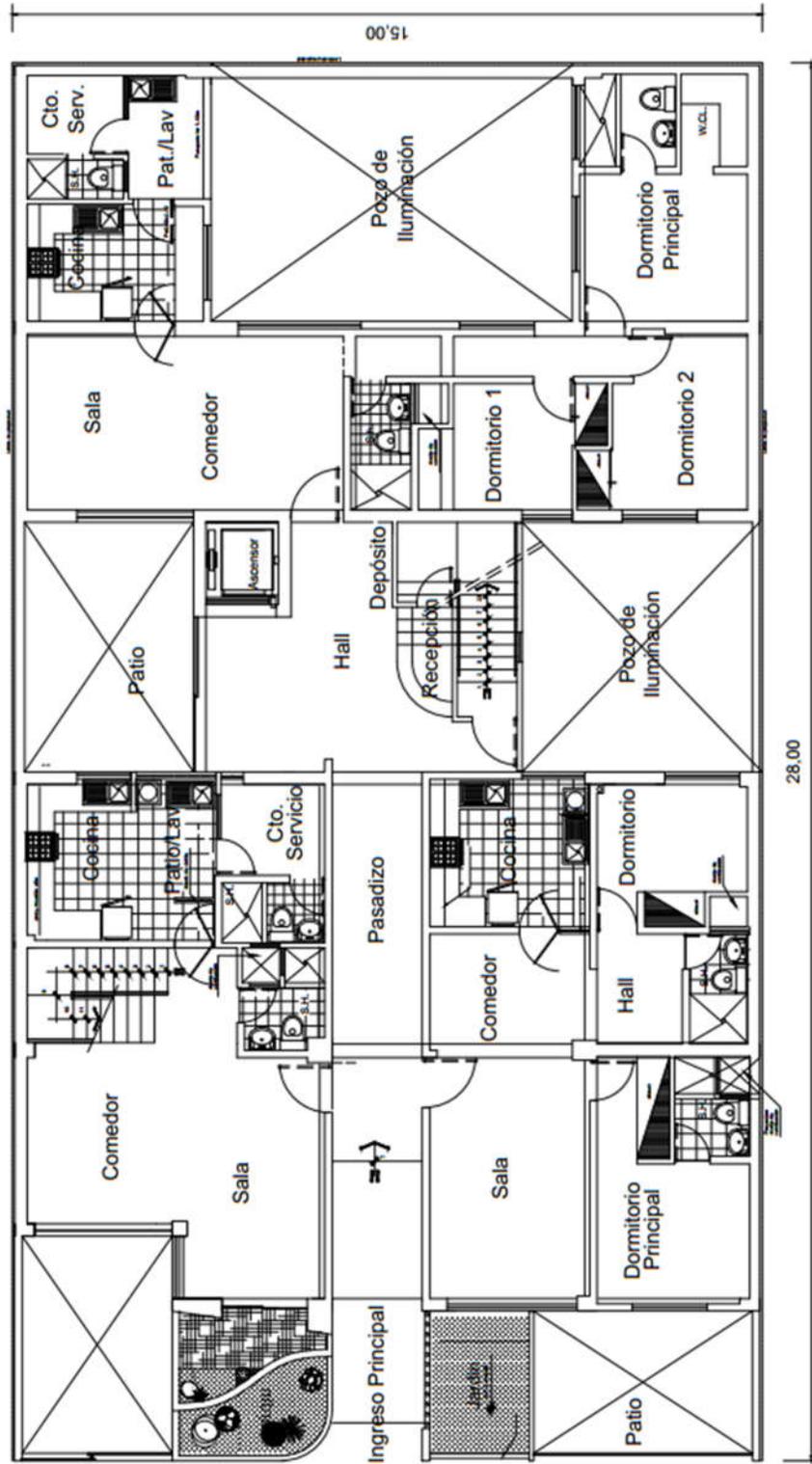


Figura 1. Planta de arquitectura del primero nivel

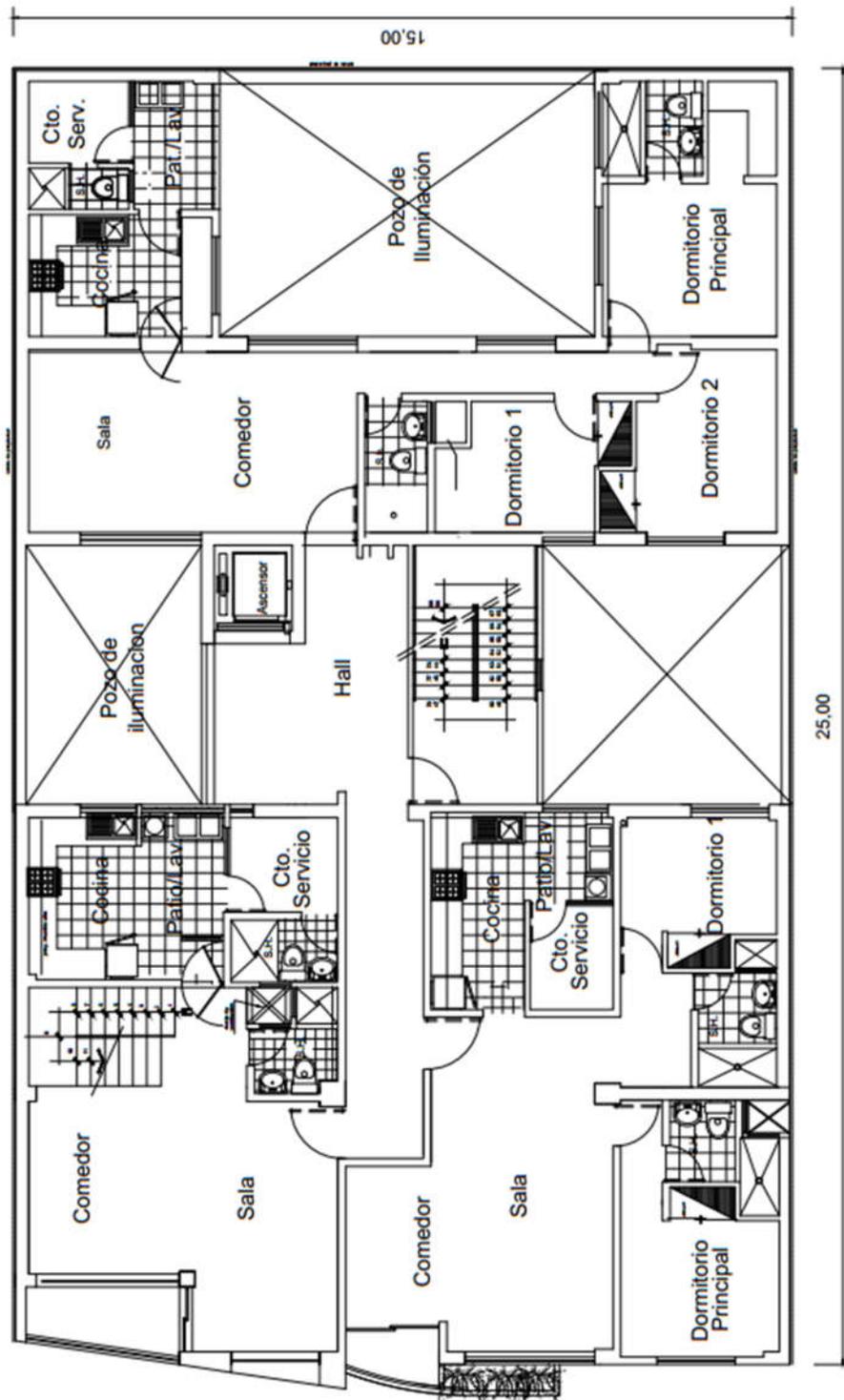


Figura 2. Planta de arquitectura del piso típico

1.4 Metodología

Se presenta una distribución arquitectónica ya definida. A partir de ella se inicia una estructuración base y el pre dimensionamiento de los elementos estructurales asignados. Lo siguiente consiste en el metrado de cargas para la edificación y el peso total de la misma. Por lo que se planea realizar un análisis por cargas de gravedad en el cual se verifican las dimensiones asignadas a los elementos estructurales. Posteriormente, se realiza el análisis sísmico mediante un modelo tridimensional de la estructura considerando diafragmas rígidos. Los análisis sísmicos iniciales consisten en un análisis traslacional y rotacional del edificio. Además del método de análisis estático y dinámico establecido en la norma sismorresistente. Finalmente, se realiza el diseño en concreto armado de los elementos estructurales como vigas, columnas, placas, losas, escaleras y cimentaciones. Este diseño se efectúa de acuerdo a las disposiciones de la norma E 0.60. Los resultados del diseño de elementos se reflejarán en planos de estructuras en el que se muestra el detalle del refuerzo para cada elemento. Algunas de las consideraciones para este procedimiento es la capacidad portante del suelo de 4kg/cm^2 . Además se utiliza concreto con resistencia a la compresión de 210 kg/cm^2 y acero de refuerzo de diámetros comerciales en el país.

1.5 Reglamentos utilizados

Los procedimientos de análisis y diseño estructural se realizan a partir de los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones. Las normas que se utilizan son las siguientes:

Norma técnica E.020 Cargas

Norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente

Norma técnica E.050 Suelos y Cimentaciones

Norma técnica E.060 Diseño Concreto Armado

1.6 Aspectos generales del diseño de concreto armado

1.6.1 Diseño por resistencia

La norma E.060 de diseño en concreto armado se utiliza la metodología de diseño por resistencia. Este enfoque es un diseño que utiliza estados últimos de una estructura. Se generan estados desfavorables al amplificar las cargas y utilizar combinaciones con los tipos de carga que se presenten. El diseño por resistencia también considera un factor de reducción especificado según la norma E.060 para flexión, fuerzas cortantes y torsión. Por último, este método de diseño exige que la resistencia suministrada al elemento sea mayor o igual a la resistencia última.

Ecuación del diseño por resistencia

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

R_n : Resistencia nominal

ϕ : Factor de reducción

R_u : Resistencia última

1.6.2 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga son estados últimos establecidos por los códigos a fin de generar casos desfavorables en los elementos estructurales. Se utilizan en el diseño estructural y se emplean en el método de diseño por resistencia. Para el diseño de esta edificación no se contempla el uso de todas las combinaciones de carga presentadas en la norma E.060, solo aquellas que incluyen la carga muerta, carga viva y carga de sismo. Por tanto las combinaciones de carga establecidas por la norma E.060 son las siguientes:

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25(CM + CV) \pm S$$

$$0.9CM \pm S$$

Donde:

CM : Carga muerta

CV : Carga viva

S : sollicitación de sismo

1.6.3 Diseño por capacidad

Este método de diseño consiste en establecer una jerarquía de la resistencia en los elementos estructurales. El objetivo es suministrar suficiente resistencia para permitir el desarrollo de mecanismos plásticos con lo cual se evita las fallas frágiles. En el diseño de concreto armado este análisis se realiza en elementos como vigas en las cuales se requiere que la falla por flexión suceda antes que por fuerzas cortantes ya que este último genera fallas frágiles.

1.7 Consideraciones de carga en la edificación y materiales

La edificación emplea el concreto armado como material predominante. Por lo que se debe establecer el tipo de concreto y acero de refuerzo a utilizar. Asimismo, se incluyen tabiques de mampostería dentro de la edificación. Respecto a las cargas sobre la edificación, se ha

utilizado las especificaciones de la norma E.020. En este sentido se reconoce tres tipos de carga sobre la edificación: carga muerta, carga viva y carga de sismo. La carga muerta es representada por el peso propio de los elementos, el peso de acabados y tabiquería. En el caso de carga viva solo se ha considerado la sobrecarga de 200 kg/m² para el uso de viviendas.

Cargas consideradas en la edificación

Peso de acabados = 100 kg/m²

Sobrecarga = 200 kg/m²

Sobrecarga en azotea = 100 kg/m²

Propiedades mecánicas de los materiales utilizados

Concreto Armado

Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Densidad del concreto: 2400 kg/m³

Módulo de elasticidad: 220000 kg/cm²

Módulo de Poisson: 0.15

Acero de refuerzo

Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Densidad del acero: 7800 kg/m³

Módulo de elasticidad: 2000000 kg/cm²

Unidades de albañilería cocidas sólidas

Resistencia a la compresión axial: $f'm = 45 \text{ kg/cm}^2$

Densidad: 1800 kg/m³

Las unidades de mampostería presentan un espesor de 15 cm compatible con los planos de arquitectura.

2 ESTRUCTURACION Y PRE DIMENSIONAMIENTO

2.1 Criterios de estructuración

La estructuración determina la distribución de los elementos en la planta típica. En consecuencia, esta fase debe tomar en cuenta la distribución de muros y tabiques en la arquitectura para la ubicación de columnas, placas, vigas y losas. Para lograr una adecuada estructuración de la planta típica se deben considerar los siguientes criterios:

- Simetría
- Resistencia y ductilidad
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral
- Hiperestaticidad y monolitismo

2.2 Estructuración del proyecto

A partir del estudio de la arquitectura se planteó utilizar un sistema de muros estructurales. La presencia de muros perimetrales permiten colocar placas de gran dimensión, mientras que en el interior de los departamentos se utilizaran columnas que se adecuen a los muros y no interfiera con el plan arquitectónico. El sistema de losas es de aligerado en una dirección y losas macizas. Las losas aligeradas se proyectaron con las viguetas en la dirección más corta del paño y las losas macizas se ubicaron en los paños donde se recibe a la escalera o son utilizados como descanso para este elemento. Las vigas peraltadas se ubican en los perímetros de ambientes y las vigas chatas se ubican debajo de tabiques con el fin de evitar deflexiones importantes en las losas aligeradas. Mediante el estudio arquitectónico se decidió colocar elementos estructurales similares en todos los niveles dado que se presenta una planta típica. Por otro lado, debido a la irregularidad geométrica de la planta es complicado utilizar el criterio de simetría. Sin embargo, la estructuración se basó en distribuir los elementos que aportan rigidez como muros de corte de tal manera que no se genere una gran excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. La Figura 3 y Figura 4 muestran las plantas de estructuración típicas, se aprecia que estas difieren en volados y el inicio de una escalera dado que existen departamentos de tipo dúplex.

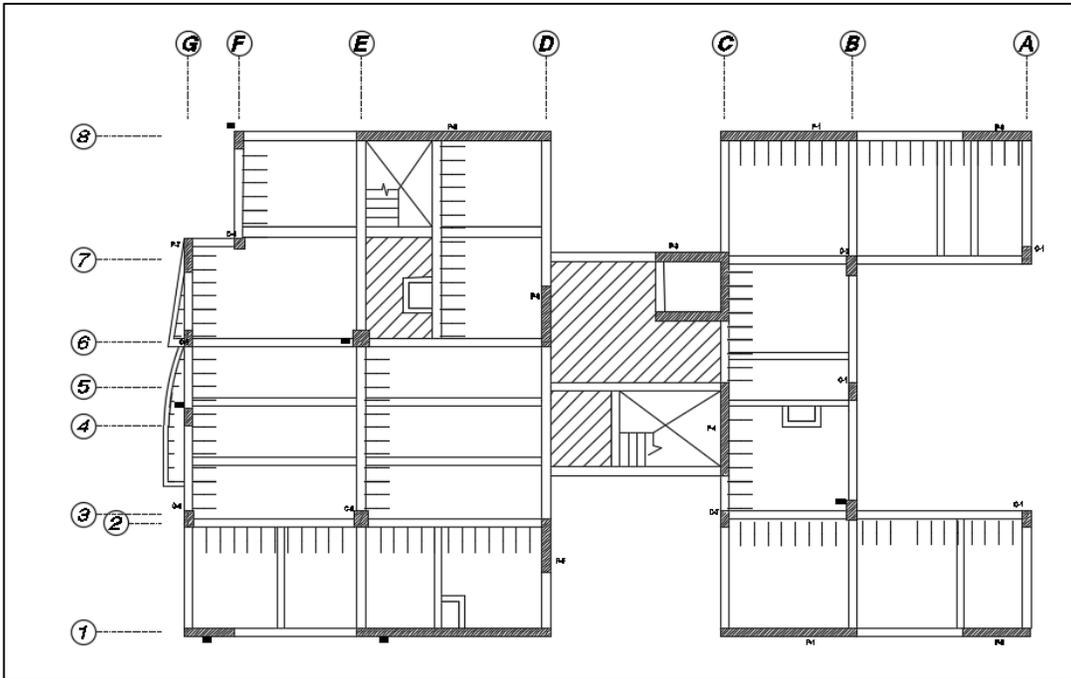


Figura 3. Planta de estructuración para el encofrado del 1°,3° y 5° techo

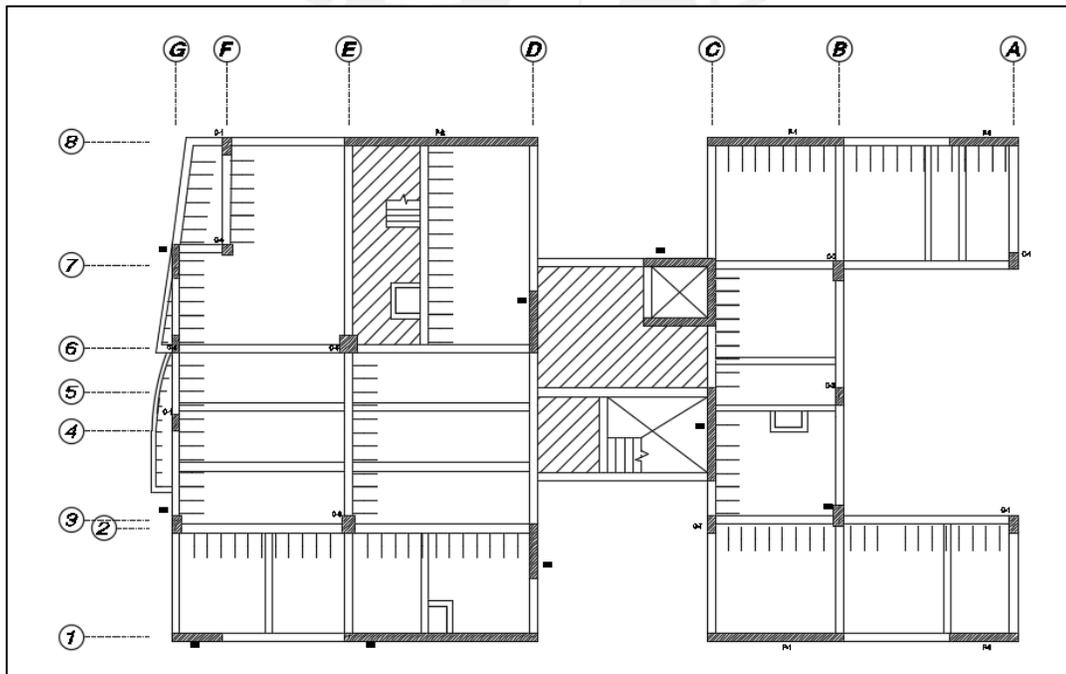


Figura 4. Planta de estructuración para el encofrado del 2°,4° y techo

2.3 Pre dimensionamiento de elementos estructurales

Los elementos estructurales requieren dimensiones adecuadas para soportar las cargas de servicio. En especial los elementos responsables de resistir las solicitaciones sísmicas. Dado que la rigidez y resistencia lateral depende de las secciones de vigas,

columnas y placas. En esta sección se presenta criterios y métodos aplicados para establecer los peraltes de vigas, columnas y el resto de elementos estructurales.

2.3.1 Losas aligeradas y macizas

El criterio utilizado para dimensionar las losas aligeradas se encuentra en función a la luz máxima que presentan. Puesto que mayores luces generan mayores esfuerzos y deflexiones sobre la losa. En la norma E.060 de concreto armado se establecen expresiones en función de la luz y los apoyos de la losa. En la estructuración se presentan paños simplemente apoyados y continuos. En consecuencia, se puede utilizar peraltes en el orden de 1/16 o 1/21 de la luz libre del paño como indica el reglamento E.060. De acuerdo con la estructuración típica, la luz libre de mayor valor equivale a 5.4 m. Por lo que se utiliza aligerado de 20 cm de espesor en todos los paños del edificio.

Por otro lado, se ha dispuesto de losas macizas en la zona de la caja del ascensor, la escalera principal y los paños donde nace y termina la escalera de los dúplex. Las losas armadas en dos direcciones según las especificaciones de la norma de concreto armado no debe presentar un espesor menor a 9.0 o 12.5 cm a menos que se verifiquen las deflexiones. Se asignó un peralte de 20 cm para las losas macizas a fin de uniformizar el peralte con las losas aligeradas. Sin embargo debido a la irregularidad de la planta se ha dispuesto de una losa maciza de 25 cm en la zona del ascensor con el fin de proveer de un elemento más resistente a fuerzas cortantes y evitar fallas del diafragma.

2.3.2 Vigas peraltadas

El espesor mínimo que establece en la norma E.060 de concreto armado es 25 cm para vigas con responsabilidad sísmica. Por consideraciones arquitectónicas como el ancho de muros de 15 cm, se ha optado por establecer un ancho de 25 cm en las vigas. Por otro lado el peralte de las vigas principales debe ser tal que las cargas que soporte no produzcan deflexiones importantes. Adicionalmente se puede controlar las deflexiones en vigas con un peralte en el orden de 1/10 o 1/12 de la luz libre de la viga (Blanco, 1995).

La luz máxima que se presenta en la estructuración es de 6.1 m.

Predimensionamiento de vigas

$$h = L / 10 = 610 / 10 = 61 \text{ cm}$$

$$h = L / 12 = 610 / 12 = 50.8 \text{ cm}$$

Debido a condiciones arquitectónicas como la altura de puertas y altura de entrepiso se proyecta utilizar vigas de 50 cm de peralte. Finalmente se uniformiza la sección de vigas utilizando dimensiones de 25 cm x 50 cm.

2.3.3 Vigas chatas

Las vigas chatas presentan el mismo peralte de las losas por lo que asignan peraltes iguales a 20 cm. En cambio, el ancho de estos elementos es dominado por la resistencia a fuerza cortante. Las secciones de las vigas chatas son de 25 cm x 20 cm y 20 cm x 20 cm.

2.3.4 Columnas

Las columnas son elementos sometidos a flexión y fuerza axial por lo que su dimensionamiento se puede realizar en base a la carga axial que soporta. Para ello existen expresiones típicas de dimensionamiento. Sin embargo las secciones finales que se adoptan buscan aprovechar la disponibilidad de espacio en la arquitectura. Para fines de dimensionamiento se asumirá un ratio de 1 t/m² de peso en cada nivel. Las siguientes expresiones son utilizadas por el Ing. Blanco (Blanco, 1995) para estimar el área para las columnas según la carga axial en servicio y se utilizaran como guía para el dimensionamiento:

Columna interior

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

Columna exterior o esquinera

$$\text{Área de columna} = P \text{ servicio} / 0.35 f'c$$

La variación de estas ecuaciones está basada en la consideración de que las columnas interiores presentan una carga axial en relación al momento flector mayor que en las columnas exteriores (Blanco, 1995). Por lo que se estima que bajo cargas de servicio se alcance esa fracción de la resistencia a la compresión.

En la Tabla 1 y Tabla 2 se muestran las secciones seleccionadas para columnas a partir del uso de las expresiones anteriores.

Tabla 1. Resultados del pre dimensionamiento de columnas interiores

Columna	Área tributaria	Carga axial	Área requerida	Área seleccionada
	m ²	ton	cm ²	cm ²
Eje C , Eje 2	21.9	131.6	1392.4	40x50
Eje C , Eje 7	32.4	194.4	2057.1	50x50
Eje F , Eje 8	10.3	61.9	654.6	30x60
Eje F , Eje 3	10.7	64.4	681.3	30x60
Eje E , Eje 5	1.8	10.7	113.7	25x50
Eje F , Eje 6	7.6	45.4	480.6	25x50
Eje E , Eje 4	2.3	13.7	145.4	25x50

Tabla 2. Resultados del pre dimensionamiento de columnas exteriores

Columna	Área tributaria	Carga axial	Área requerida	Área seleccionada
	m2	ton	cm2	cm2
Eje B , Eje 10	5.6	33.7	458.0	25x50
Eje B , Eje 9	3.5	20.9	284.9	30x30
Eje A , Eje 7	7.8	46.8	636.7	25x50
Eje A , Eje 5	6.3	37.5	510.2	30x50
Eje A , Eje 1	3.9	23.6	320.8	25x50
Eje A , Eje 2	7.9	47.5	645.7	30x50
Eje G , Eje 8	4.3	25.6	347.8	25x50
Eje G , Eje 2	4.1	24.4	331.4	25x50

Como se observa se ha dispuesto de un ancho mínimo de 25 cm y un peralte tal que supere el área requerida por el pre dimensionamiento. Además, algunas secciones son presentan mayor área al calculado por el predimensionamiento ya que no interfiere con la configuración arquitectónica lo que beneficia a la estructura con mayor rigidez.

2.3.5 Placas

Según las especificaciones de la norma E 0.60 el espesor mínimo para las placas no deberá ser menor a 10cm ni 1/25 la altura de los elementos que le generen apoyo lateral. La arquitectura presenta muros de 25 cm en los perímetros y en ciertos ambientes. Por lo tanto se ha dispuesto de placas de 25 cm continuas en todos los niveles en longitudes permitidas por la distribución arquitectónica. Asimismo, la longitud de los muros se ve afectada por los resultados del análisis sísmico y la necesidad de proveer rigidez lateral a la estructura. La norma de concreto armado detalla que para el ancho de 25 cm no se requiere cabezales en los muros estructurales.

A modo de dimensionar los muros se determina la longitud requerida para resistir la fuerza cortante en la edificación. Para ello se determina el cortante basal mediante el método estático que se explica en el capítulo 5. El cortante basal en cada dirección se presenta a continuación:

$$V_{\text{basal } x-x} = 363 \text{ ton}, V_{\text{basal } y-y} = 303 \text{ ton}$$

El reglamento expresa que la resistencia a la fuerza cortante del concreto para muros viene definido por la siguiente expresión (RNE,2006):

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * 0.8 * L$$

Además, la resistencia a la fuerza cortante del concreto y estribos no debe superar lo obtenido por la siguiente ecuación:

$$V_n = 2.6 * \sqrt{f'_c} * b * 0.8 * L$$

Al aplicar ambas ecuaciones para cada dirección de análisis se obtiene la longitud requerida de muros considerando un ancho de 25 cm.

Tabla 3. Longitud requerida de muros para cada dirección de análisis

	Vc	Vn
Lx (m)	23.63	4.82
Ly (m)	19.73	4.02

Los resultados indican que en ambas direcciones se requiere una longitud total de placas en promedio de 21 m con el fin de que solo el concreto pueda soportar la fuerza cortante. Además, si se considera el máximo aporte de los estribos, se requiere una longitud de 4.8 m. Como se observa en la Figura 4 se utilizó muros de gran dimensión en la dirección x-x, cuya longitud total de muros asciende a 22.9 m. Sin embargo, en la dirección y-y no se provee de una gran densidad de muros debido a que la arquitectura no lo permite. Los valores de la Tabla 3 son resultados de un método que sugiere longitud de muro requeridos para controlar los efectos sísmicos. En la dirección x-x se colocó un muro de 9.15 m que supera la longitud requerida si se provee la máxima resistencia a corte por estribos. Posteriormente se evaluará la estructuración y el dimensionamiento de acuerdo a la respuesta sísmica del edificio.

3 ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1 Introducción

En esta sección se realiza el metrado de cargas que consiste en calcular las fuerzas por gravedad de los elementos estructurales. Debido a que solo se analizan cargas verticales, éstas se clasifican en carga muerta y carga viva. La norma técnica E 0.20 señala a la carga muerta como aquellas solicitaciones permanentes en la edificación como el peso propio de los elementos; mientras que se considera carga viva al peso de personas y tabiques móviles.

Los tabiques presentados en la edificación tienen un espesor de 15 y 10 cm y densidad igual a 1.8 ton/m². La altura libre de los muros de albañilería es de 2.45 m.

Carga por metro lineal de tabiques (e=10 cm): $1.8 \times 0.1 \times 2.45 = 0.441 \text{ ton / m}$

Carga por metro lineal de tabiques (e=15 cm): $1.8 \times 0.15 \times 2.45 = 0.66 \text{ ton / m}$

El sistema de losas está compuesto por losas aligeradas y macizas de 20 cm de espesor. Las losas aligeradas son elementos de concreto junto a elementos mampostería. El peso de estas losas para efectos de diseño ha sido tomado de los valores convencionales presentados en la norma E0.20 (RNE,2006), el cual varía de acuerdo al espesor del aligerado.

**Tabla 4. Peso por metro cuadrado de losas aligeradas convencionales
(Adaptado: Norma técnica E.020)**

Losa aligerada	Peso (ton/m ²)
Aligerado 17 cm	0.28
Aligerado 20 cm	0.30
Aligerado 25 cm	0.35

La sobrecarga considerada para este tipo de edificación (viviendas multifamiliares) es de 200 kg/cm² según lo especificado por la norma de Cargas. Adicionalmente, se considera un peso de carga muerta de 100 kg/cm² de acabados.

3.2 Losas aligeradas

Las losas aligeradas son elementos sometidos únicamente a cargas verticales. El modelo de las viguetas considera que no existe deflexión en las vigas por lo que son tomados como apoyos para este elemento. Esta simplificación permite realizar un análisis rápido de las fuerzas internas en una vigueta. El metrado de losas aligeradas se realiza de acuerdo a un ancho tributario correspondiente a la separación entre viguetas de 0.4 m. La Figura 5 muestra el modelo estructural de una vigueta típica:

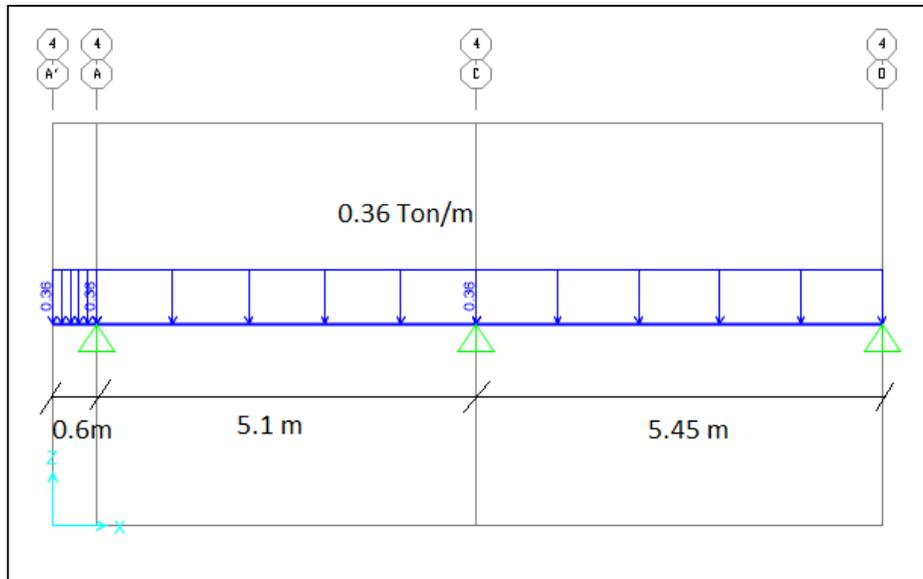


Figura 5. Modelo estructural de una vigueta sometida a cargas de gravedad

Metrado de vigueta

Ancho tributario = 0.4 m

Cargas aplicadas a la vigueta

W peso propio = 0.3 ton/m²

W acabados = 0.1 ton/m²

W sobrecarga = 0.2 ton/m²

Carga muerta

W peso propio = 0.3 x 0.4 = 0.12 ton/m

W acabados = 0.1 x 0.4 = 0.04 ton/m

W carga muerta = 0.04 + 0.12 = 0.16 ton/m

Carga viva

W sobrecarga = 0.2 x 0.4 = 0.08 ton/m

W carga viva = 0.08 ton/m

Carga de servicio

W servicio = W carga muerta + W carga viva = 0.08 + 0.16 = 0.24 ton/m

W ultimo = 1.4 W carga muerta + 1.7 W carga viva = 0.36 ton/m

En la Figura 6 se observa la distribución de momento flector a lo largo de la vigueta. El momento positivo se concentra aproximadamente en los centros de los tramos, mientras que el momento negativo alcanza su valor máximo en la viga interior que funciona como un apoyo. Se observa que el momento flector máximo es de 1.23 ton.m. Este resultado no

resulta excesivo para el cálculo de refuerzo lo que se observará en el capítulo de diseño de losas. Por otro lado, la distribución de fuerza cortante alcanza valores máximos en los apoyos. Asimismo, el máximo valor de fuerza cortante es de 1.21 ton, el cual resulta menor a la resistencia al cortante para una losa de 20 cm como se demostrará posteriormente en el diseño, lo que implica prescindir del uso de ensanches en la vigueta para incrementar la resistencia ante fuerzas cortantes.

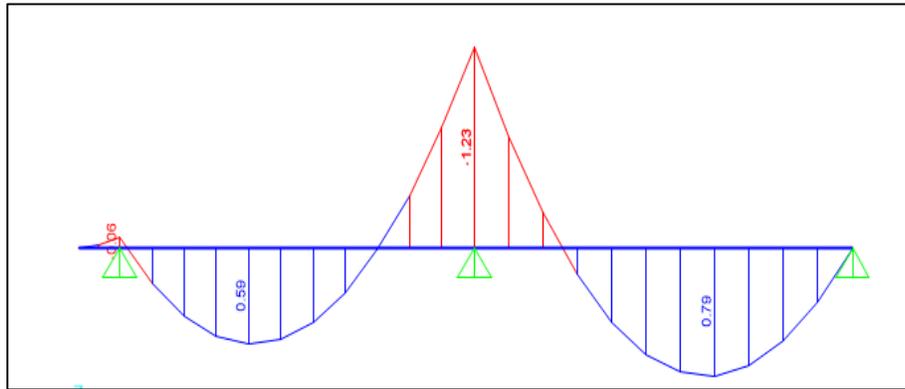


Figura 6. Diagrama de momento flector último (1.4CM+1.7CV) de la vigueta

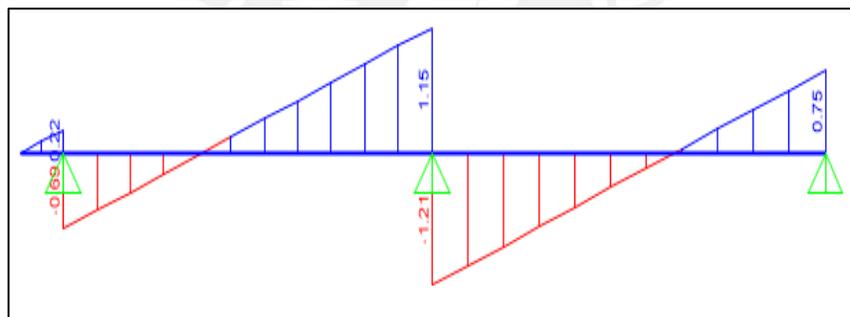


Figura 7. Diagrama de fuerza cortante último (1.4CM+1.7CV) de la vigueta

3.3 Losa maciza

El metrado de losas macizas es muy similar al de losas aligeradas en el cual se utiliza un ancho tributario de 1 m. El peso propio de la losa maciza se calcula con el peso específico del concreto equivalente a 2.4 ton/m³ y la sección transversal del elemento. Las losas macizas se modelaron en el programa SAP 2000 mediante el método de elementos finitos como un elemento bidimensional. Se modeló la losa como un elemento de tipo "Shell", las condiciones de borde de la losa se modelaron con elementos "Frame" donde se presenten vigas peraltadas y se colocó apoyos en la interacción de la losa y muros. El análisis en el programa requiere discretizar la losa, lo que permite obtener mejores aproximaciones de los esfuerzos que se generan debido a las solicitaciones. Las cargas se aplicaron por unidad de área considerando carga muerta de acabados, peso propio y la sobrecarga. Se presenta los resultados para la losa maciza adyacente a la caja de ascensor:

Metrado de losa maciza

Cargas aplicadas a la losa maciza

$$W \text{ peso propio} = 2.4 \times 0.25 = 0.6 \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ acabados} = 0.1 \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ sobrecarga} = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

Carga muerta

$$W \text{ carga muerta} = 0.6 + 0.1 = 0.7 \text{ ton/m}^2$$

Carga viva

$$W \text{ carga viva} = W_{s/c} = 0.2 \text{ ton/m}^2$$

Carga de servicio

$$W \text{ servicio} = W \text{ carga muerta} + W \text{ carga viva} = 0.7 + 0.2 = 0.9 \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ ultimo} = 1.4 \times W \text{ carga muerta} + 1.7 \times W \text{ carga viva} = 1.32 \text{ ton/m}^2$$

En la Figura 8 se presenta el modelo de la losa maciza mientras que en la Figura 9 y Figura 10 se presentan los diagramas momentos flector del elemento. Se observa que el momento positivo se concentra en zonas alejadas del perímetro de la losa, lo cual es de esperarse bajo cargas de gravedad y las condiciones de borde que se asignaron al elemento en el programa. El valor máximo de momento positivo alcanzado en ambas direcciones es de 0.45 ton/m. Además, los resultados muestran valores de momento negativo del orden de 0.8 ton/m. Se puede concluir que las dimensiones de la losa resultan adecuadas para los resultados obtenidos pues como se verá posteriormente estos resultados de momento exigen cuantías inferiores a las mínimas permitidas.

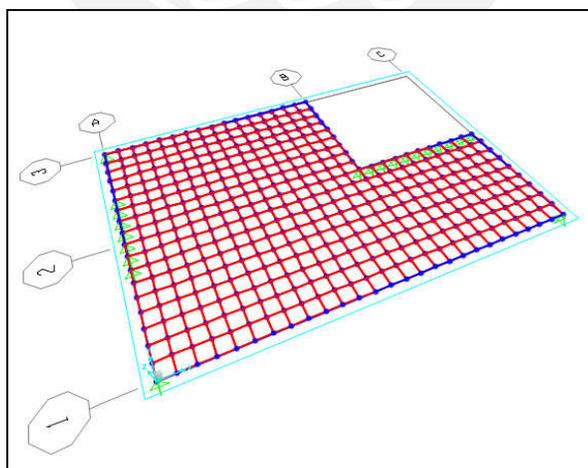


Figura 8. Modelo de losa maciza en SAP 2000.

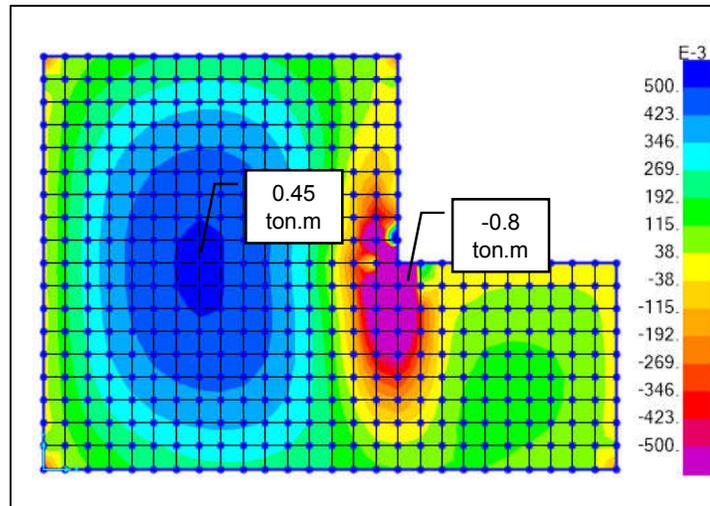


Figura 9. Resultados de momento flector M11 por carga última

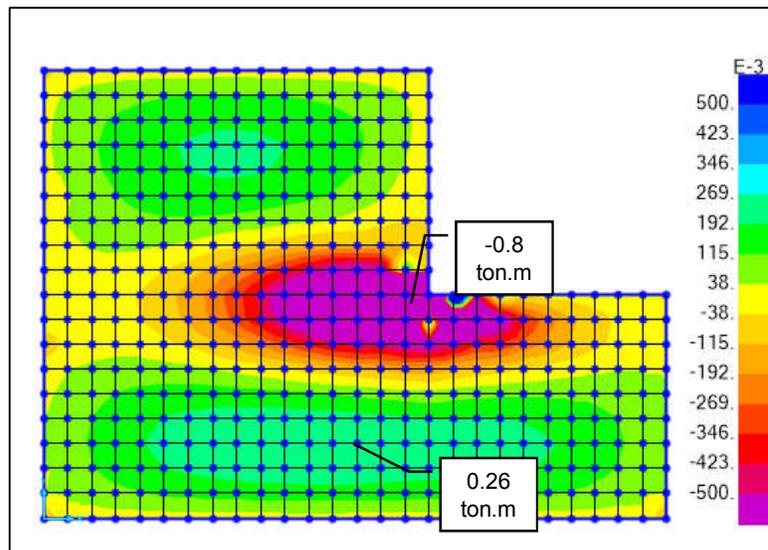


Figura 10. Resultados de momento flector M22 por carga última

3.4 Viga chata

El modelo estructural de las vigas chatas utiliza un modelo unidimensional. Se considera que las vigas chatas se encuentran apoyadas en las vigas peraltadas. El objetivo de utilizar vigas chatas es incluir directamente el peso de los tabiques como carga distribuidas a lo largo de estos elementos, lo que incide en mayores fuerzas cortantes y momentos flectores. A continuación se presenta el metrado de cargas de la viga chata VCH-03 según la estructuración de la planta típica.

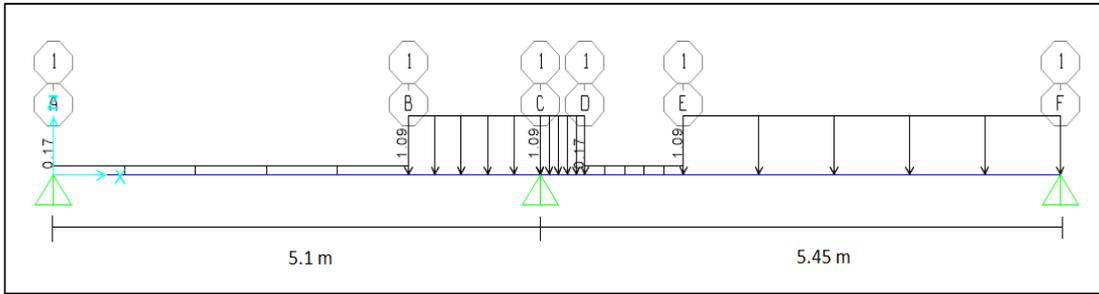


Figura 11. Modelo estructural de una viga chata sometida a cargas de gravedad

Metrado de viga chata (.25 m x .20 m)

Carga muerta

W peso propio = $2.4 \times 0.25 \times 0.2 = 0.12$ t/m

W tabiques = 0.66 t/m

W servicio = W carga muerta + W carga viva = $0.66 + 0.12 = 0.78$ ton/m

W ultimo = $1.4 W$ carga muerta + $1.7 W$ carga viva = 1.09 ton/m

Se presentan los resultados del análisis estructural:

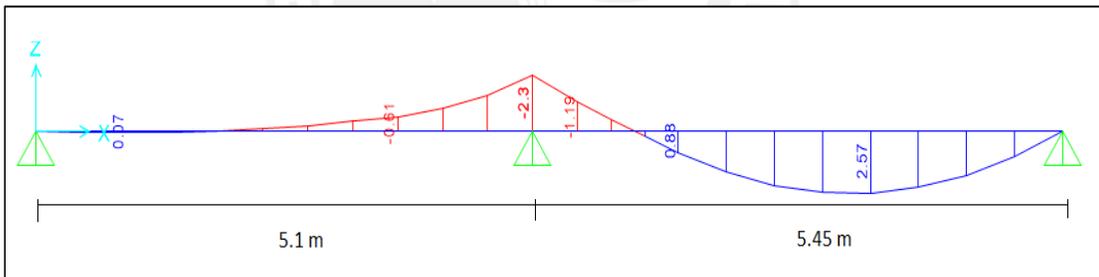


Figura 12. Diagrama de momento flector último (1.4CM+1.7CV) de la viga chata

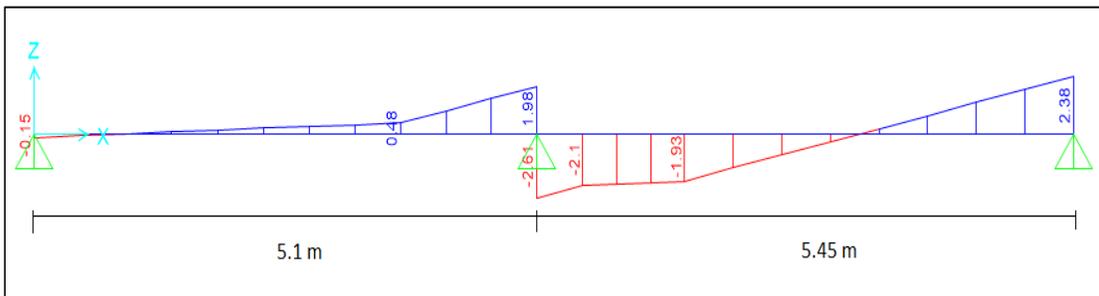


Figura 13. Diagrama de fuerza cortante (1.4CM+1.7CV) de la viga chata

Se observa notablemente el incremento de fuerzas internas en una viga chata respecto a las viguetas de la losa aligerada. El momento positivo se incrementa notablemente en el segundo tramo del modelo debido a la presencia del tabique presente solo en el segundo tramo. La inclusión de estos elementos para el soporte de tabiques internos en las losas se justifica ya que evita que las losas presenten incrementos de esfuerzos por la presencia de tabiques. El momento flector negativo máximo equivale a 3 ton.m, el cual puede resultar en gran cantidad de refuerzo para las dimensiones de la viga chata. El detalle del diseño se presentará posteriormente.

3.5 Vigas peraltadas

Las vigas peraltadas son elementos que soportan su peso propio, losas aligeradas o macizas, peso de acabados y sobrecarga transmitida por la losa. El ancho tributario de las losas corresponde a la mitad de la losa aligerada adyacente si las viguetas están orientadas perpendicularmente a la viga. Por otro lado, las losas macizas transmiten sus cargas hacia todas las vigas perimetrales. El modelo estructural de las vigas se realiza considerando el modelo de columnas empotradas en los extremos sugeridos en la norma E0.60 (RNE,2006). Este modelo busca representar el efecto de pórtico que se forma con las columnas y la deformación axial de estas que influye en los resultados de las vigas. Se presenta el modelo estructural de la viga V-06 del eje E bajo cargas de gravedad. Posteriormente se observan los resultados de carga última sobre la viga.

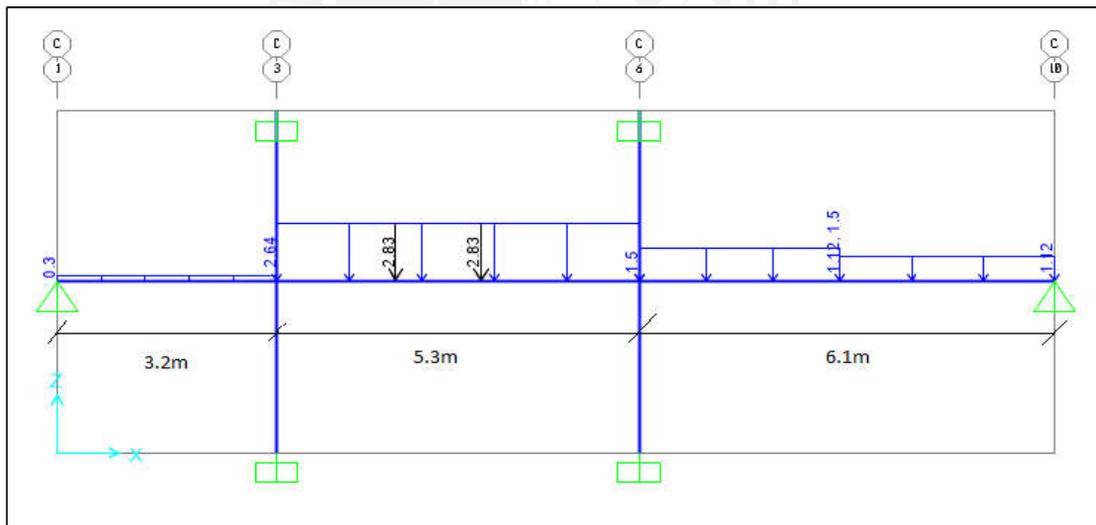


Figura 14. Modelo estructural de una viga sometida a cargas de gravedad

Se ha seleccionado la viga V-06 para representar el metrado de vigas peraltadas ubicada en el Eje E y entre los ejes 3,7

Metrado de viga peraltada (.25 m x .50 m)

Ancho tributario = 5.3 m

Carga muerta

$$W \text{ peso propio} = 2.4 \times 0.25 \times 0.5 = 0.3 \text{ ton/m}$$

$$W \text{ losa aligerada} = 5.3 \times 0.3 = 1.6 \text{ ton/m}$$

$$\text{Resultante de viga chata} = 2.8 \text{ ton}$$

$$W \text{ acabados} = 5.3 \times 0.1 = 0.53 \text{ ton/m}$$

Carga viva

$$W \text{ carga viva} = 5.28 \times 0.2 = 1.06 \text{ ton/m}$$

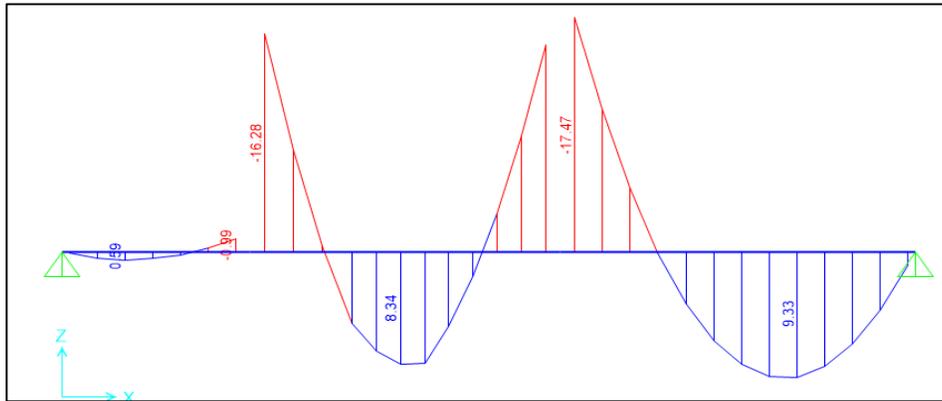


Figura 15. Diagrama de momento flector último (1.4CM+1.7CV) de la viga

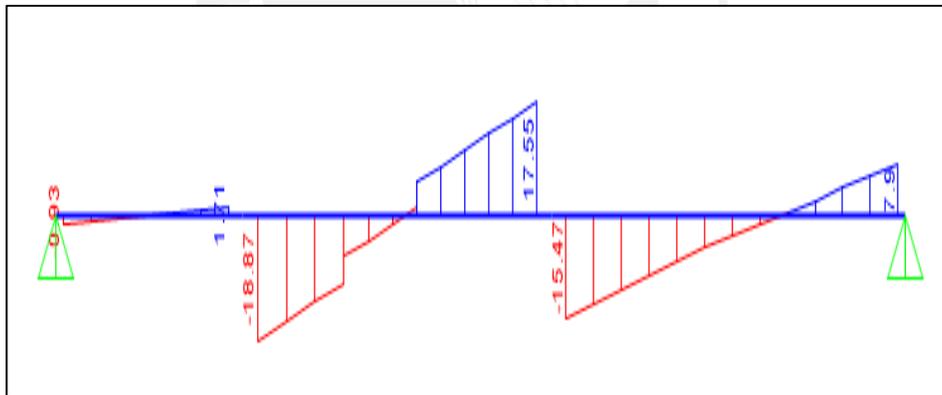


Figura 16. Diagrama de fuerza cortante último (1.4CM+1.7CV) de la viga

Los resultados por carga de gravedad muestran valores de momentos aceptables para la dimensiones de las vigas. Sin embargo, para el diseño se requerirá incluir el efecto por cargas de sismo el cual puede generar inversión de momentos en la viga. Por ello, es necesario analizar todas las combinaciones de carga establecidas por la norma a fin de realizar un diseño adecuado.

3.6 Columnas

El metrado de columnas se realiza mediante la determinación del área tributaria. Estos elementos cargan el peso de las vigas peraltadas y las losas en su entorno de acuerdo al

área tributaria. Debido a que estos elementos presentan altos valores de carga tributaria la norma E.020 permite aplicar una reducción de carga viva cuando se superen los 40 m² de área tributaria.

Como ejemplo del análisis se presentan los resultados del metrado de la columna C-5

Columna C-5 (.50 m x .50 m)

Área tributaria = 32.37 m²

W losa aligerada = 0.3 t/m²

W acabados = 0.1 t/m²

W sobrecarga = 0.2 t/m²

W sobrecarga de azotea = 0.1 t/m²

W losa maciza = 0.48 t/m²

Peso de vigas = 2.4 x 0.25 x 0.5 x (13.23) = 4.0 ton

Peso propio de columna = 2.4 x 0.5 x 0.5 x 2.7 = 1.6 ton

Peso de losa aligerado = 26.74 x 0.3 = 8 ton

Peso de sobrecarga = 32.37 x 0.2 = 6.4 ton

Peso de azotea = 32.37 x 0.1 = 3.2 ton

Peso de acabados = 32.37 x 0.1 = 3.24 ton

Peso de losa maciza = 8.15 x 0.48 = 3.93 ton

Tabla 5. Resumen del metrado de cargas de la columna C-5

Nivel	CM (ton)	CV (ton)
6	20.8	3.3
5	44.8	9.9
4	68.9	16.5
3	92.8	23.1
2	116.9	29.7
1	146.9	36.3

3.7 Muros de corte

Los muros presentan un procedimiento de metrado similar al de una columna. Por tanto reciben el peso de vigas, losas aligeradas, losas macizas, tabiques y su peso propio.

El metrado de la placa del eje 10, entre los ejes E y G se presenta a continuación:

Muro de corte P – 1 (.25 m x 9.15 m)

Área tributaria = 18.3 m²

W losa aligerada = 0.3 t/m²

W acabados = 0.1 t/m²

W sobrecarga = 0.2 t/m²

W sobrecarga en azotea = 0.1 t/m²

Peso de vigas = 2.4 x 0.25 x 0.5 x (5.4) = 1.62 ton

Peso propio del muro = 2.4 x 0.25 x 9.15 x 2.7 = 14.8 ton

Peso de losa aligerada = 18.3 x 0.3 = 5.5 ton

P de sobrecarga = 18.3 x 0.2 = 3.7ton

P de sobrecarga en azotea = 18.3 x 0.2 = 3.7ton

Peso de vigas chatas = 5.6 ton

P acabados = 18.3 x 0.1 = 1.83 ton

Tabla 6. Resumen del metrado de cargas de la placa P-1

Nivel	Carga muerta	Carga viva
	ton	ton
6	23.2	1.8
5	48.1	5.2
4	72.9	8.5
3	97.7	12
2	122.3	15.4
1	151.1	18.7

3.8 Escaleras

Las escaleras son elementos similares a las losas ya que soportan su peso propio, el peso de acabados y la sobrecarga correspondiente a la edificación. Las escaleras presentan una rampa a la cual se debe realizar una conversión de carga vertical inclinada a una carga en planta. Esto se realiza mediante la siguiente expresión:

$$w_{\text{peso propio}} = \gamma_{\text{concreto}} \left(\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right)$$

Donde “cp” es la dimensión del contrapaso de la escalera, “p” es la dimensión del paso de la escalera y “t” es el espesor de la garganta.

En el caso de los descansos estos son de 20 cm de espesor y presentan un ancho total de 2.4 m, por lo que la rampa presenta un ancho de 1.2 m. El contrapaso es de 17 cm, mientras que el paso "p" y el espesor de garganta son de 27 cm y 15 cm respectivamente.

Teniendo en cuenta las dimensiones adoptadas en el pre dimensionamiento se calcula el peso propio de la rampa:

$$W \text{ peso propio (rampa)} = 0.64 \text{ t/m}^2$$

$$W \text{ acabados} = 0.1 \text{ t/m}^2$$

$$W \text{ sobrecarga} = 0.2 \text{ t/m}^2$$

$$W \text{ peso propio (descanso, } e = 20 \text{ cm)} = 0.48 \text{ t/m}^2$$

Cargas de servicio en el descanso y la rampa de la escalera:

$$W \text{ servicio (descanso, } e = 20 \text{ cm)} = 0.74 \text{ t/m}$$

$$W \text{ servicio (rampa)} = 0.94 \text{ t/m}$$

Cargas últimas en el descanso y la rampa de la escalera:

$$W \text{ ultimo (descanso, } e = 20 \text{ cm)} = 1.4 \text{ t/m}$$

$$W \text{ ultimo (rampa)} = 1.6 \text{ t/m}$$

Las escaleras se modelan como losas macizas en una dirección sometidas a fuerza cortante y momento flector, ya que se considera que las escaleras no son elementos que soporten cargas sísmicas. Se considera que los descansos se encuentran simplemente apoyados en las vigas o muros. La unión entre el descanso y la rampa se asume como un nudo por lo que se espera resultados de momento negativo. En la Figura 18 y Figura 19 se presentan los resultados del análisis por carga ultima de la escalera principal por 1.2 m de ancho.

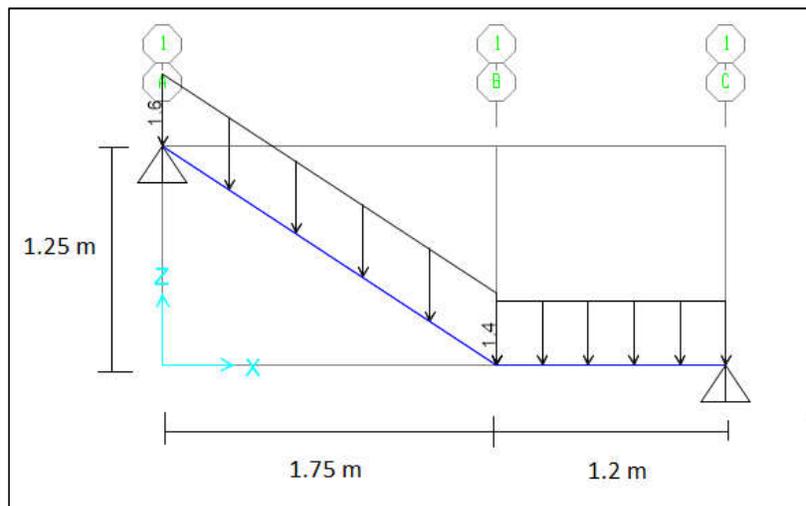


Figura 17. Modelo estructural de la escalera principal.

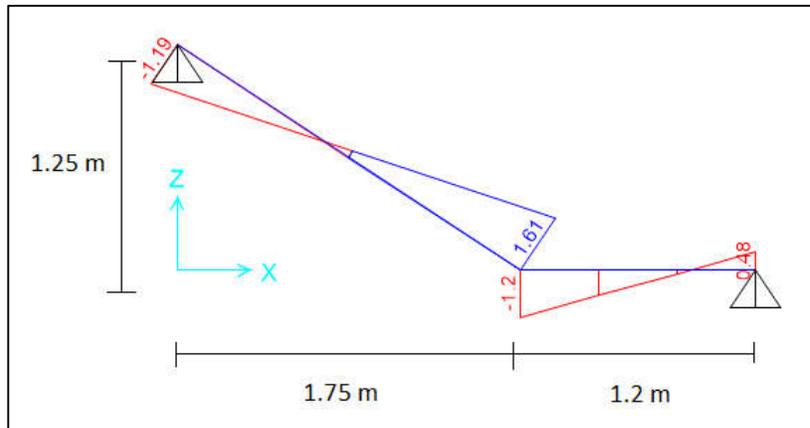


Figura 18. Diagrama de fuerza cortante de la escalera principal.

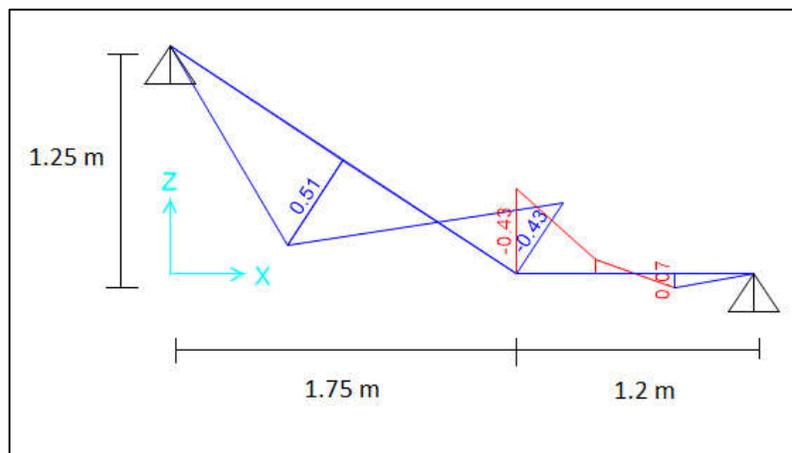


Figura 19. Diagrama de momento flector de la escalera principal.

3.9 Análisis de pórticos en el edificio

El modelo de la edificación se realizó en el programa ETABS 2016, el cual se basó en la planta de estructuración. En el modelo se asignaron las cargas presentadas en el metrado de cargas. Además, se definió seis niveles con las secciones definidas en el pre dimensionamiento para los elementos estructurales. El análisis de la estructura se realizó en base a la hipótesis de diafragma rígido en cada nivel que permite compatibilizar los desplazamientos de los elementos estructurales para cada pórtico independiente. Los elementos estructurales se definieron en el programa considerando las dimensiones de la estructuración y se asignó las propiedades mecánicas establecidas para este proyecto. El análisis de la estructura mediante este programa permite obtener los resultados de fuerzas internas para cada pórtico. En la Figura 20 se presenta el modelo realizado para la edificación.

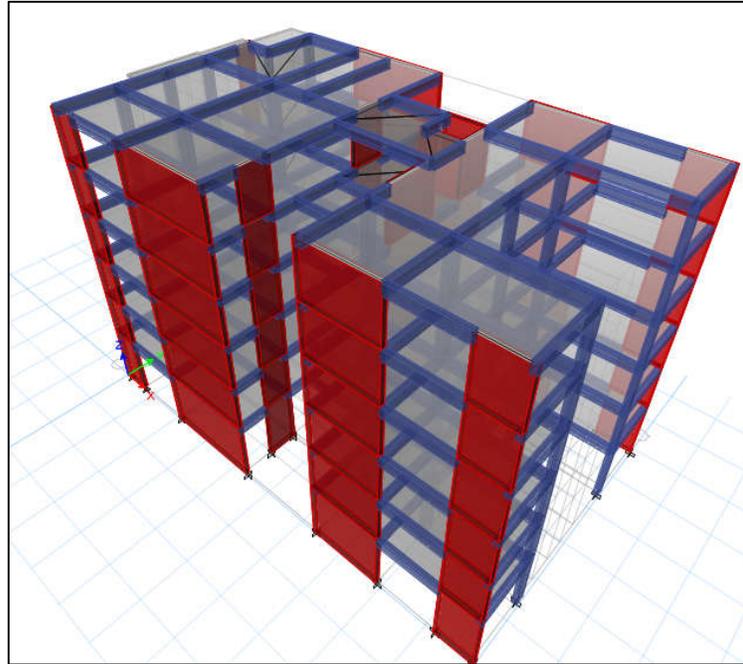


Figura 20. Vista isométrica del modelo de la edificación en el programa ETABS

Se estableció una combinación de carga última en el modelo con el fin de analizar las fuerzas internas en los pórticos. Esta combinación se compone de la carga muerta y carga viva ($1.4CM+1.7CV$). Debe tenerse en cuenta que el modelo realizado no ha considerado el efecto del proceso constructivo, el cual añade efectos por deformación axial de elementos como columnas.

En la Figura 21 se puede apreciar la distribución de momento flector positivo y negativo en uno de los pórticos del modelo. Los resultados corresponden a la combinación de carga última $1.4CM+1.7CV$. El programa desarrolla los análisis por cargas de gravedad teniendo en cuenta el peso propio de los elementos y cargas distribuidas en las losas. Con el fin de analizar los resultados del modelo se realizó una comparación con el análisis convencional de la viga peraltada presentada en esta sección. Los resultados de carga última para la viga del eje E-E se presentan en la Figura 22. Se observa que existe un incremento en el momento positivo máximo de 23% y una disminución de momento negativo de 18% respecto a los resultados de momento en el análisis convencional. Una explicación para la diferencia de resultados es debido a que las cargas en el modelo son aplicadas simultáneamente incluyendo el peso propio de la estructura, por lo que se generan momentos debido a la deformación axial en columnas que alteran los resultados por cargas de gravedad. Por tanto, se ha dispuesto utilizar los resultados del análisis por cargas de gravedad convencional. En consecuencia, el diseño de elementos de concreto armado se realiza utilizando una envolvente de momentos compuesta por las cargas de sismo del modelo y los resultados del análisis por cargas de gravedad presentado en este capítulo para cada elemento estructural.

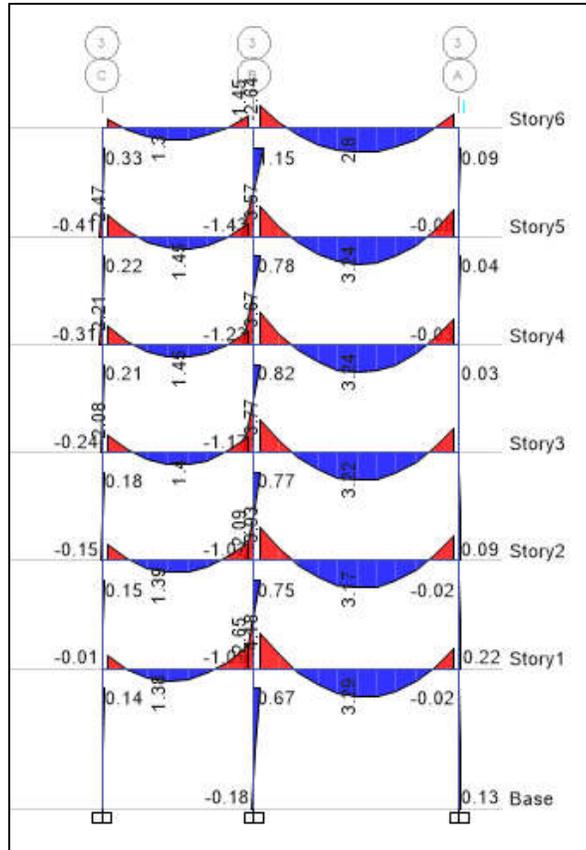


Figura 21. Diagrama de momento flector resultante del pórtico del eje 3-3 en el modelo ETABS

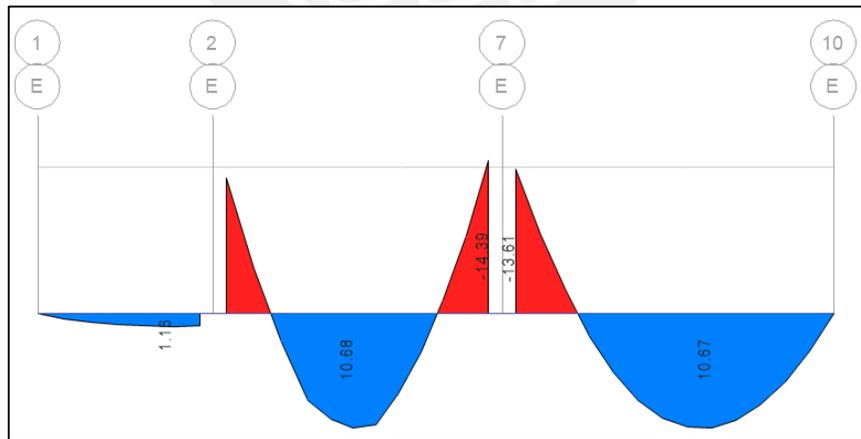


Figura 22. Diagrama de momento flector del eje E-E para la combinación 1.4CM+1.7CV obtenido del modelo en ETABS.

4 ANALISIS SÍSMICO

El análisis sísmico tiene la finalidad de verificar que la edificación cumpla con los requerimientos especificados por la norma E.030 de Diseño Sismorresistente. Este código establece parámetros y procedimientos para proveer resistencia, ductilidad y rigidez a la edificación. Se utiliza un método de análisis lineal que somete a la estructura a un espectro de aceleraciones. A partir de este análisis se obtiene la respuesta de la estructura en términos de desplazamientos y fuerzas internas ante sollicitaciones sísmicas. Dentro de los estudios exigidos por la norma E.030 se encuentra el control de derivas y análisis de fuerzas de diseño.

4.1 Parámetros sísmicos de la edificación

Los parámetros sísmicos son coeficientes que modifican el espectro de aceleraciones de diseño según su ubicación, tipo de suelo, uso de la estructura en análisis y periodo de vibración de la edificación. Se definirá cuatro parámetros establecidos en los códigos sismorresistentes y un factor de reducción que modifica la aceleración y fuerza sísmica que recibe la estructura, dado que se busca que la estructura se desempeñe en el rango inelástico.

4.1.1 Factor de Zona (Z)

Este factor expresa la aceleración máxima en la base de la roca con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Los valores de este factor se establecen en la norma E.030 Diseño Sismorresistente. La zonificación realizada por la norma está basado en estudios de distribución espacial sísmica en el territorio del Perú.

Tabla 7. Factor de zona (Fuente: Norma Técnica E.030)

Factor de Zona	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Debido a que el edificio se ubica en San Miguel, se encuentra en la zona 4 a lo cual le corresponde un factor de zona de 0.45.

4.1.2 Factor de Uso (U)

El factor de uso establece un incremento de fuerzas de acuerdo a la importancia y uso de la edificación. En este sentido la norma establece tres categorías en las cuales define los tipos de edificaciones que se localizan en cada categoría.

Tabla 8. Factor de uso (Fuente: Norma Técnica E.030)

Factor de Uso		
Categoría		U
A	Edificaciones Esenciales	1.5
B	Edificaciones Importantes	1.3
C	Edificaciones Comunes	1
D	Edificaciones Temporales	-

La edificación es una vivienda multifamiliar, por lo que está en la categoría C según lo especificado por la norma E0.30 (RNE,2016). Debido a ello, el factor de uso correspondiente es uno.

4.1.3 Parámetros de Sitio

Los parámetros de sitio son aquellos factores que describen las condiciones locales. La norma E.030 especifica el factor de suelo (S) relacionado con las características de los perfiles de suelo como la velocidad de propagación de ondas de corte.

La capacidad portante del suelo asignada para este proyecto es de 4 kg/cm², por tanto se clasifica como un suelo del tipo S1. Este perfil de suelo corresponde a un suelo muy rígido con velocidades de propagación entre 500 m/s y 1500 m/s. En la Tabla 9 se muestra los valores del factor de suelo en relación al factor de zona, lo que resulta en un factor de suelo equivalente a 1.0 para S1 y Z4.

Tabla 9. Factor de suelo (Fuente: Norma Técnica E.030)

Factor de Suelo				
Zona \ Suelo	S0	S1	S2	S3
Zona 4	0.80	1.00	1.05	1.10
Zona 3	0.80	1.00	1.15	1.20
Zona 2	0.80	1.00	1.20	1.40
Zona 1	0.80	1.00	1.60	2.00

Se define T_p como el periodo a partir del cual se presenta velocidades constantes en el espectro de aceleraciones y T_L el valor periodo que define el inicio de la zona de desplazamientos constantes. La Tabla 10 muestra los valores de T_p y T_L en relación al factor de suelo.

Tabla 10. Valores de T_p y T_L según el factor de suelo (Fuente: Norma Técnica E.030)

Periodos T_p y T_L				
	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

Según lo observado en la tabla anterior se obtienen los valores de 0.4s y 2.5s para los periodos T_p y T_L respectivamente.

4.1.4 Factor de amplificación sísmica (C)

El factor de amplificación sísmica se ha expresado en el reglamento en función de los parámetros de sitio y del periodo fundamental de la estructura para cada dirección de análisis. Las expresiones que definen el factor de amplificación se presentan a continuación:

$$T < T_p \quad , C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad , C = 2.5 \times (T_p/T)$$

$$T > T_L \quad , C = 2.5 \times (T_p \times T_L/T^2)$$

Donde T es el periodo fundamental de vibración de la estructura en una dirección de análisis

4.1.5 Sistema estructural y coeficiente básico de reducción

El sistema estructural clasifica a la estructura de acuerdo al material utilizado y su estructuración. La edificación en análisis es de concreto armado y se considera que este tipo de estructura permite la disipación de energía durante eventos sísmicos. Esto resulta importante dado que implica que la estructura incursiona en el rango inelástico. El espectro de aceleraciones de diseño corresponde a un análisis elástico, por lo que se define el coeficiente básico de reducción como un factor que disminuye la resistencia máxima elástica para obtener resultados en el rango inelástico. De esta manera el código asigna un coeficiente básico de reducción de acuerdo a cada tipo de sistema estructural. En la siguiente tabla se muestran la clasificación de sistemas estructurales de concreto armado.

Tabla 11. Coeficiente de reducción básico según el sistema estructural (Fuente: Norma Técnica E.030)

Sistemas estructurales	R_o
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

La estructuración muestra grandes dimensiones de placas en la dirección x-x. Por tanto estos elementos recibirán una considerable fuerza cortante por lo que se asume un coeficiente inicial de reducción del tipo de muros estructurales igual a 6. Por otro lado, en la dirección y-y se ha dispuesto de columnas peraltadas en ese sentido y una menor densidad de placas en esta dirección. Sin embargo, se utilizará un coeficiente de reducción de muros estructurales en esta dirección lo cual se verificará en los resultados posteriores.

4.1.6 Factores de irregularidades

La edificación debe ser clasificada como regular o irregular con el fin de establecer el procedimiento análisis y el factor de reducción de la estructura. Debe resaltarse que la edificación se encuentra en la categoría de uso C y en la zona 4, por lo que no se permiten irregularidades extremas. Los factores de irregularidad son aplicados al coeficiente de reducción básico, considerando factores de irregularidad en planta y altura.

Tabla 12. Irregularidades en altura (Fuente: Norma Técnica E.030)

Irregularidades en altura	la
Irregularidad de Rigidez	0.75
Irregularidad de Resistencia	0.75
Irregularidad Extrema de Rigidez	0.5
Irregularidad Extrema de Resistencia	0.5
Irregularidad de Masa o Peso	0.9
Irregularidad Geometría Vertical	0.9
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.8
Discontinuidad extrema en. los Sistemas Resistentes	0.6

Tabla 13. Irregularidades en planta (Fuente: Norma Técnica E.030)

Irregularidades en planta	lp
Irregularidad Torsional	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	0.6
Esquinas Entrantes	0.9
Discontinuidad de Diafragma	0.85
Sistemas no Paralelos	0.9

4.2 Masa sísmica

El peso de la edificación se calculó a través de un metrado convencional teniendo en cuenta los tabiques y los valores de carga mencionados en el capítulo correspondiente. Para el cálculo total se tiene en consideración solo el 25% de carga viva en cada nivel excepto en la azotea donde se considera solo 10% de la carga viva.

Tabla 14. Resultados de masa por nivel en la edificación

Nivel	Peso	Masa	Ratio
	Ton-f	Ton-f.s ² /m	Ton-f/m ²
6	199	20.3	0.7
5	277	28.3	1.0
4	289	29.5	1.0
3	277	28.3	1.0
2	289	29.5	1.0
1	297	30.3	1.1

Debe resaltarse que el ratio de masa por nivel es similar al adoptado en el pre dimensionamiento. La estimación de una tonelada por metro cuadrado es un valor representativo inicial para las cargas de edificaciones de viviendas, lo cual se justifica al observar los resultados anteriores.

4.3 Resultados del análisis modal

El análisis modal se realiza considerando tres grados de libertad por nivel, por tanto se generan 18 modos de vibración para la estructura. En cada dirección de análisis se destacan aquellos modos cuya suma de masa participativa sea superior al 90%.

Tabla 15. Modos y periodos de vibración resultantes del análisis

Modo	Periodo (s)	%Masa participativa X	%Masa participativa Y
1	0.473	0.0%	77.2%
2	0.333	72.4%	0.4%
3	0.295	15.1%	0.0%
4	0.129	0.0%	14.4%
5	0.078	1.3%	0.2%
6	0.066	5.2%	0.0%
7	0.061	0.0%	4.6%
8	0.036	0.0%	2.0%
9	0.035	0.2%	0.0%
10	0.029	3.1%	0.0%
11	0.025	0.0%	0.9%
12	0.022	0.1%	0.0%
13	0.02	0.0%	0.3%
14	0.018	1.8%	0.0%
15	0.016	0.0%	0.0%
16	0.013	0.4%	0.0%
17	0.013	0.2%	0.0%
18	0.011	0.1%	0.0%

Tabla 16. Modos principales en la dirección X-X

Modo	Periodo (s)	%Masa participativa X
2	0.33	72%
3	0.29	15%
6	0.06	5%

Tabla 17. Modos principales en la dirección Y-Y

Modo	Periodo (s)	%Masa participativa Y
1	0.473	77%
4	0.129	14%
7	0.061	6%

A partir de los resultados se determina que el periodo fundamental en la dirección x-x es 0.33 seg y en la dirección y-y es 0.47 seg.

4.4 Análisis de irregularidades

La irregularidad en la configuración de la estructura genera efectos en la respuesta sísmica. Una medida para considerar o reconocer que la estructura no tendrá el comportamiento esperado debido a su irregularidad es reducir el coeficiente básico de reducción. Esto último aumenta la fuerza lateral a la que se somete la estructura lo que resulta en el diseño de estructuras más resistentes en contraste con estructuras regulares. En esta sección se menciona dos tipos de irregularidades: en planta y altura.

4.4.1 Irregularidades en altura

Este tipo de irregularidad analiza las variaciones por nivel de la estructura. Se identifican cuatro tipos de irregularidad en altura. La primera irregularidad de masa o peso, la cual verifica que no existan variaciones considerables de peso entre cada nivel. La segunda irregularidad de geometría vertical que analiza si existen plantas con resistencia superior al nivel anterior. La tercera irregularidad de discontinuidad en el sistema resistente verifica si existen elementos estructurales que no son continuos en todos los niveles. La última irregularidad de rigidez existe cuando la rigidez de un nivel es superior en cierto porcentaje al nivel anterior, esta irregularidad requiere de los resultados del comportamiento de la estructura, por lo que se presenta el análisis en secciones posteriores.

Irregularidad de Masa o Peso

En todos los pisos se ha aplicado la misma distribución de masa sin considerar la azotea. De acuerdo a los resultados de masa presentados se verifica esta irregularidad.

$$\text{Peso de nivel 1 / Peso de nivel 2} = 297 / 289 = 1.02$$

$$\text{Peso de nivel 3 / Peso de nivel 2} = 289 / 277 = 1.04$$

No se presenta irregularidad de masa

Irregularidad Geométrica Vertical

La edificación presenta la misma geometría en todos los niveles, sin considerar la presencia eventual de volados. Sin embargo, estos no generan un incremento de 30% en las dimensiones, por lo que no se presenta esta irregularidad.

Discontinuidad en los sistemas resistentes

Los elementos estructurales resistentes no son discontinuos en altura. En el capítulo de estructuración se detalla que los elementos estructurales asignados se encuentran en posiciones que permitan su continuidad en todos los niveles; en consecuencia, no se presenta este tipo de irregularidad.

4.4.2 Irregularidades en planta

Este tipo de irregularidad analiza la geometría de la plantas en la edificación. Se identifican cuatro tipos de irregularidad en altura. La primera irregularidad denominada de esquina entrante existe cuando la planta reducciones considerables respecto al ancho total de la planta. La segunda irregularidad de discontinuidad de diafragma existe cuando se presentan aberturas superiores al 50% del área bruta. La tercera irregularidad es denominada como sistemas no paralelos y se presenta cuando existen elementos resistentes con ángulos de inclinación. La última irregularidad denominada torsional existe cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo respecto al desplazamiento relativo del centro de masa es superior a 1.2. Esta irregularidad requiere de los resultados del comportamiento de la estructura, por lo que se presenta el análisis en secciones posteriores.

Esquinas Entrante

Se observa que la planta tiene una geometría notablemente irregular en planta.

$$\text{Porcentaje de esquina entrante en X} = 5.3/24.9 = 21.2 \%$$

$$\text{Porcentaje de esquina entrante en Y} = 8.1/14.8 = 54.3\%$$

Se presenta esta irregularidad en ambas direcciones y requiere de aplicar un factor $I_p=0.9$

Sistemas no Paralelos

No existe irregularidad por sistemas no paralelos debido a que no existen pórticos que se encuentren orientados en direcciones diferentes a los ejes principales X-X e Y-Y.

Discontinuidad del Diafragma

Las aberturas en planta corresponden a las escaleras y la caja de ascensor. Sin embargo esta área no representa más del 50% del área total en planta. Por otro lado se presenta discontinuidad si una sección transversal es menor al 25% de la sección transversal calculada con las dimensiones totales de la planta.

Se analiza la sección de losa entre la caja de ascensor y la escalera principal.

Área de sección trasversal = 0.37 m²

25% del Área total en planta = 0.74 m²

Por tanto se debe considerar esta irregularidad con un factor de $I_p = 0.85$

4.5 Análisis Estático

Este método es conocido como de fuerzas laterales equivalentes aplica a cada nivel de la edificación una fuerza en el centro de masa cuya suma total es equivalente al cortante basal. Este es un proceso conservador pero permite establecer comparaciones y límites para los resultados esperados en un análisis más detallado. Debe resaltarse que la estructura es irregular por lo que la norma E 0.30 exige que se utilice el método dinámico. Sin embargo se debe considerar que el cortante basal de la estructura debe ser por lo menos el 90% del calculado en el método estático. El análisis estático se inicia con cálculo del cortante basal, el cual queda definido mediante los parámetros sísmicos y peso de la edificación.

$$V_{\text{basal}} = (ZUCS / R) \times W$$

Donde W es el peso total de la edificación determinada en la sección de masa sísmica.

El factor de amplificación en cada dirección se encuentra relacionado al periodo de vibración.

$$T < T_p = 0.4 \text{ s} , C_x = 2.5$$

$$T_p < T < T_L = 2.5 \text{ s} , C_y = 2.5 \times 0.4 / 0.473 = 2.11$$

Además, se debe considerar lo siguiente:

$$Z = 0.45, S = 1, U = 1, R = 5.1$$

El peso total de la edificación equivale a 1628 ton.

Por tanto, el cortante basal en cada dirección se presenta a continuación:

$$V_{\text{basal x-x}} = 359 \text{ ton}$$

$$V_{\text{basal y-y}} = 303 \text{ ton}$$

4.5.1 Distribución de fuerzas en altura

El método de fuerzas laterales equivalentes distribuye el cortante basal en todos los niveles de acuerdo a las siguientes ecuaciones.

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \cdot h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j^k}$$

Donde “V” es el cortante basal y “h” es la altura de entrepiso. Las fuerzas resultantes se aplican en los centros de masas, por lo que el análisis estático se realiza con la respuesta de la estructura ante la aplicación de estas fuerzas laterales. En las siguientes tablas se muestra el cálculo de las fuerzas laterales por nivel que se aplicaran para cada caso de sismo estático en el modelo sísmico.

Tabla 18. Fuerzas laterales en dirección x-x

Nivel	h	Peso	(P) * h	(P) * h ^k	α _i	Fuerzas
	m	ton	ton.m	ton.m	-	ton
6	17	199	3382	3382	0.21	76.7
5	14.3	277	3966	3966	0.25	90.0
4	11.6	289	3354	3354	0.21	76.1
3	8.9	277	2468	2468	0.15	56.0
2	6.2	289	1793	1793	0.11	40.7
1	3.5	297	1039	1039	0.06	23.6

Tabla 19. Fuerzas laterales en dirección y-y

Nivel	h	Peso	(P) * h	(P) * h ^k	α _i	Fuerzas
	m	ton	ton.m	ton.m	-	ton
6	17	199	3382	3382	0.21	60.7
5	14.3	277	3966	3966	0.25	71.1
4	11.6	289	3354	3354	0.21	60.2
3	8.9	277	2468	2468	0.15	44.3
2	6.2	289	1793	1793	0.11	32.2
1	3.5	297	1039	1039	0.06	18.6

Las fuerzas calculadas se aplicaran en los centros de masa de cada nivel. La respuesta de la estructura ante estas cargas laterales se refleja en los desplazamientos relativos de entrepiso. Estos desplazamientos corresponden a un resultado elástico de la estructura. La norma E0.30 expresa que para estructuras irregulares los desplazamientos inelásticos se obtienen al amplificar las derivas elásticas por un factor equivalente al factor de reducción “R” (RNE,2016). El resultado de este análisis debe controlarse entre los límites permisibles de deriva para una estructura de concreto armado.

4.5.2 Resultado del análisis estático

En las siguientes tablas se presentan los resultados de deriva para el caso de sismo estático en ambas direcciones. Los resultados de deriva obtenidos al resolver la estructura deben ser multiplicados por el coeficiente básico de reducción con el fin de obtener la deriva inelástica.

Tabla 20. Resultados de derivas en dirección x-x

Nivel	Deriva elástica	Deriva inelástica
6	1‰	4‰
5	1‰	4‰
4	1‰	4‰
3	1‰	4‰
2	1‰	3‰
1	1‰	1‰

Tabla 21. Resultados de derivas en dirección y-y

Nivel	Deriva elástica	Deriva inelástica
6	1‰	5‰
5	1‰	6‰
4	1‰	7‰
3	1‰	7‰
2	1‰	6‰
1	1‰	3‰

Se observa que las derivas en la dirección y-y son mayores que los obtenidos en la dirección x-x. Debido a la diferencia de rigidez en ambas direcciones, pues en la dirección x-x se presentan placas de gran dimensión que controlan los desplazamientos de la estructura. Por otro lado, en la dirección y-y los elementos resistentes principalmente son columnas y placas de longitud no mayor a dos metros, por lo que la estructura es más flexible. Sin embargo, en ambas dimensiones las derivas se encuentran dentro del límite permisible de 7‰ de deriva.

4.5.3 Verificación de factor de reducción

Esta verificación se realiza mediante los resultados de fuerza cortante en la base de los muros de corte. Para que la edificación se clasifique con un sistema de muros estructurales, el cortante en la base de todos los muros de corte debe representar al menos el 70% del

cortante basal. En la Tabla 22 y Tabla 23 se presentan las fuerzas cortantes en la base de todos los muros de la edificación para la dirección x-x e y-y respectivamente.

Tabla 22. Fuerza cortantes en la base de los muros de la edificación en dirección x-x

Nivel	Caso de carga	Muro	V (ton)
1	Sismo estático X	P1	0.3
1	Sismo estático X	P2	106.3
1	Sismo estático X	P3	76.8
1	Sismo estático X	P4	1.8
1	Sismo estático X	P5	0.4
1	Sismo estático X	P6	7.0
1	Sismo estático X	P7	38.7
1	Sismo estático X	P8	11.8
1	Sismo estático X	P9	44.9
1	Sismo estático X	P10	16.9
1	Sismo estático X	P11	2.8
1	Sismo estático X	PASC	43.0
		Total	350

El cortante resultante de todas las placas representa el 98 % del cortante basal, por lo que en esta dirección el sistema estructural corresponde a muros estructurales.

Tabla 23. Fuerza cortantes en la base de los muros de la edificación en dirección y-y

Nivel	Caso de carga	Muro	V (ton)
1	Sismo estático Y	P1	0.3
1	Sismo estático Y	P2	26.7
1	Sismo estático Y	P3	25.2
1	Sismo estático Y	P4	37.0
1	Sismo estático Y	P5	0.4
1	Sismo estático Y	P6	1.8
1	Sismo estático Y	P7	14.8
1	Sismo estático Y	P8	3.8
1	Sismo estático Y	P9	13.6
1	Sismo estático Y	P10	3.7
1	Sismo estático Y	P11	108.6
1	Sismo estático Y	PASC	2.6
		Total	240

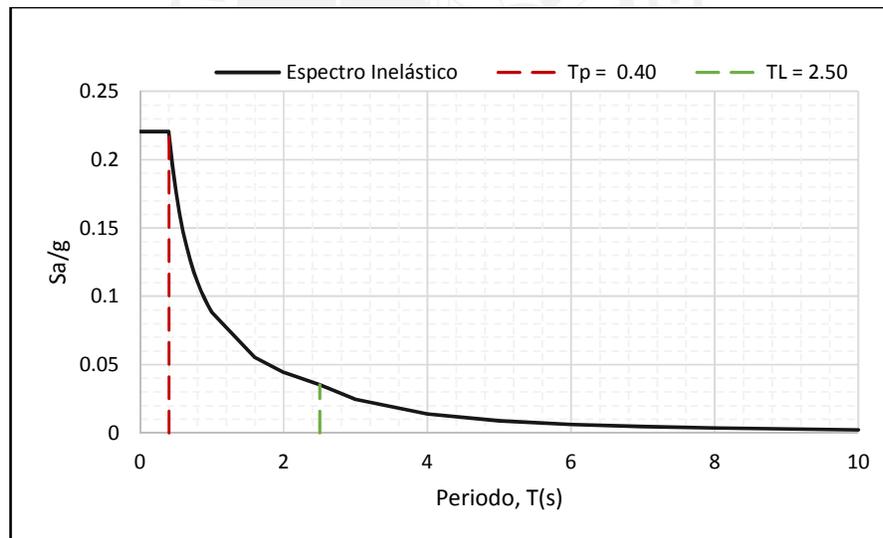
El cortante resultante de todas las placas representa el 79 % del cortante basal, por lo que en esta dirección el sistema estructural corresponde a muros estructurales.

La verificación anterior muestra que el uso de placas absorbe casi en su totalidad las fuerzas cortantes generadas por el sismo. En la dirección Y-Y se observa que pese a poca presencia de muros de corte orientados en esa dirección el porcentaje alcanza el 79%. Se espera que estos muros presenten valores altos de momento flector que se analizará en la etapa de diseño.

4.6 Análisis dinámico

El análisis dinámico es el resultado de evaluar los desplazamientos y fuerzas generados por la aplicación de un espectro de aceleraciones. Este espectro de diseño es establecido por la norma técnica E.030 y está en función de los parámetros sísmicos. En este análisis se enfatiza el análisis modal de la estructura, pues la respuesta de la edificación al espectro de diseño se basa en los periodos de vibración de cada modo. En este sentido, cada periodo de vibración se asocia con un valor de aceleración en el espectro de aceleraciones. Se definió el espectro de diseño en el modelo del programa ETABS aplicando los parámetros sísmicos y factor de reducción determinados para la edificación. En la siguiente figura se presenta el espectro de aceleraciones utilizado para cada dirección.

Figura 23 Espectro de diseño (Fuente propia)



El modelo elaborado en ETABS permite introducir el espectro de diseño y resolver la estructura. A continuación se presentan los resultados de fuerza cortante en la base de la estructura obtenido del programa:

V dinámico x = 283 ton

V dinámico y = 244 ton

4.6.1 Control de derivas de entrepiso

Tabla 24. Resultados de derivas en dirección x-x

Nivel	Deriva elástica	Deriva inelástica
6	1 ‰	3 ‰
5	1 ‰	3 ‰
4	1 ‰	3 ‰
3	1 ‰	3 ‰
2	1 ‰	2 ‰
1	1 ‰	1 ‰

Tabla 25. Resultados de derivas en dirección y-y

Nivel	Deriva elástica	Deriva inelástica
6	1 ‰	4 ‰
5	1 ‰	5 ‰
4	1 ‰	6 ‰
3	1 ‰	6 ‰
2	1 ‰	6 ‰
1	1 ‰	3 ‰

Se resalta que en ninguna de las dos direcciones de análisis se superó el límite permisible de distorsión de entrepiso de 7‰ para estructuras de concreto armado. Como se mencionó, el análisis estático presenta resultados más conservadores dado que las derivas obtenidas son superiores a los mostrados en el análisis dinámico. Es usual utilizar el análisis estático como un análisis previo para controlar las derivas, dado que al superar los límites permisibles se debe modificar la estructuración de la edificación. Este proceso iterativo resulta tedioso pues requiere resolver las estructuras para obtener los resultados de desplazamientos. Por tanto el análisis estático resulta conveniente para controlar las derivas cercanas al límite permisible con el fin de obtener resultados satisfactorios en el análisis dinámico.

4.6.2 Verificación de irregularidades

En esta sección se verifican las irregularidades que dependen de los resultados de desplazamientos de la estructura.

Irregularidad de Rigidez

La irregularidad de rigidez o de piso blando es aplicable a edificaciones en las cuales se encuentre una menor rigidez de entrepiso respecto al entrepiso superior. La norma E0.30 representa esta irregularidad mediante la evaluación de desplazamientos de entrepisos. Se analiza si el desplazamiento de entrepiso de un nivel es superior en 40% al del entrepiso superior o al 25% del promedio de los desplazamientos de tres pisos superiores (RNE,2016). Es de esperar que no se presente esta irregularidad en la edificación pues los elementos estructurales son continuos en todos los niveles y no existen variaciones en la altura.

Tabla 26. Análisis de irregularidad de rigidez x-x

Nivel	Derivas	Piso superior	Cociente >1.4	Prom de pisos sup	Cociente >1.25
6	3 ‰	-		-	
5	3 ‰	1.0	No	-	
4	3 ‰	1.0	No	-	
3	3 ‰	0.9	No	0.7	No
2	2 ‰	0.8	No	0.6	No
1	1 ‰	0.5	No	0.4	No

Tabla 27. Análisis de irregularidad de rigidez y-y

Nivel	Derivas	Piso superior	Cociente >1.4	Prom de pisos sup	Cociente >1.25
6	4 ‰	-		-	
5	5 ‰	1.2	No	-	
4	6 ‰	1.1	No	-	
3	6 ‰	1.0	No	1.2	No
2	6 ‰	0.9	No	1.0	No
1	3 ‰	0.5	No	0.5	No

Irregularidad torsional

La torsión se presenta en edificaciones con gran excentricidad entre el centro de masas y centro de rigidez. Esto se explica debido a que las fuerzas generadas por el sismo son aplicadas en el centro de masa, mientras que el centro de rigidez genera fuerzas de inercia en respuesta al sismo. Por tanto ambas fuerzas generan un momento perpendicular al plano del diafragma (torsión). En las siguientes tablas se presentan los resultados del análisis de irregularidad torsional para ambas direcciones.

Tabla 28. Análisis de irregularidad de torsional x-x

Nivel	Desplazamiento máximo de entrepiso (m)	Desplazamiento promedio de entrepiso (m)	Cociente	Resultado
6	0.039	0.036	1.09	Regular
5	0.031	0.029	1.10	Regular
4	0.024	0.022	1.10	Regular
3	0.016	0.015	1.10	Regular
2	0.009	0.008	1.10	Regular
1	0.004	0.003	1.11	Regular

Tabla 29. Análisis de irregularidad de torsional y-y

	Desplazamiento máximo de entrepiso (m)	Desplazamiento promedio de entrepiso (m)	Cociente	Resultado
6	0.016	0.015	1.12	Regular
5	0.014	0.013	1.09	Regular
4	0.011	0.010	1.07	Regular
3	0.008	0.007	1.06	Regular
2	0.005	0.004	1.04	Regular
1	0.002	0.002	1.03	Regular

Los resultados muestran que la estructura no presenta irregularidad torsional ni irregularidad de rigidez.

4.7 Fuerzas de diseño

Se debe verificar que el cortante en cada dirección mediante el análisis dinámico sea equivalente al mínimo de 90% del cortante basal estático (Estructura irregular).

Según los resultados obtenidos en ambos métodos se observa que no se alcanza el valor mínimo de cortante basal, por lo que se requiere de un factor de escala. En las siguientes tablas se presenta factor de escala asignado para cada dirección de análisis.

Tabla 30. Factor de escala de fuerzas en la dirección x-x

V estático	359 ton
V dinámico	283 ton
%Vest/Vdin	77%
Factor	1.14

Requiere factor de escala

Tabla 31. Factor de escala de fuerzas en la dirección x-x

V estático	303 ton	Requiere factor de escala
V dinámico	244 ton	
%Vest/Vdin	81%	
Factor	1.12	

Los factores de escala amplifican las fuerzas sobre la estructura para efectos del diseño de elementos estructurales. Esta amplificación no se debe tener en cuenta respecto a los desplazamientos de la estructura. El diseño de los elementos de concreto armado como vigas utiliza una envolvente de momentos que incluyen las cargas de sismo. Las cargas de sismo a utilizar son los resultados del modelo para un caso de carga del sismo dinámico amplificado con el factor de escala para cada dirección.

4.8 Desplazamiento máximo y junta sísmica

En esta sección se analiza el desplazamiento absoluto máximo de la estructura y la junta de separación según lo especificado en la norma E.030. Los resultados del modelo respecto a desplazamientos máximos se observan en las siguientes tablas:

Tabla 32. Desplazamiento absoluto en la dirección x-x

Desplazamiento máximo en la dirección x-x	
Nivel	D (m)
6	0.039
5	0.031
4	0.024
3	0.016
2	0.009
1	0.004

Tabla 33. Desplazamiento absoluto en la dirección y-y

Desplazamiento máximo en la dirección y-y	
Nivel	D (m)
6	0.081
5	0.070
4	0.056
3	0.041
2	0.025
1	0.01

Debido a que no se presenta información de alguna edificación adyacente no se puede establecer una junta de separación sísmica, sin embargo se establecerá una separación del límite de propiedad.

La separación de la edificación debe cumplir con las siguientes condiciones:

Separación = $2/3$ Desplazamiento máximo

Separación = $s/2$, donde $s = 0.006h > 0.03$ m

En consecuencia, se obtienen los siguientes resultados:

Dirección x-x

$2/3$ Desplazamiento máximo = 0.03 m

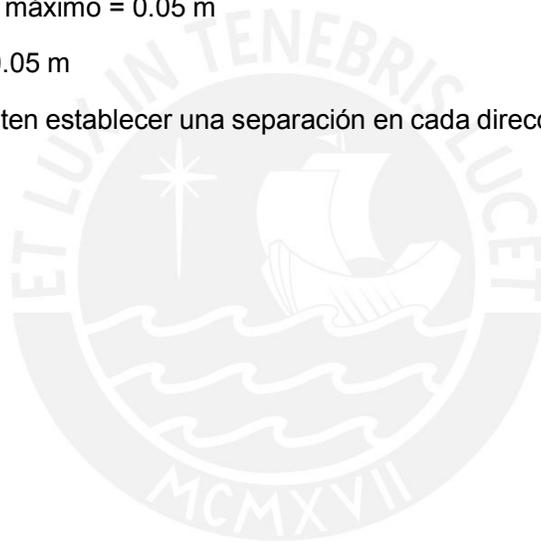
$s/2 = 0.006 (17) = 0.05$ m

Dirección y-y

$2/3$ Desplazamiento máximo = 0.05 m

$s/2 = 0.006 (17) = 0.05$ m

Los resultados permiten establecer una separación en cada dirección de 5 cm del límite de propiedad.



5 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

5.1 Losas aligeradas

El diseño de losas aligeradas convencionales considera una vigueta de sección T con un ancho superior de 40 cm y un ancho en el alma de 10 cm. El recubrimiento para losas aligeradas es de 2 cm, por lo cual se estima un peralte efectivo de 17 cm en todas las losas. Estos elementos solo están sometidos a cargas de gravedad como se mencionó en capítulos anteriores.

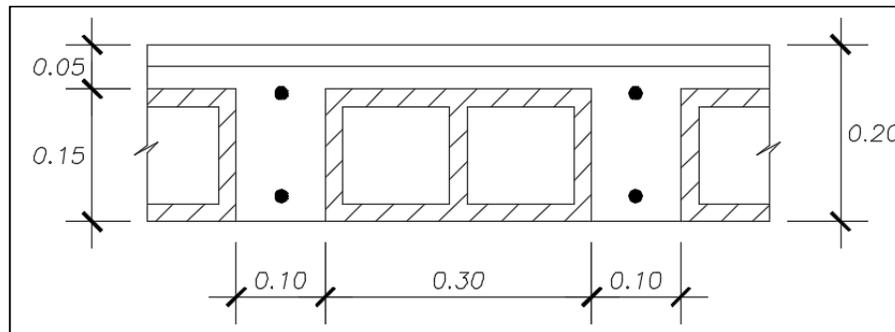


Figura 24. Detalle de losa aligerada de 20 cm de espesor

5.1.1 Diseño por flexión

Para realizar el diseño por flexión se consideran ciertas hipótesis tales como:

- Las secciones permaneces planas ante la curvatura por flexión.
- Existe una relación constitutiva entre la deformación del acero y del concreto.
- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto.
- La deformación unitaria máxima del concreto es equivalente a 0.003.
- El acero de refuerzo presenta un modelo elastoplástico perfecto.

Existen diversos modelos constitutivos para los esfuerzos de compresión en el concreto. Sin embargo, la norma E.060 permite utilizar un bloque de compresiones equivalente al modelo parabólico. En este modelo rectangular se establece un esfuerzo constante igual a $0.85 f'c$ y una longitud de $a = 0.85 c$.

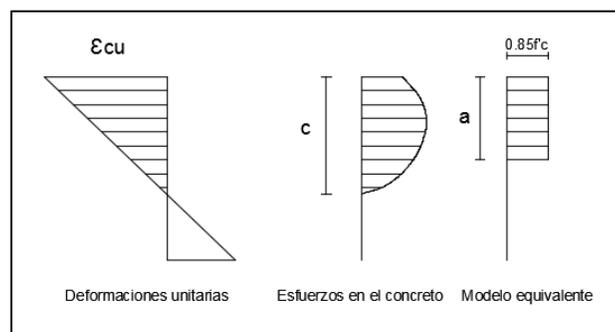


Figura 25. Modelo equivalente para los esfuerzos de compresión del concreto. (Adaptado de Ottazzi 2016)

El diseño por flexión consiste en proveer de resistencia a los momentos flectores últimos a través de acero de refuerzo. A partir del modelo de esfuerzos del concreto y las hipótesis constitutivas entre el acero y el concreto se establecen ecuaciones que relacionan el área de acero y el momento último. Las ecuaciones utilizadas para el diseño a flexión se presentan a continuación:

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

Donde:

As: área de acero

Mu: momento ultimo

fy: esfuerzo de fluencia del acero

b: base de la sección

d: peralte efectivo

a: altura del bloque de compresiones del concreto

Acero mínimo y máximo

El área de acero colocado debe cumplir con los límites de acero mínimo y acero máximo. El acero mínimo se determina como aquel refuerzo que provea un momento resistente superior a 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección. Por otro lado, el acero máximo se define como el 75% del acero balanceado. Esta restricción se debe a que al superar acero balanceado (condición en la cual el concreto alcanza deformación unitaria máxima y el acero alcanza el esfuerzo de fluencia) se presentan fallas frágiles, pues se limita la capacidad de deformación en el acero posterior al esfuerzo de fluencia.

A continuación se presenta los límites de refuerzo para las viguetas.

Acero mínimo

Para determinar el acero mínimo se calcula el momento de agrietamiento con la siguiente expresión:

$$f_r = \frac{M_{cr}^{\pm}}{S^{\pm}}$$

Donde:

f_r : Esfuerzo de tracción del concreto

M_{cr} : Momento de agrietamiento

S: Módulo de sección de la vigueta de h=20 cm ($S^+ = 893.02 \text{ cm}^3$, $S^- = 1739.04 \text{ cm}^3$)

En consecuencia, se obtienen los siguientes valores de M_{cr} :

$M_{cr}^+ = 0.258 \text{ ton.m}$, $M_{cr}^- = 0.504 \text{ ton.m}$

El área de acero mínimo debe proveer de una resistencia última igual a 1.2 veces el momento de agrietamiento. Por ello se aplica las ecuaciones de flexión para determinar el acero requerido.

$$a^{\pm} = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 * 1.2M_{cr}}{0.9 * 0.85 * b^{\pm} * 210}} \quad , \quad As^{\pm} = \frac{1.2M_{cr}^{\pm}}{0.9 * 4200 * \left(17 - \frac{a^{\pm}}{2}\right)}$$

Los resultados de acero mínimo son los siguientes:

$$As^+ = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$As^- = 1.01 \text{ cm}^2$$

Acero máximo

El cálculo del acero balanceado se inicia determinando la altura del bloque de compresiones en el concreto. Este se obtiene al compatibilizar las deformaciones unitarias en el concreto (máxima de formación unitaria 0.03) y en el acero (deformación de fluencia 0.0021)

$$\frac{c}{\epsilon_{cu}} = \frac{d - c}{\epsilon_y}$$

Por lo tanto el valor de "c" es igual a 10 cm. Luego se plantea el equilibrio de la resultante del bloque de compresiones y el la fuerza del acero.

$$Asb * fy = 0.85 * f'c * b * a$$

El acero máximo se obtiene como el 75% del Asb, por lo que se presentan los siguientes resultados:

$$As^+ = 7.49 \text{ cm}^2$$

$$As^- = 2.7 \text{ cm}^2$$

Cálculo de refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal se obtiene mediante las ecuaciones de flexión presentadas anteriormente. Los resultados que dominan el diseño son los máximos momentos positivos y negativos. Debe tenerse en cuenta que se reducen los momentos a la cara de vigas. Para realizar el armado de losas aligeradas se utiliza un acero corrido positivo y bastones positivos y negativos donde se requiera según el cálculo.

A modo de ejemplo, se presenta el cálculo de refuerzo para la vigueta analizada en el capítulo de metrado de cargas.

El diagrama de momento flector de la vigueta se obtuvo al realizar una envolvente considerando el extremo derecho como apoyo simple y empotramiento. Esta es una consideración conservadora para simular la rigidez mayor que presenta el extremo derecho debido a la continuidad de la vigueta con una losa maciza.

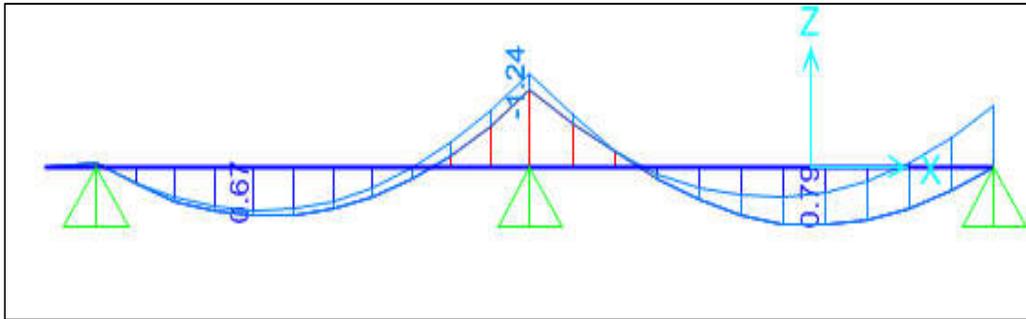


Figura 26 Diagrama de momento flector de viga

Momentos últimos obtenidos del diagrama de momento flector

Momento Negativo en el primer apoyo en ambos extremos (reducido a la cara): 0.04 ton.m

Momento Negativo en el segundo apoyo izquierdo (reducido a la cara) = 1.09 ton.m

Momento Negativo en el segundo apoyo derecho (reducido a la cara) = 1.10 ton.m

Momento Negativo en el último apoyo (reducido a la cara) = 0.7 ton.m

Momento positivo en el segundo tramo = 0.67 ton.m

Momento positivo en el tercer tramo = 0.79 ton.m

Adicionalmente, se tiene en cuenta el cálculo del momento negativo en extremos simplemente apoyados considerando los momentos del método de coeficientes de la norma.

Momento en apoyos = $1/24 wu (ln)^2 = 0.4 \text{ ton.m}$

Resultados de refuerzo longitudinal

Acero Negativo en el primer apoyo: 0.06 cm²

Acero Negativo en el segundo apoyo izquierdo = 1.96 cm²

Acero Negativo en el segundo apoyo derecho = 1.98 cm²

Acero Negativo en el último apoyo (reducido a la cara) = 1.18 cm²

Acero positivo en el segundo tramo = 1.06 cm²

Acero positivo en el tercer tramo = 1.26 cm²

Acero negativo por método de coeficientes = 0.65 cm²

Selección de varillas de acero

Primer tramo

Se utilizará una varilla de 3/8" como refuerzo superior e inferior.

Segundo tramo

En el extremo izquierdo se utilizará una varilla de 3/8". Para el refuerzo positivo se selecciona dos varillas de 3/8". Finalmente en el extremo derecho se colocara para el refuerzo negativo una varilla de 1/2" y una varilla de 3/8".

Tercer tramo

En el extremo izquierdo se utilizará una varilla de 3/8" y una varilla de 3/8". Para el refuerzo positivo se selecciona dos varillas de 3/8". Finalmente en el extremo derecho se colocara para el refuerzo negativo dos varillas de 3/8".

Corte de fierro

En este apartado se detalla el proceso de corte de fierro que se utiliza en el diseño de losas aligeradas, vigas chatas y vigas peraltadas. La norma establece que los bastones deben prolongarse cierta distancia del punto de corte teórico. El punto de corte teórico se localiza en aquella posición del diagrama de momento flector en el cual el momento resistente provisto por las varillas corridas sea alcanzado. Algunos autores proponen el uso de reglas prácticas para el corte de fierro, en las cuales se presentan longitudes de bastones en función de la luz libre del tramo. En la Figura 27 se muestran las disposiciones para el corte fierro utilizados para calcular la longitud de los bastones de refuerzo.

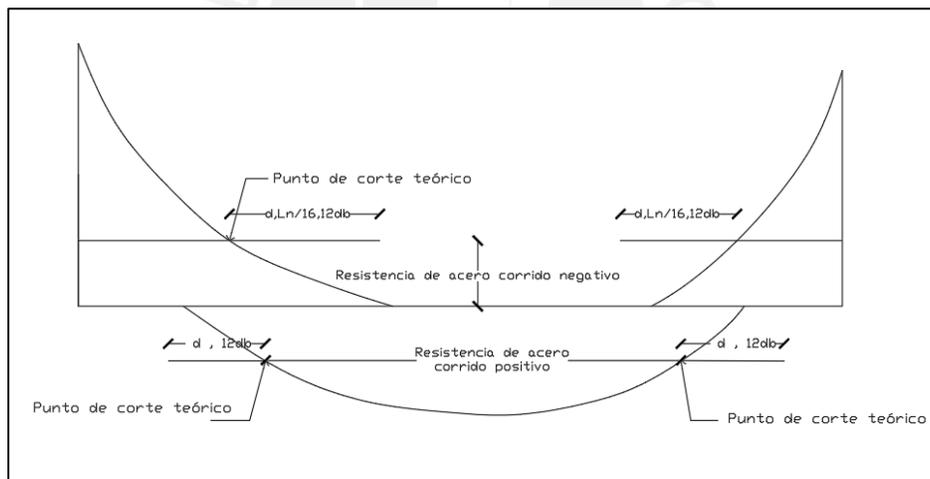


Figura 27. Disposiciones para el corte de fierro.

Acero por retracción y temperatura

La norma E0.60 define que el acero transversal colocado en la parte superior de las viguetas debe ser igual a $0.0018bt$ (RNE,2006), dado que se analiza el ala de las viguetas como losas macizas de 5 cm de espesor y este valor corresponde a la cuantía mínima de este tipo de elementos como se comentará posteriormente. Este refuerzo permite controlar los esfuerzos generados por cambios de temperatura y tracciones generadas por secado del concreto.

Considerando un metro de ancho:

$$0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se plantea utilizar varillas de 1/4" @ .25 cm

5.1.2 Diseño por fuerza cortante

Las fuerzas cortantes en las losas aligeradas siguen el principio del diseño de resistencia. Estos son elementos en los cuales no se adicionan estribos para soportar el cortante último, por lo cual en caso ser necesario se utilizan ensanches corridos o alternados que proveen de una sección con mayor resistencia donde se requiera. La norma E.060 presenta en su capítulo 11, las ecuaciones aplicables al diseño por fuerza y se menciona un incremento del 10% en la resistencia del concreto para losas aligeradas.

$$V_u = \phi V_c$$

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Para las losas aligeradas del proyecto se obtiene una resistencia del concreto de 1.22 ton. Respecto al diseño de la vigueta de ejemplo se verifica que esta resistencia es superior a los valores de fuerza cortante últimas reducidas a "d" de la cara en la vigueta.

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

$$V_u = 1.03 \text{ ton}$$

5.1.3 Control de Deflexiones

Las deflexiones son deformaciones generadas en respuesta a la aplicación de cargas sobre un elemento estructural. Este efecto es común en vigas y viguetas. Se debe recordar que el diseño por resistencia no garantiza que el elemento presente un comportamiento adecuado ante cargas de servicio. Por tanto se presenta la preocupación de analizar las deflexiones por cargas de servicio de las viguetas, dado que estas pueden generar daños en elementos no estructurales como tabiques.

El máximo valor de luz libre en viguetas corresponde a 5.4 m. Esta longitud es considerable por lo que se procede a calcular deflexiones en la vigueta a fin de controlar la flecha que se genera ante cargas de servicio según un límite establecido.

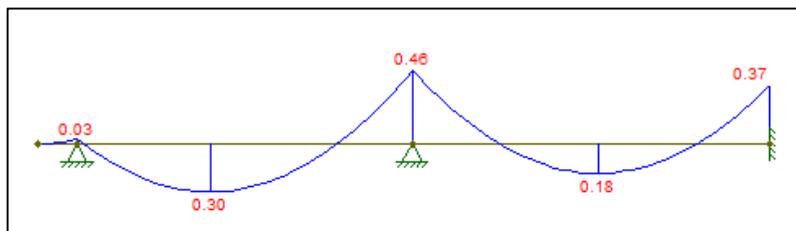


Figura 28. Diagrama de momentos debido a la carga viva

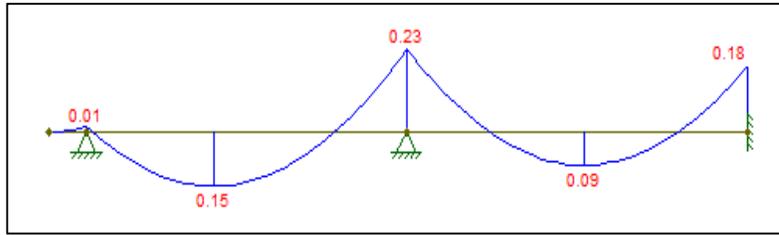


Figura 29. Diagrama de momentos debido a la carga muerta

Ecuación para localizar la altura de concreto no agrietada:

$$c^2 * \frac{b}{2} + (c - d) * A_s' * (2n - 1) = n * A_s * (d - c)$$

Se realizará el análisis en el tramo de mayor luz, dado que en ambos tramos hay un refuerzo similar en el momento negativo y positivo.

Cálculo de la sección agrietada

Extremo izquierdo

$$n = E_s/E_c = \frac{2000000 \text{ kg/cm}^2}{15000 * \sqrt{(210)\text{kg/cm}^2}} = 9.2$$

$$\rightarrow c = 5.81 \text{ cm}$$

$$I_{cr1} = \frac{10 * 5.81^3}{3} + (2 * 9.2 - 1) * 0.71 * (5.81 - 3)^2 + 9.2 * 1.98 * (17 - 5.81)^2 = 3032 \text{ cm}^4$$

Sección central (acero positivo 2Ø3/8")

$$\rightarrow c = 3.02 \text{ cm}$$

$$I_{cr2} = \frac{40 * 3.02^3}{3} + 9.2 * 0.71 * (17 - 3.02)^2 = 2920.48 \text{ cm}^4$$

Extremo derecho (acero negativo 2Ø3/8", acero positivo 1Ø3/8")

$$\rightarrow c = 5.09 \text{ cm}$$

$$I_{cr3} = \frac{10 * 5.09^3}{3} + (2 * 9.2 - 1) * 0.71 * (5.09 - 3)^2 + 9.2 * 1.42 * (17 - 5.09)^2 = 2346.64 \text{ cm}^4$$

Para tramos continuos:

$$I_{ef} = \frac{(I_{cr1} + 2 * I_{cr2} + I_{cr3})}{4} = 2804.95 \text{ cm}^4$$

Deflexiones inmediatas

La deflexión inmediata se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{5}{48} * l_n^2 * \frac{(M^+ - 0.1 * (M^- + M_2^-))}{E * I_{ef}}$$

$M^+ = 0.35 \text{ ton.m}$, $M_1^- = 0.48 \text{ ton.m}$, $M_2^- = 0.3 \text{ ton.m}$

Deflexión inmediata = 0.74 cm

La deflexión máxima de la vigueta se controlará con el límite establecido por la norma para tener en cuenta posible daños a elementos no estructurales.

$L/480 = 520/480 = 1.08 \text{ cm} > 0.74 \text{ cm OK!}$

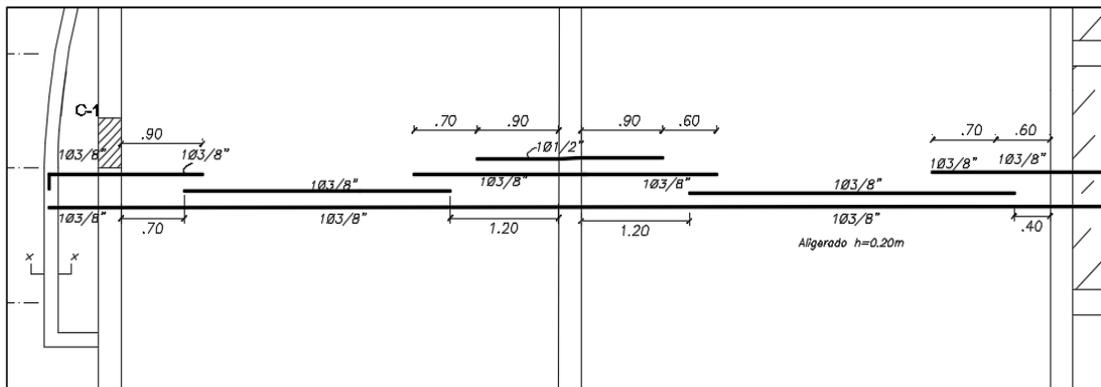


Figura 30. Armado final de la losa aligerada

5.2 Losa maciza

Estos elementos se diseñarán antes fueras cortantes y momentos flectores. Las ecuaciones son las mismas expuestas en las losas aligeradas. La sección analizada considera el espesor de las losas macizas y una base de 100 cm. En este elemento se debe analizar los momentos flectores en dirección x-x e y-y. Las solicitaciones últimas se obtuvieron del modelo de elementos finitos.

5.2.1 Diseño por flexión

El diseño por flexión presenta la misma metodología expresada en las losas aligeradas. Además, las losas macizas requieren de un refuerzo por flexión mínimo de 0.0018bt. Se presenta el diseño de la losa maciza adyacente al muro del ascensor.

Acero mínimo = $0.0018 \times 100 \times 25 = 4.5 \text{ cm}^2$

Se provee de refuerzo superior de 3/8" espaciado 20 cm e inferior de 3/8" espaciado 40 cm para suplir la cuantía mínima de 3.6 cm².

Momentos últimos obtenidos del diagrama de momento flector

Momento negativo máximo en la dirección x-x = 0.8 ton.m

Momento negativo máximo en la dirección y-y = 0.8 ton.m

Momento positivo máximo en la dirección x-x= 0.45 ton.m

Momento positivo máximo en la dirección y-y = 0.26 ton.m

Cálculo de refuerzo longitudinal

Acero Negativo en dirección x-x: 1.26 cm²

Acero Negativo en dirección y-y =1.26 cm²

Acero positivo en dirección x-x = 0.56 cm²

Acero positivo en dirección y-y = 0.4 cm²

Selección de refuerzo

Se observa que el acero mínimo domina el cálculo por lo que finalmente se utiliza una malla inferior de acero de 3/8" espaciado cada 40 cm y una malla superior de 3/8" espaciado cada 20 cm.

5.2.2 Diseño por fuerza cortante

El diseño por fuerza cortante en losas macizas se realiza utilizando secciones de 1m en cada dirección. Los resultados de fuerza cortante última se obtienen del modelo en SAP 2000. La ecuación para de la resistencia al concreto en losas macizas es la siguiente:

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

Donde:

b: 100 cm , d: 22 cm

Fuerzas cortantes últimos

Vu x = 1.6 ton , Vu y = 1.1 ton

$\phi V_c = 14.3$ ton

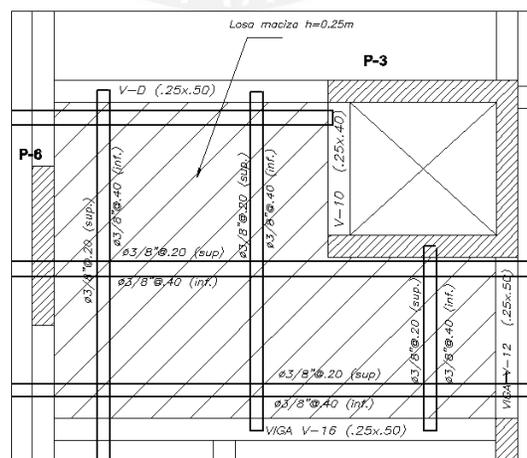


Figura 31. Armado final de la losa maciza

6 DISEÑO DE VIGAS

En este capítulo se detalla el diseño de vigas peraltadas y vigas chatas. Se muestran los resultados de acero requerido y suministrado. Finalmente se presenta el detalle del diseño de cada elemento estructural.

6.1 Vigas peraltadas

El diseño de estos elementos incluye solicitaciones sísmicas que se incluyen la envolvente de momento flector y fuerza cortante. Las cargas de sismo se obtienen del modelo en ETABS. Las vigas con responsabilidad sísmica de la edificación presentan una sección de típica de .25m x .50m.

6.1.1 Detalle del refuerzo

La norma E0.60 sugiere longitudes de anclaje para el acero longitudinal (RNE,2006). Además, en la intersección con columnas se utiliza un gancho estándar posterior a la longitud de anclaje. En las siguientes tablas se presentan las longitudes de anclaje utilizadas para el diseño de vigas peraltadas.

Tabla 34. Longitud de anclaje para varillas de refuerzo en tracción (Adaptado de Ottazzi 2016)

LONGITUD DE DESARROLLO (mm) fy=4200kg/cm ²			
Diámetro de varillas		f'c=210kg/cm ²	
(mm)	(pulg)	Superior	Inferior
9.5	3/8"	440	340
12.7	1/2"	580	450
15.9	5/8"	730	560
19.1	3/4"	880	670
25.4	1"	1450	1120

Tabla 35. Longitud de anclaje para varillas de refuerzo en compresión (Adaptado de Ottazzi 2016)

LONGITUD DE DESARROLLO fy=4200kg/cm2		
Diámetro de varillas		f'c=210kg/cm ²
(mm)	(pulg)	
9.5	3/8"	220
12.7	1/2"	290
15.9	5/8"	370
19.1	3/4"	440
25.4	1"	590

6.1.2 Diseño por flexión

El diseño por flexión de vigas se realiza con la metodología empleada en el capítulo de losas aligeradas. Se presenta los requerimientos de acero mínimo y máximo para las vigas peraltadas.

Acero mínimo y máximo

Debido a las vigas son de sección rectangular, el acero mínimo y máximo presenta los mismos valores tanto para momentos positivos y negativos. El cálculo sigue el mismo procedimiento detallado en la sección de diseño de losas aligeradas.

El acero mínimo para la sección de 25x50 cm corresponde a los siguientes valores:

As Min

$$As+ = 2.23 \text{ cm}^2$$

$$As- = 2.23 \text{ cm}^2$$

As Max

$$As+ = 17.53 \text{ cm}^2$$

$$As- = 17.53 \text{ cm}^2$$

Como ejemplo representativo se seleccionó la viga V-06 del eje E. En la Figura 32 y Figura 33 se presentan los resultados de la envolvente con las combinaciones de carga.

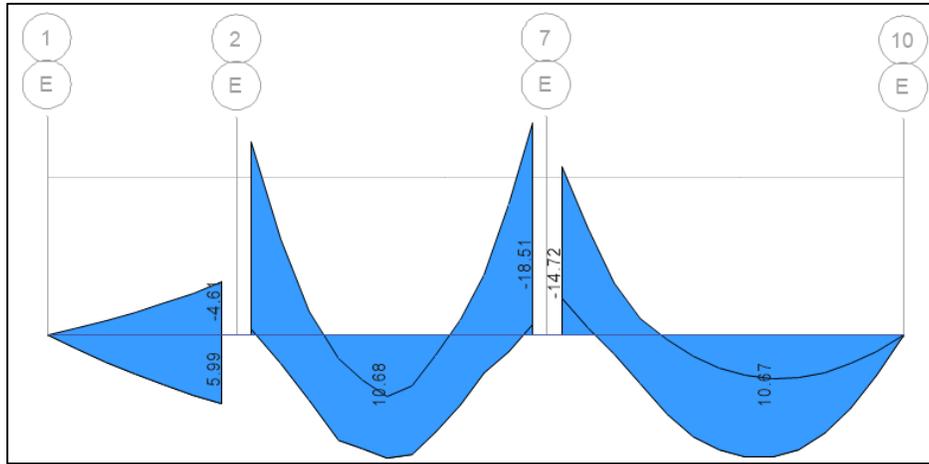


Figura 32. Envolvente de momento flector de viga V-06

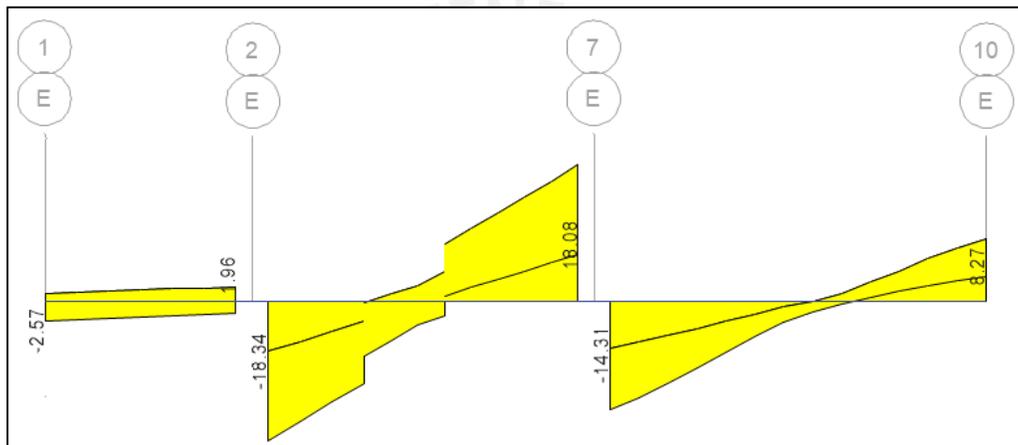


Figura 33. Envolvente de fuerza cortante de viga V-06

Cálculo del refuerzo longitudinal

El diseño de esta viga se divide en tres tramos. En cada tramo se utiliza los momentos últimos reducidos a la cara de las columnas o placas. Posteriormente se realiza el cálculo del acero requerido.

Viga Eje E, Eje 1-2

Momento máximo positivo = 5.99 ton.m

Momento máximo negativo = 4.61 ton.m

Acero positivo requerido = 3.75 cm²

Acero negativo requerido = 2.85 cm²

Viga Eje E, Eje 2-7

Momento negativo máximo en el extremo izquierdo = 16.9 ton.m

Momento negativo máximo en el extremo derecho = 18.51 ton.m

Momento máximo positivo = 10.7 ton.m

Por lo tanto:

Acero requerido en el extremo izquierdo = 11.6 cm²

Acero requerido en el extremo derecho = 12.91 cm²

Acero requerido positivo = 6.92 cm²

Viga Eje E, Eje 7-10

Momento máximo positivo = 10.7 ton.m

Momento máximo negativo = 14.72 ton.m

Por lo tanto:

Acero positivo requerido = 6.92 cm²

Acero negativo requerido = 9.9 cm²

Selección de varillas de refuerzo

Viga Eje E, Eje 1-3

Se seleccionan dos varillas de acero corrido de 1" para el refuerzo negativo y 2 varillas de 3/4" para el refuerzo positivo.

Viga Eje E, Eje 3-7

Se utilizan como acero corrido negativo 2 varillas de 1" y acero corrido positivo 2 varillas de 3/4". Además se requiere del uso de un bastón de 3/4" en cada extremo de la viga para el momento negativo y un bastón para el acero positivo de 5/8".

Viga Eje E, Eje 7-10

Se utilizan como acero corrido negativo 2 varillas de 1" y acero corrido positivo 2 varillas de 3/4". En el extremo izquierdo se utiliza un bastón de 3/4" como refuerzo negativo y una varilla de 5/8" como refuerzo positivo.

Corte de fierro

El corte de fierro en vigas se realizó mediante las disposiciones presentadas en la Figura 27. El momento nominal del acero corrido determina los puntos de corte teóricos para determinar la longitud del bastón. Posteriormente se incluye los detalles de refuerzo de longitud de anclaje.

Los puntos de corte teóricos son adicionados con el mayor valor de $l_n/16, d, 12db$.

$l_n/16 = 0.37 \text{ m}$, $d = 0.44 \text{ m}$, $12db = 0.30 \text{ m}$

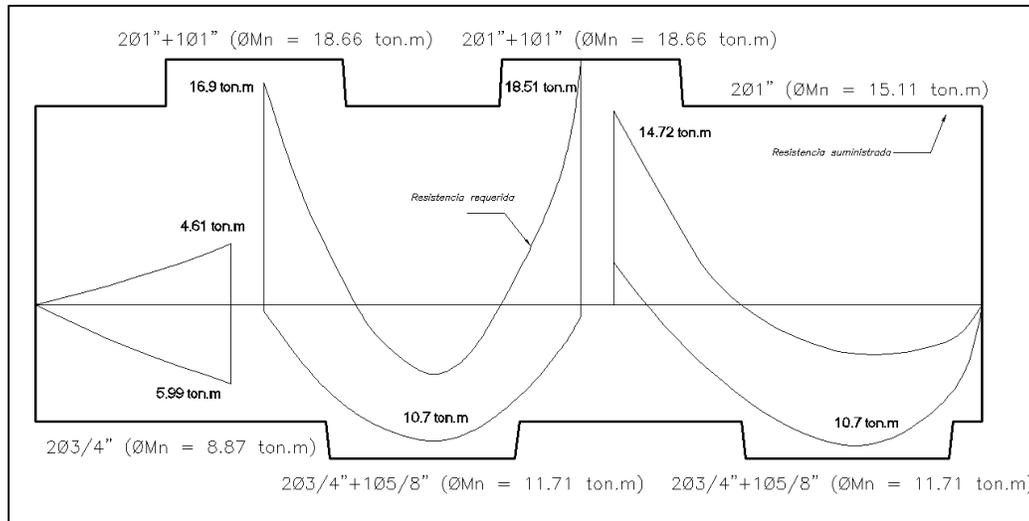


Figura 34. Resistencia suministrada a la viga según el refuerzo calculado

6.1.3 Diseño por cortante

Las vigas requieren del uso de estribos para aumentar su capacidad a la resistencia a fuerzas cortantes. Además, los estribos contribuyen al montaje y control de deformaciones de las vigas. Las fuerzas cortantes últimas del mayor valor del cortante en la envolvente de fuerza cortante y el cortante obtenido mediante un análisis límite de la viga. La norma E 0.60 en el capítulo 21 indica que las vigas con responsabilidad sísmica deben incluir una longitud de confinamiento en cada extremo de la viga que se puede definir con una longitud igual a dos veces el peralte de la viga. En el diseño por fuerza cortante se aplican las siguientes ecuaciones:

Ecuación de diseño por resistencia

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

V_s : Aporte de resistencia de estribos

Resistencia propia del concreto

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

Aporte de resistencia máxima de estribos

$$V_{s\text{máx}} = 2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Separación de estribos

$$s = A_v * f_y * d / V_s$$

Adicionalmente en la norma E 0.60 se muestra el método para obtener el cortante último a partir del momento nominal generado por el acero suministrado. El diseño se realiza con el

menor valor obtenido entre el cortante último obtenido de la envolvente y el análisis presentado en la siguiente imagen:

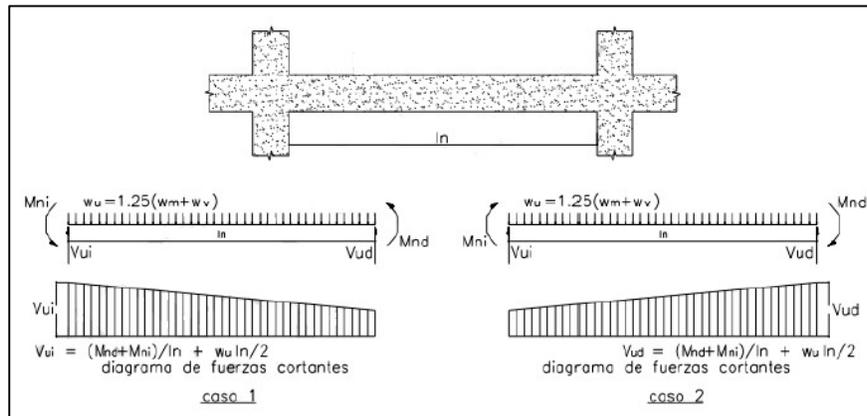


Figura 35. Fuerza cortante de diseño de vigas (Fuente: Norma técnica E.060)

Longitud de confinamiento

La norma E.060 indica que la zona de confinamiento de estribo debe tener una longitud de dos veces el peralte.

$$L \text{ confinamiento} = 2 \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

Por otro lado, los estribos utilizados en el diseño tienen un diámetro de 3/8". La norma indica que separación de estribos en la zona de confinamiento se elige entre el menor de las siguientes expresiones:

$$d/4 = 44/4 = 11 \text{ cm}$$

$$10 \text{ veces Diámetro longitudinal menor} = 15.9 \text{ cm}$$

$$24 \text{ veces el diámetro del estribo} = 22.8 \text{ cm}$$

Por lo que se utiliza una separación de 10 cm en la zona de confinamiento.

Además, la separación de estribos fuera de la zona de confinamiento no debe ser mayor a 0.5 veces el peralte efectivo, entonces la separación fuera de la zona de confinamiento equivale a 0.20m.

Diseño de la viga V-106

Viga Eje E, Eje 1-3

Resistencia propia del concreto al corte

$$V_c = 8.45 \text{ ton}$$

Cortante último de la envolvente

$$V_u \text{ env} = 2.57 \text{ ton}$$

$$V_u \text{ capacidad} = V \text{ isostático} + (M_{ni} + M_{nd})/L_n$$

$V_u \text{ capacidad} = 0.62 + 23.98 / 2.98 = 8.68 \text{ ton}$

$V_s = 1.77 \text{ ton}$

$V_s \text{ máx} = 33.48 \text{ ton} > V_s \text{ OK!}$

Utilizando estribos de 3/8" se obtiene la siguiente separación de estribos

$S = 148 \text{ cm}$

Por lo tanto se selecciona una separación de estribos de 10 cm

Estribos de 3/8" 1@5cm,10@10cm,Rto@20cm

Viga Eje E, Eje 3-7

Resistencia propia del concreto al corte

$V_c = 8.45 \text{ ton}$

Cortante último de la envolvente

$V_u \text{ env} = 18.54 \text{ ton}$

$V_u \text{ capacidad} = V \text{ isostático} + (M_{ni} + M_{nd}) / L_n$

$V_u \text{ capacidad} = 16.08 + 30.16 / 5.08 = 22.02 \text{ ton}$

$V_s = 17.56 \text{ ton}$

$V_{s \text{ máx}} = 33.48 \text{ ton} > V_s \text{ OK!}$

Utilizando estribos de 3/8" se obtiene la siguiente separación:

$S = 21 \text{ cm}$

Estribos de 3/8" 1@5cm,10@10cm,Rto@20cm

Viga Eje E, Eje 7-10

Resistencia propia del concreto al corte

$V_c = 8.45 \text{ ton}$

Cortante último de la envolvente

$V_u \text{ env} = 14.31 \text{ ton}$

$V_u \text{ capacidad} = V \text{ isostático} + (M_{ni} + M_{nd}) / L_n$

$V_u \text{ capacidad} = 10.4 + 27.53 / 5.975 = 14.97 \text{ ton}$

$V_s = 9.17 \text{ ton}$

$V_{s \text{ máx}} = 33.48 \text{ ton} > V_s \text{ OK!}$

Utilizando estribos de 3/8" se obtiene la siguiente separación:

$S = 28.62 \text{ cm}$

Estribos de 3/8" 1@5cm,10@10cm,Rto@20cm

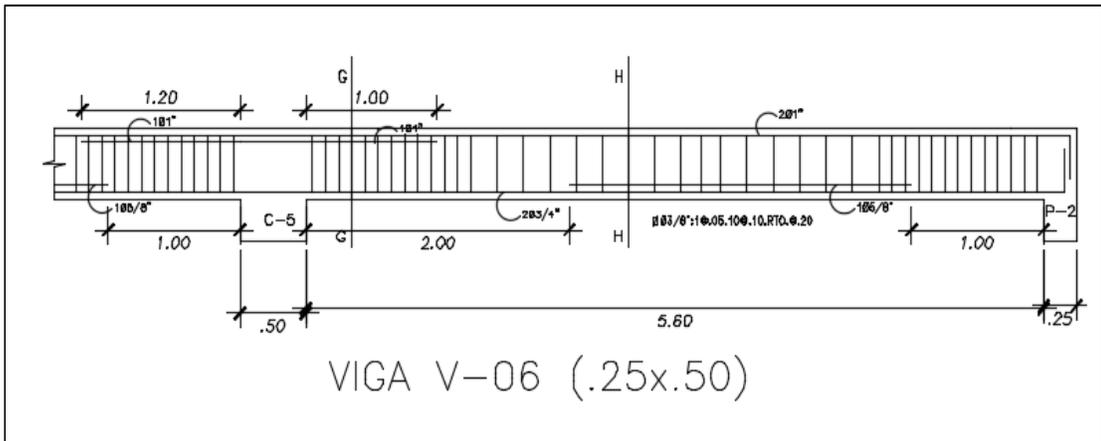
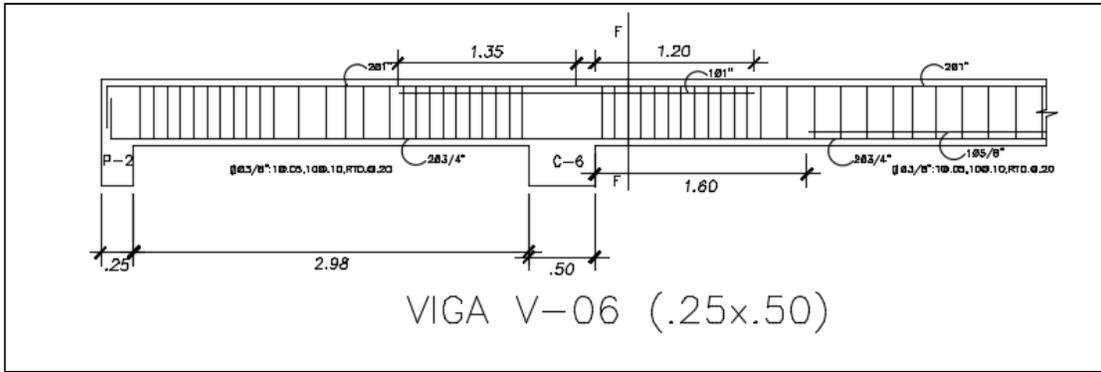


Figura 36 y 37. Elevación de viga V-06

Adicionalmente se presenta el diseño de una viga sin responsabilidad sísmica pues se ha analizado como un elemento rotulado. La viga V-A, se encuentra apoyada sobre otra viga en un extremo y sobre un muro de corte en su otro extremo. El análisis de esta viga se realiza solo por cargas de gravedad y la combinación correspondiente.

Resultados del análisis estructural de la viga V-A

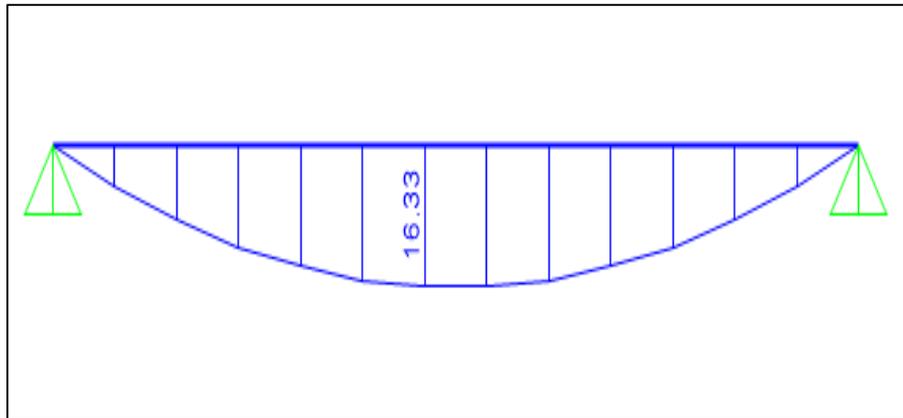


Figura 38. Envolvente de momento flector de viga V-A

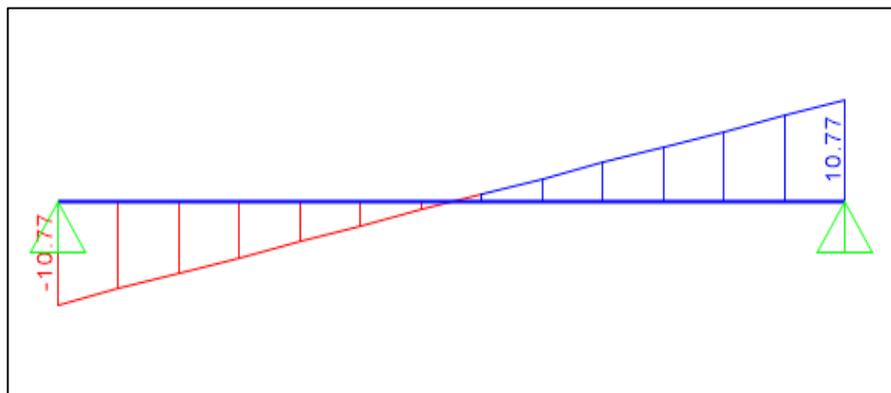


Figura 39. Envolvente de fuerza cortante de viga V-A

Diseño por flexión

Viga V-A

Momento máximo positivo = 16.05 ton.m

Cálculo del refuerzo longitudinal

Acero positivo requerido = 10.92 cm²

Se seleccionan 2 varillas de 3/4" para el refuerzo corrido positivo y negativo.

Resistencia nominal de 2 varillas de 3/4" (para refuerzo positivo y negativo)

Diseño por cortante

Resistencia propia del concreto

$V_c = 8.45$ ton

Resultado de la envolvente:

$V_u \text{ env} = 8.18$ ton

$V_s = 4.68$ ton

$V_{s\text{máx}} = 33.48$ ton > OK!

La separación de los estribos de acuerdo al valor de V_s se calcula con la siguiente expresión

$$s = A_v * f_y * d / V_s$$

Utilizando estribos de 3/8" resulta en la siguiente separación:

$S = 56$ cm

Esta viga al no ser un elemento con responsabilidad sísmica no requiere de una zona de confinamiento. Por tanto el estribaje utilizado es el siguiente:

Estribos de 3/8" 1@5cm, Rto@20cm

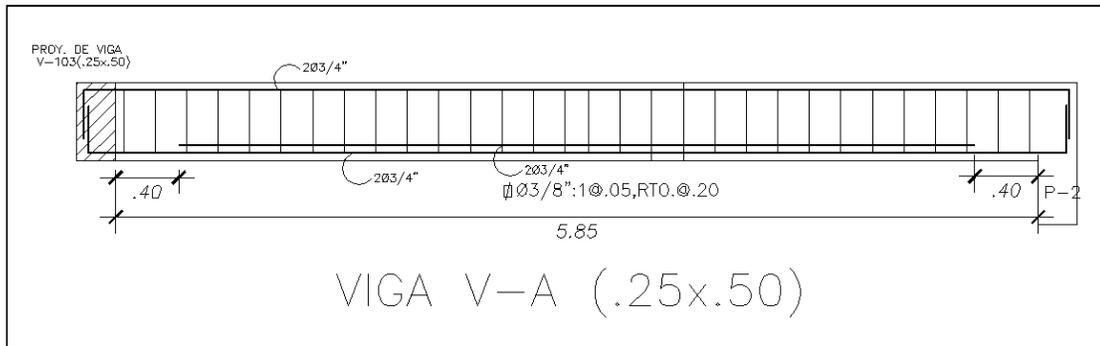


Figura 40. Elevación de viga V-A

6.2 Viga chata

Las vigas chatas siguen pautas similares a las vigas peraltadas respecto al diseño por flexión y cortante. Se presenta el diseño para la viga chata presentada en el análisis por cargas de gravedad.

6.2.1 Diseño por flexión

As Min

$$As+ = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$As- = 0.58 \text{ cm}^2$$

As Max

$$As+ = 6.77 \text{ cm}^2$$

$$As- = 6.77 \text{ cm}^2$$

Momentos últimos

Momento Negativo en el segundo apoyo izquierdo (reducido a la cara) = 2.1 ton.m

Momento Negativo en el segundo apoyo derecho (reducido a la cara) = 2.0 ton.m

Momento positivo en el primer tramo = 0.1 ton.m

Momento positivo en el segundo tramo = 2.57 ton.m

Adicionalmente, se tiene en cuenta el cálculo del momento negativo en extremos simplemente apoyados según el método de coeficientes.

Momento en apoyos = $1/24 wu l_n^2 = 0.4 \text{ ton.m}$

Cálculo de refuerzo longitudinal

Acero Negativo en el primer apoyo: 0.06 cm^2

Acero Negativo en el segundo apoyo izquierdo = 3.6 cm^2

Acero Negativo en el segundo apoyo derecho = 3.6 cm^2

Acero positivo en el primer tramo = 0.37 cm^2

Acero positivo en el segundo tramo = 4.5 cm^2

Acero negativo por método de coeficientes = 0.65 cm²

Selección de varillas de acero

El armado se realiza con varillas de 1/2". Lo cual requiere de utilizar 4 varillas de 1/2" superior e inferior. Se debe resaltar la demanda de acero de esta viga debido a la gran luz de los paños donde se ubica, además de soportar el peso de los tabiques.

6.2.2 Diseño por fuerza cortante

En las vigas chatas se utiliza estribos que contribuyen a la resistencia al corte. Sin embargo, es común aumentar el ancho de estos elementos para soportar las fuerzas cortantes. La viga chata en análisis tiene una sección de .25 x .20 m.

Cortante último de la viga chata:

Vu : 2.68 ton

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

Resistencia a la fuerza cortante considerando una base de 25 cm resulta en 2774 kg = 2.77 ton

Se observa que la viga soporta las cargas aplicadas. Por tanto se colocará estribaje mínimo. El espaciamiento seleccionado es el siguiente:

Estribos de 1/4" 1@5cm, resto @ .25m

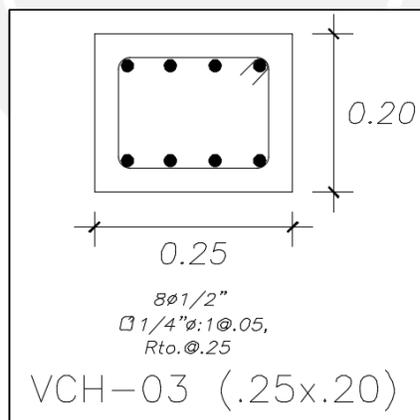


Figura 41. Sección de viga chata VCH-03

7 DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos que se encuentran sometidos a momentos flectores y carga axial considerable. El diseño de estos elementos debe considerar los efectos por flexocompresión y fuerza cortante. En este capítulo se presenta el diseño de dos columnas. La primera es la columna C-5 que presenta una considerable área tributaria y la columna C-1 que es una columna esquinera.

7.1 Diseño por flexocompresión

El método de diseño consiste en establecer un refuerzo longitudinal y generar el diagrama de interacción del cual se verifica que pueda satisfacer las combinaciones de carga. La cuantía de una columna se debe encontrar entre el rango de 1% a 6% según lo establecido por la norma E.060.

Se presentan las combinaciones de carga de las columnas a diseñar.

Columna C-5 (50cmx50cm)

Combinaciones de carga (Primer entrecaposo)

Primer entrecaposo	Pu tonf	Vuy tonf	Vuy tonf	Muy tonf-m	Mux tonf-m
1.4D+1.7L	266.0	0.5	2.1	-3.9	-0.8
1.25(D+L)+Sx	226.2	0.6	2.1	-3.3	-0.6
1.25(D+L)-Sx	229.5	0.3	1.4	-3.5	-0.8
0.9D+Sx	130.1	0.5	1.4	-1.9	-0.4
0.9D-Sx	133.4	0.1	0.7	-2.1	-0.5

Primer entrecaposo	Pu tonf	Vuy tonf	Vuy tonf	Muy tonf-m	Mux tonf-m
1.25(D+L)+Sy	220.4	2.8	1.8	2.0	7.1
1.25(D+L)-Sy	239.8	-2.0	1.7	1.9	-5.9
0.9D+Sy	123.7	2.7	1.1	1.2	6.9
0.9D-Sy	143.0	-2.1	1.0	1.1	-6.1

Columna C-1(25cmx50cm)

Combinaciones de carga (Primer entrepiso)

Primer entrepiso	Pu	Vuy	Vuy	Muy	Mux
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D+1.7L	40.7	0.0	-0.6	1.1	0.1
1.25(D+L)+Sx	31.6	0.1	-0.4	1.1	0.2
1.25(D+L)-Sx	38.6	-0.1	-0.6	0.9	-0.1
0.9D+Sx	17.5	0.1	-0.2	0.6	0.2
0.9D-Sx	24.5	-0.2	-0.4	0.4	-0.1
1.25(D+L)+Sy	28.7	1.2	-0.5	-0.6	3.4
1.25(D+L)-Sy	43.7	-1.3	-0.5	-0.6	-3.4
0.9D+Sy	14.3	1.2	-0.3	-0.3	3.4
0.9D-Sy	29.2	-1.3	-0.3	-0.3	-3.4

Respecto a la columna C-5 se utiliza 8 varillas de 3/4" como refuerzo longitudinal.

$$\text{Cuantía} = (8 \times 2.84) \text{ cm}^2 / (50 \times 50) \text{ cm}^2 = 1.0 \%$$

Por otro lado, en la columna C-1 se dispone de 4 varillas de 5/8" y 4 varillas de 1/2".

$$\text{Cuantía} = (4 \times 1.99 + 4 \times 1.29) \text{ cm}^2 / (25 \times 50) \text{ cm}^2 = 1.05 \%$$

El diagrama de interacción es el lugar geométrico de las combinaciones entre la carga axial y el momento flector que generan la rotura en la columna. En las siguientes figuras se presentan los diagramas de interacción de ambas columnas donde se representan con puntos las combinaciones de carga.

Columna C-5

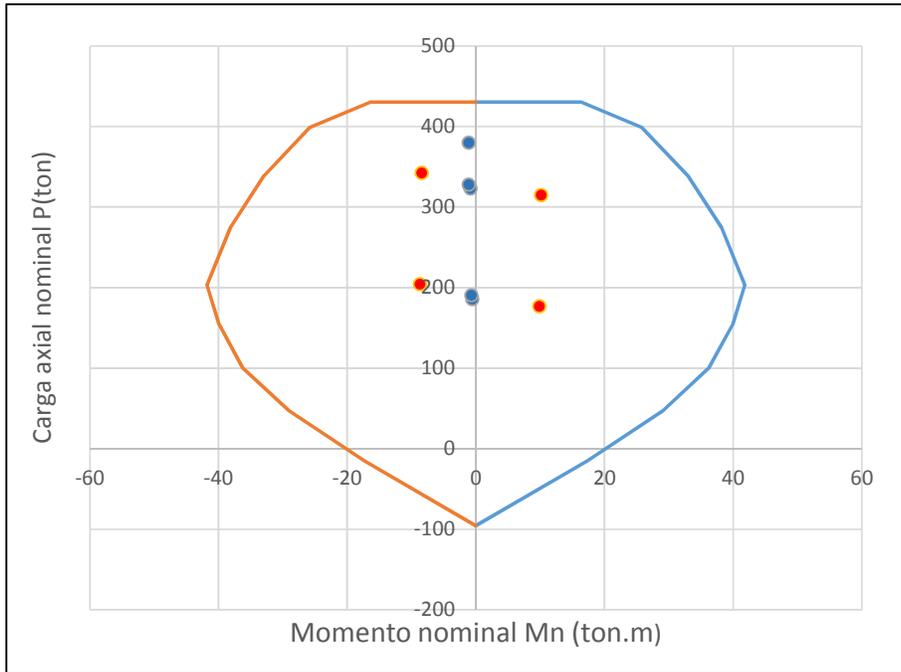


Figura 42. Diagrama de interacción del momento nominal M_x

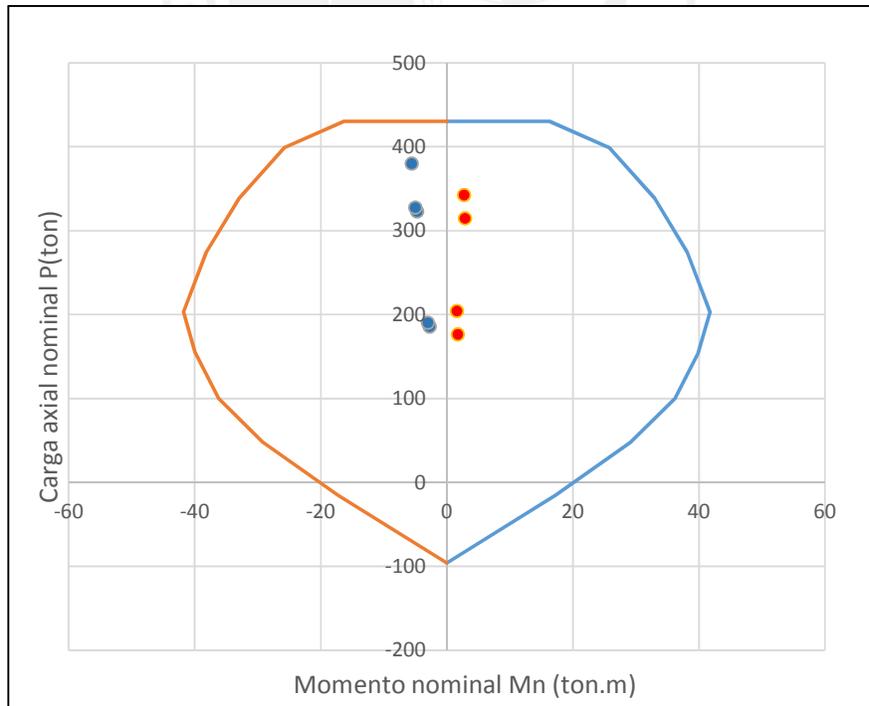


Figura 43. Diagrama de interacción del momento nominal M_y

Columna C-1

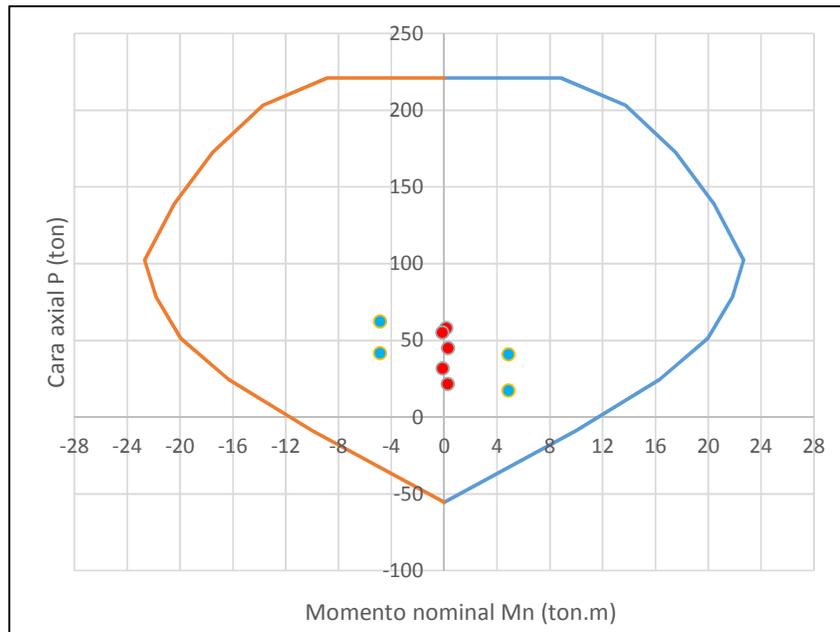


Figura 44. Diagrama de interacción del momento nominal M_{xx}

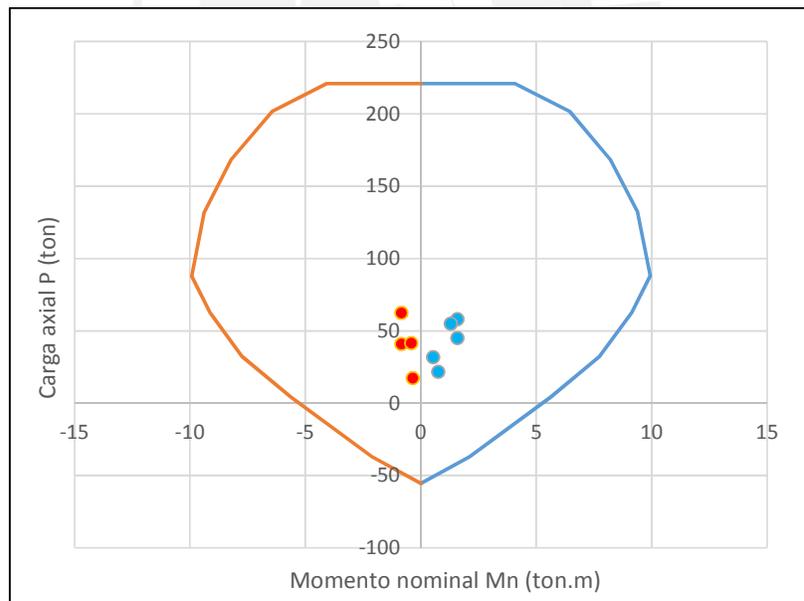


Figura 45. Diagrama de interacción del momento nominal M_{yy}

Los resultados verifican que las secciones adoptadas satisfacen las combinaciones de carga de cada columna. El diseño por flexocompresión puede resultar en un proceso iterativo para optimizar la sección. Sin embargo, la cuantía de las secciones establecidas se encuentra cerca al mínimo por lo que se da por finalizado el diseño por flexocompresión.

7.2 Diseño por fuerza cortante

El diseño por fuerza cortante de las columnas corresponde a un diseño por capacidad teniendo en cuenta las consideraciones del capítulo 21 de la norma E.060. El cortante de diseño se obtiene al sumar los momentos nominales en los extremos de la columna entre la luz libre. En la siguiente figura extraída de la norma E.060 se aprecia el método de análisis para fuerzas cortantes en columnas.

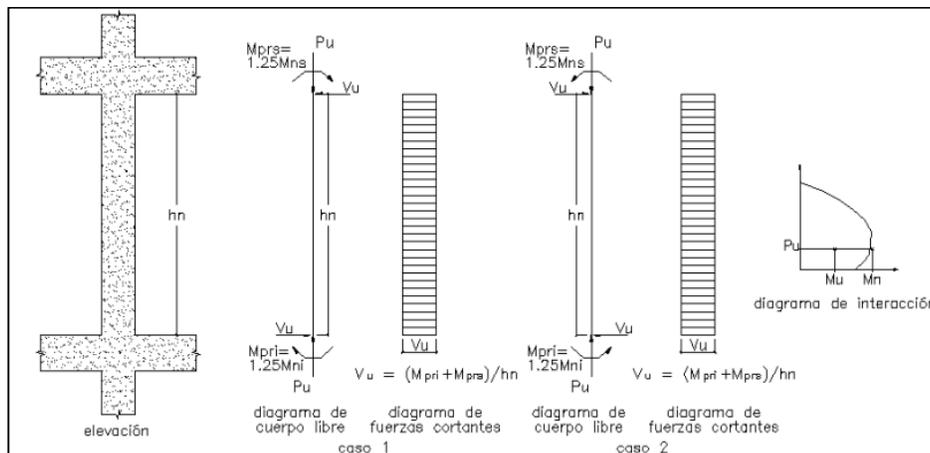


Figura 46. Fuerza cortante de diseño en columnas (Fuente: Norma Técnica E.060)

Los momentos nominales se generan a partir de la combinación más crítica en el diagrama de interacción. La ecuación de resistencia del concreto a fuerza cortante se ve afectado por la carga axial y se define de la siguiente manera:

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

Adicionalmente, se debe tener en cuenta la zona de confinamiento establecido por la norma y la separación requerida en esta zona. La zona de confinamiento no debe ser menor a 50 cm, el peralte de la columna o un sexto de la luz libre. Respecto a la separación de estribos en esta zona, esta no debe ser mayor a ocho veces el diámetro del mayor refuerzo longitudinal, la mitad de la base o 10 cm.

Columna C-5

A partir del diagrama de interacción se presenta el siguiente momento nominal:

$$M_n = 32 \text{ ton.m}$$

Por consiguiente,

$$V_u = 29.09 \text{ ton}$$

$$V_c = 18.56 \text{ ton}$$

Por tanto el aporte de los estribos queda definido por

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

$V_s = 15.66 \text{ ton}$

La separación de los estribos de acuerdo al valor de V_s se calcula con la siguiente expresión

$$s = A_v * f_y * d / V_s$$

Utilizando estribos de 3/8"

$S = 28.6 \text{ cm}$

Longitud de confinamiento y separación

So	cm
8db	15.24
b/2	25
100mm	10

Lo	cm
Ln/6	36.67
h	50
500mm	50

Finalmente la longitud de confinamiento es de 50cm y la separación en esta zona es 10cm

Utilizar estribos de 3/8" 1@.05.5@.10,Rto.20m

A partir del diagrama de interacción se presenta el siguiente momento nominal:

$M_n = 19 \text{ ton.m}$

Por consiguiente,

$V_u = 17.27 \text{ ton}$

$V_c = 8.67 \text{ ton}$

Por tanto el aporte de los estribos queda definido por

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

$V_s = 20.0 \text{ ton}$

La separación de los estribos de acuerdo al valor de V_s se calcula con la siguiente expresión

$$s = A_v * f_y * d / V_s$$

Utilizando estribos de 3/8"

$S = 22.52 \text{ cm}$

Longitud de confinamiento y separación

So	cm
8db	12.7
b/2	12.5
100mm	10

Lo	cm
Ln/6	36.67
h	50
500mm	50

Finalmente la longitud de confinamiento es de 50cm y la separación en esta zona es de 10cm

Utilizar estribos de 3/8" 1@.05,5@.10,Rto@.20m

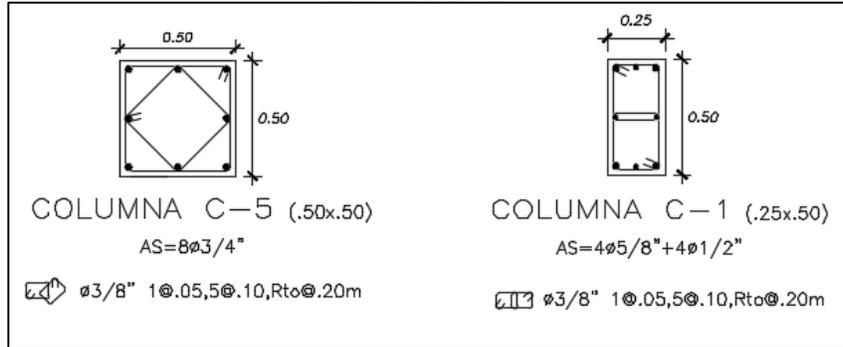


Figura 47. Sección transversal de columnas C-5 y C-1

8 DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Los muros de corte presentan un diseño similar al de columnas. Estos son evaluados por flexocompresión y cortante. En el análisis sísmico se presentaron los resultados de fuerza cortante de estos elementos, los cuales absorben casi en totalidad los efectos por cargas sísmicas. Esto genera que se presenten momentos flectores importantes en las placas, lo que finalmente se refleja en la gran cantidad de acero longitudinal y transversal que se suministra. En este capítulo se presenta el diseño de un muro de corte.

8.1 Diseño por flexocompresión

El procedimiento para el diseño por flexocompresión se inicia con la estimación de acero requerido. Se debe construir el diagrama de interacción a partir del refuerzo longitudinal asignado. Posteriormente se evalúa si la sección requiere de elementos de borde. Estos últimos implican colocar refuerzo concentrado en los extremos del muro.

A continuación se presentan las combinaciones de carga para la placa P-6:

Combinaciones de carga (Primer entrespiso)

Primer entrespiso	Pu	Vuy	Vuy	Muy	Mux
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.4D+1.7L	209.3	4.2	0.2	0.3	8.7
1.25(D+L)+Sx	175.7	4.9	0.4	0.7	11.9
1.25(D+L)-Sx	183.8	2.2	0.0	-0.2	2.9
0.9D+Sx	101.4	3.4	0.3	0.6	8.7
0.9D-Sx	109.5	0.6	0.0	-0.3	-0.4

Primer entrespiso	Pu	Vuy	Vuy	Muy	Mux
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
1.25(D+L)+Sy	167.5	4.2	0.2	0.3	8.7
1.25(D+L)-Sy	192.0	43.6	0.3	0.3	154.1
0.9D+Sy	93.2	-36.5	0.1	0.2	-139.3
0.9D-Sy	117.7	42.0	0.2	0.2	150.8

Evaluación de la necesidad de elementos de borde

En la norma E0.60 se evalúa la necesidad de elementos de borde mediante la profundidad del eje neutro con el fin de determinar la longitud de los núcleos (RNE,2006). En la Figura 48 se muestra una imagen extraída del reglamento donde se presenta una ecuación que relaciona la longitud, altura y desplazamiento del muro para obtener un valor de eje neutro límite. Al superar este valor se justifica el uso de zonas de confinamiento en el muro. En la Figura 48 se observa la sección de un muro de corte y las expresiones para determinar la longitud del núcleo que relaciona los parámetros mencionados.

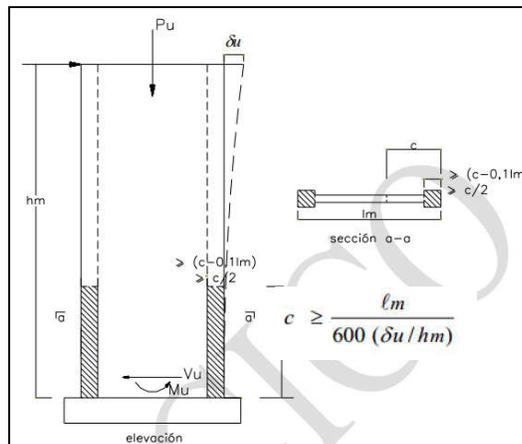


Figura 48. Elementos confinados de borde en muros (Fuente: Norma Técnica E.060)

Análisis para la placa P-6

$$C_{lim} = l_m / 600 \times \delta u \quad (h_m / l_m)$$

Desplazamiento inelástico del muro = 0.09 m

$$C_{lim} = 56.8 \text{ cm}$$

Valor del eje neutro del muro = 87 cm

Se observa que mediante este método el valor del eje neutro es mayor al límite establecido por la norma, por lo cual se requiere de elementos de borde. La longitud de los elementos de borde se pueden determinar mediante el menor valor de:

$$c/2 = 43.5 \text{ cm}$$

$$c - 0.1l_m = 30.8 \text{ cm}$$

Se selecciona una longitud de 50 cm para los elementos de borde en el muro.

Se selecciona inicialmente utilizar 8 varillas de 3/4 " en los núcleos. El resto de la sección será completado mediante varillas de acero de 3/8 " cada 20 cm.

En la Figura 49 se observa el diagrama de interacción de la placa para la distribución de acero colocada. Los puntos en el gráfico, definidos por carga axial y momento flector, corresponden a las combinaciones de carga; y se observa que se encuentran dentro del área encerrada por el diagrama de interacción por lo que no superan la resistencia última

suministrada. Además se puede apreciar que los muros presentan gran momento flector en relación a la carga axial que soportan.

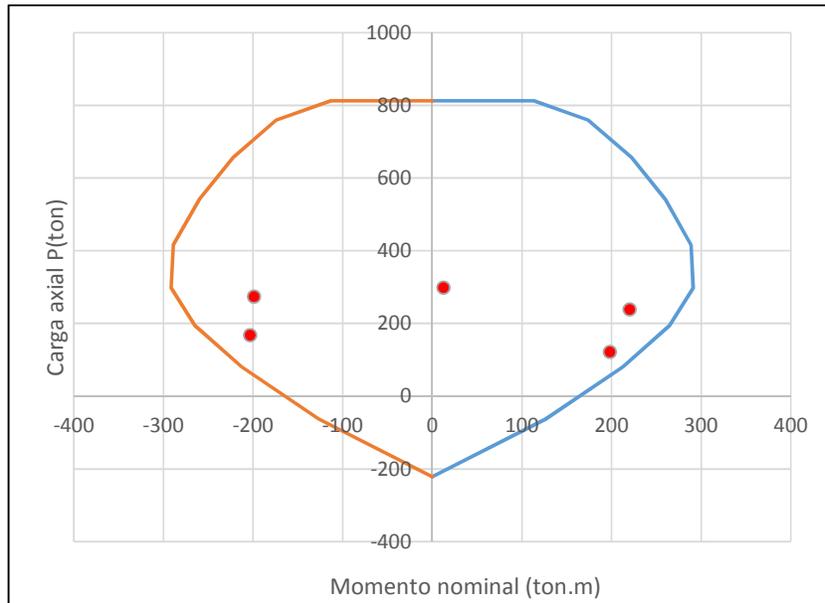


Figura 49. Diagrama de interacción de la placa P-6 del momento Mxx

8.2 Diseño por fuerza cortante

El diseño por fuerza cortante de las placas corresponde a un diseño por capacidad teniendo en cuenta las consideraciones del capítulo 21 y 11 de la norma E0.60 (RNE,2006).

Se especifica que el cortante último de diseño será amplificado de acuerdo a la proporción del momento actuante y el momento ultimo resistente, el cual se obtiene a partir del diagrama de interacción.

$$M_{ur} = 196 \text{ ton.m}$$

$$M_{ua} = 154.1 \text{ ton.m}$$

$$V_u = 43.6 \text{ ton (Obtenido de las combinaciones de carga)}$$

$$V_{u \text{ diseño}} = V_u \cdot M_{ur}/M_{ua} = 55.45 \text{ ton}$$

La resistencia al concreto queda definida con la siguiente expresión

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

$$V_c = 27.65 \text{ ton}$$

Por tanto el aporte de los estribos queda definido por

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

$$V_s = 37.59 \text{ ton}$$

Se establece que la cuantía de refuerzo horizontal debe ser como mínimo 0.0025, se determina la cuantía requerida a partir del aporte de resistencia por estribos requerida.

$$V_s = f_y * p * A_{cw}$$

Por tanto el valor de cuantía obtenido es 0.002, por lo que se utiliza el valor mínimo de 0.0025.

La resistencia al cortante por estribos suministrado se calcula a partir de la cuantía establecida:

$$V_s \text{ diseño} = 47.25 \text{ ton}$$

Debido a que la placa analizada tiene un espesor mayor a 20 cm se debe colocar refuerzo horizontal en dos capas. Para el cálculo de espaciamiento se utilizara estribos de 3/8 “.

La separación de los estribos de acuerdo al valor de V_s se calcula con la siguiente expresión

$$s = A_v * f_y * l / V_s$$

Utilizando estribos de 3/8”

$$S = 22.8 \text{ cm}$$

Adicionalmente, se debe tener en cuenta que la separación debe ser el menor entre el valor calculado y los siguientes:

$$S = 3 \times b = 75 \text{ cm}$$

$$S = 40 \text{ cm}$$

Respecto al refuerzo vertical se establece la siguiente expresión para la cuantía mínima:

$$p_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 + \frac{h_m}{l_m} \right) (p_h - 0.0025)$$

De acuerdo a esta expresión se obtiene una cuantía vertical de 0.0025. El acero a utilizar fuera de los núcleos es de 3/8”, por lo que se utiliza la siguiente expresión para determinar un espaciamiento:

$$s = \frac{2A_v}{p * e_m}$$

$$S = 22.7 \text{ cm}$$

Finalmente la longitud de núcleos es de 50cm, donde se utiliza 8 varillas de 3/4". Se utilizar una malla de 3/8” @ 20 cm.

Se presenta el armado final de la placa P-6.

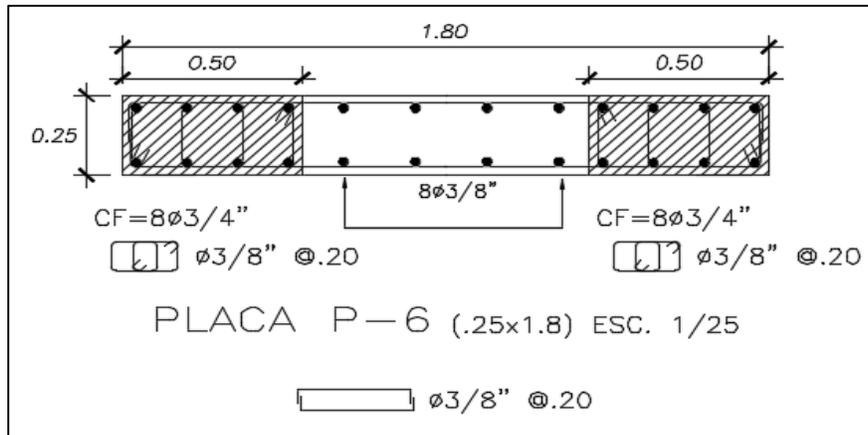


Figura 50. Sección transversal del muro de corte P-6.



9 DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones son elementos que se encargan de transmitir las cargas de la superestructura al suelo. De manera que el esfuerzo generado en el suelo no supere su capacidad portante del terreno igual a 4 kg/cm^2 . Es importante generar estructuras que distribuyan uniformemente la presión en el suelo para evitar asentamientos diferenciales.

A partir de la estructuración de los elementos verticales se dispone de utilizar zapatas aisladas en columnas que no presentan considerable responsabilidad sísmica. Por otro lado, debido a la presencia de zapatas excéntricas y muros perimetrales se utilizó vigas de cimentación. Las cimentaciones conectadas permiten que la viga reciba el momento flector y permite generar esfuerzos uniformes en las cimentaciones.

9.1 Diseño de zapata aislada

Las cargas que se generan en la zapata son transmitidos por la columna C-5 de .50x.50 m. A continuación se muestra un resumen de las cargas a las que se encuentra sometida la zapata.

Carga Muerta		
--------------	--	--

P _m	148.2	ton
M _k	0.4	ton.m
M _y	1.3	ton.m

Carga viva		
------------	--	--

P _v	35.9	ton
M _k	0.01	ton.m
M _y	0.3	ton.m

Sismo x-x		
-----------	--	--

P _{sx}	1.6	ton
M _k	0.5	ton.m
M _y	1.0	ton.m

Sismo y-y		
-----------	--	--

P _{sy}	9.7	ton
M _k	6.5	ton.m
M _y	0.03	ton.m

9.1.1 Predimensionamiento de la zapata

Las dimensiones de las cimentaciones deben resistir el esfuerzo generado por las solicitaciones de los elementos verticales. En consecuencia, las estimaciones iniciales se realizan utilizando la carga muerta y viva transmitida por columnas o placas. En el caso particular de la columna C-5, se estima el área necesaria a partir de la carga axial total y la capacidad admisible del suelo. Debido a que no se consideran momentos se amplificará la carga en un 5% y se reducirá el esfuerzo admisible en 10% como medidas de estimación inicial.

$$\text{Área de zapata} = \frac{P * 1.05}{0.9 * \text{Esfuerzo admisible}}$$

$$A = (148 + 36) \times 1.05 / 0.9 \times 40 = 5.4 \text{ m}^2$$

Se decide trabajar con una zapata cuadrada de lado $B = 2.3 \text{ m}$

9.1.2 Verificaciones para estado de servicio

Las verificaciones deben demostrar que no se supera el esfuerzo admisible del suelo. Para determinar los esfuerzos debido a las cargas aplicadas se utiliza la siguiente expresión:

$$\text{Esfuerzo} = \frac{P}{B * L} + \frac{6 * M_x}{B * L^2} + \frac{6 * M_y}{B^2 * L}$$

Donde el esfuerzo total generado no superará de 40 ton/m². Además, se debe tener en cuenta que la norma E0.60 permite incrementar este límite hasta en 30% al aplicar cargas de sismo (RNE,2006), por lo cual no se deberá exceder de 52 ton/m².

- Primera verificación (Considerando efectos por carga muerta y viva sin sismo)

P/A	36.5	ton/m ²
$6M_x/B * L^2$	0.2	ton/m ²
$6M_y/L * B^2$	0.8	ton/m ²
Esfuerzo máximo	37.5	ton/m ²

Segunda verificación (Considerando efectos de sismo en la dirección X-X)

P/A	36.9	ton/m ²
$6M_x/B * L^2$	0.4	ton/m ²
$6M_y/L * B^2$	1.3	ton/m ²
Esfuerzo máximo	38.6	ton/m ²

- Tercera verificación (Considerando efectos de sismo en la dirección Y-Y)

P/A	38.5	ton/m ²
$6M_x/B * L^2$	3.4	ton/m ²
$6M_y/L * B^2$	0.8	ton/m ²
Esfuerzo máximo	42.7	ton/m ²

9.1.3 Determinación del esfuerzo último

Dado que se observa que para las condiciones de servicio no se exceden los límites de presión admisible se procede a calcular el esfuerzo último a partir de las combinaciones de carga. Para ello se repite el procedimiento anterior con la ecuación definida anteriormente.

1.4D+1.7L		
P/A	53.3	ton/m ²
$6M_x/B * L^2$	0.3	ton/m ²
$6M_y/L * B^2$	1.1	ton/m ²
Esfuerzo último	54.7	ton/m ²

1.25D+1.25L+Sx		
P/A	46.0	ton/m ²
$6M_x/B * L^2$	0.5	ton/m ²
$6M_y/L * B^2$	1.4	ton/m ²
Esfuerzo último	47.9	ton/m ²

1.25D+1.25L+Sy		
P/A	47.6	ton/m ²
$6M_x/B * L^2$	3.5	ton/m ²
$6M_y/L * B^2$	1.0	ton/m ²
Esfuerzo último	52.1	ton/m ²

Por lo tanto, el esfuerzo último resulta en 54.7 ton/m²

9.1.4 Diseño por punzonamiento y fuerza cortante

Diseño por punzonamiento

Se estima un valor de peralte efectivo del elemento, a partir del cual se verifica si aporta suficiente resistencia a la zapata.

Considerando $d = 0.5 \text{ m}$

Se debe verificar que $\phi V_c > V_u$

El cortante último que soporta la zapata para este tipo de falla se determina con la siguiente ecuación:

$$V_u = \text{Esfuerzo último} * (A_{\text{total}} - A_o)$$

$$A = 2.3 \times 2.3 = 5.3 \text{ m}^2$$

$$A_o = (0.5 + 0.5) \times (0.5 + 0.5) = 1 \text{ m}^2$$

$$V_u = 54.7 \times (5.3 - 1) = 234 \text{ ton}$$

Por otro lado, la resistencia del concreto se estima de la siguiente manera:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * b_o * d$$

$$b_o = 2 \times (0.5 + 0.5) + 2 \times (0.5 + 0.5) = 4 \text{ m}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{(210)} \times 4 \times 0.5 = 261.1 \text{ ton}$$

Se observa que se suministra suficiente resistencia, por tanto se acepta el valor de $d=0.5\text{m}$

Diseño por fuerza cortante

De acuerdo a las dimensiones establecidas para la zapata, se obtienen volados iguales en ambas direcciones de 0.9m. El cortante último se determina a una distancia d de la cara de la columna.

$$V_u = \text{Esfuerzo último} * B(L - d)$$

$$V_u = 54.7 \times 2.3 \times (0.9 - 0.5) = 50.3 \text{ ton}$$

Finalmente la resistencia del concreto es igual a:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * B * d$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 10.53 \times \sqrt{(210)} \times 2.3 \times 0.5 = 261.1 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 75 \text{ ton}$$

Se verifica la resistencia a la fuerza cortante del elemento.

9.1.5 Diseño por flexión

La zapata debe ser suministrada con suficiente acero para resistir el momento flector generado por el esfuerzo último. El momento de diseño se calcula a partir de una sección transversal de la zapata a partir de la cara del elemento vertical. Debido a la simetría de la zapata y al ser un elemento cuadrado se presentará el mismo valor de momento flector en ambas direcciones (igual longitud de volados).

$$M_u = 54.7 \times 0.9 \times 0.9 \times 2.3/2 = 50.94 \text{ ton-m}$$

Mediante las ecuaciones de diseño a flexión:

$$a = 2.84 \text{ cm}$$

$$A_s = 27.78 \text{ cm}^2$$

Además, se debe considerar el acero mínimo de $0.0018bt$, el cual equivale a 18cm^2 para este elemento.

Finalmente, se dispone a utilizar varillas de $5/8''$ espaciadas cada 15 cm en ambas direcciones, lo cual cubre con la demanda de acero requerida.

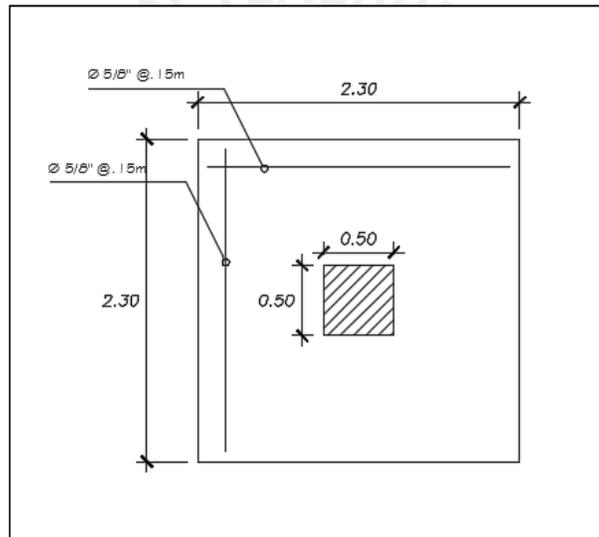


Figura 51. Vista en planta del armado de la zapata.

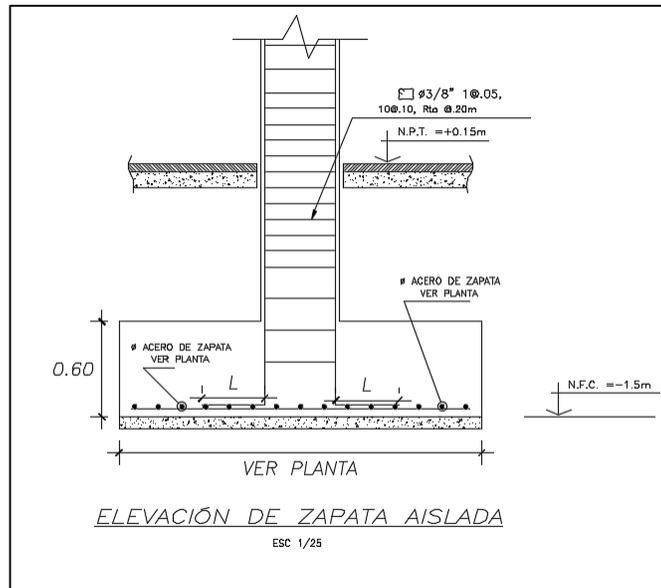


Figura 52. Elevación de la zapata.

9.2 Diseño de zapatas combinadas

Las zapatas combinadas son soluciones de cimentación para elementos verticales muy cercanos. La cimentación que se desarrolla se encuentra cargada por las fuerzas de un muro de corte y una columna. En los siguientes cuadros se presentan las cargas de cada uno de estos elementos, los cuales se presentaran en el análisis de la cimentación.

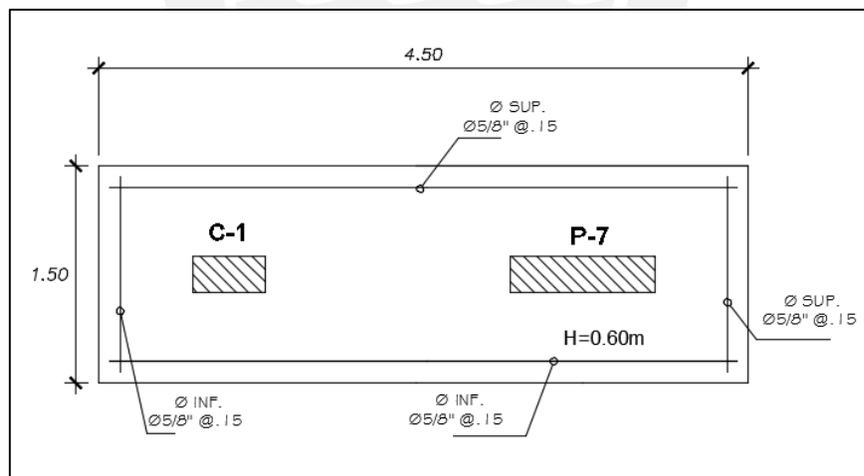


Figura 53. Vista en planta de la cimentación combinada

Fuerzas internas de la placa

Carga Muerta

Pm	41.6	ton
M _k	0	ton.m
M _y	1.2	ton.m

Carga viva

Pv	9.3	ton
M _k	0	ton.m
M _y	0.4	ton.m

Sismo x

P _{sx}	13.6	ton
M _k	0.5	ton.m
M _y	9.8	ton.m

Sismo y

P _{sy}	28.8	ton
M _k	35.1	ton.m
M _y	0.3	ton.m

Fuerzas internas de la primera columna

Carga Muerta

Pm	29.6	ton
M _k	-0.3	ton.m
M _y	-0.5	ton.m

Carga viva		
------------	--	--

P _v	7.1	ton
M _k	0	ton.m
M _y	0	ton.m

Sismo x-x		
-----------	--	--

P _{sx}	6.4	ton
M _k	-0.1	ton.m
M _y	-0.3	ton.m

Sismo y-y		
-----------	--	--

P _{sy}	15.9	ton
M _k	0.4	ton.m
M _y	0.1	ton.m

9.2.1 Dimensionamiento de zapata

Se diseñará un elemento cuadrado, para ello se estima el área necesaria a partir de la carga axial total y la capacidad admisible del suelo. Debido a que no se consideran momentos se amplificará la carga en un 10% y se reducirá el esfuerzo admisible en 10% como medidas de estimación inicial.

$$\text{Área de zapata} = \frac{P * 1.15}{0.9 * \text{Esfuerzo admisible}}$$

$$A = 2.8 \text{ m}^2$$

El predimensionamiento permite obtener dimensiones tentativas con las que se inician las verificaciones. Finalmente se plantea dimensiones de B = 4.5 m y L = 1.5 m que cumplen con el área de dimensionamiento y se ajustan a la geometría en planta de los elementos.

9.2.2 Verificación para estados de servicio

Las verificaciones deben demostrar que no se supera el esfuerzo admisible del suelo. Para determinar los esfuerzos debido a las cargas aplicadas se utiliza la siguiente expresión:

$$\text{Esfuerzo} = \frac{P}{B * L} + \frac{6 * M_k}{B * L^2} + \frac{6 * M_y}{B^2 * L}$$

Donde el esfuerzo total generado no superará de 40 ton/m². Además, se debe tener en cuenta que la norma E0.60 permite incrementar este límite hasta en 30% al aplicar cargas de sismo (RNE,2006), por lo cual no se deberá exceder de 52 ton/m². Para utilizar dicha

expresión se determinó el centro de cargas, el cual coincidirá con el centro geométrico de la cimentación.

- Primera verificación (Considerando efectos por carga muerta y viva sin sismo)

P/A	13.4	ton/m2
$6M_x/B * L^2$	0.3	ton/m2
Esfuerzo 2,4	13.7	ton/m2
Esfuerzo 1,3	13.1	ton/m2

- Segunda verificación (Considerando 50% de carga viva en la columna)

P/A	12.8	ton/m2
$6M_x/B * L^2$	0.9	ton/m2
$6M_y/L * B^2$	0.3	ton/m2
Esfuerzo 1	14.1	ton/m2
Esfuerzo 2	12.2	ton/m2
Esfuerzo 3	13.4	ton/m2
Esfuerzo 4	11.6	ton/m2

- Tercera verificación (Considerando 50% de carga viva en la placa)

P/A	12.6	ton/m2
$6M_x/B * L^2$	-0.86	ton/m2
$6M_y/L * B^2$	0.3	ton/m2
Esfuerzo 1	13.8	ton/m2
Esfuerzo 2	13.2	ton/m2
Esfuerzo 3	12.0	ton/m2
Esfuerzo 4	11.6	ton/m2

- Cuarta verificación (Considerando sismo en la dirección Y-Y horario)

P/A	18.8	ton/m2
$6M_x/B * L^2$	6.1	ton/m2
$6M_y/L * B^2$	5.5	ton/m2
Esfuerzo 1	30.4	ton/m2
Esfuerzo 2	18.2	ton/m2
Esfuerzo 3	7.2	ton/m2

Esfuerzo 4	19.4	ton/m2
------------	------	--------

- Quinta verificación (Considerando sismo en la dirección Y-Y antihorario)

P/A	7.9	ton/m2
$6M_x/B * L^2$	-6.8	ton/m2
$6M_y/L * B^2$	-4.9	ton/m2
Esfuerzo 1	-3.1	ton/m2
Esfuerzo 2	9.0	ton/m2
Esfuerzo 3	18.8	ton/m2
Esfuerzo 4	6.6	ton/m2

En la última verificación se observa un valor de esfuerzo negativo, por lo que se requiere una redistribución de esfuerzos. Se utiliza un modelo de presiones triangular representado por la siguiente ecuación:

$$\text{Esfuerzo} = \frac{2P}{3s \times b}$$

Donde s = 0.5 (L) - excentricidad

Al aplicar esta ecuación se obtiene un esfuerzo máximo de 19.6 ton/m²

9.2.3 Determinación del esfuerzo último

Dado que para las condiciones de servicio no se exceden los límites de presión admisible se procede a calcular el esfuerzo último a partir de las combinaciones de carga. Para ello se repite el procedimiento amplificando las cargas.

1.4D+1.7L		
P/A	21.4	ton/m2
$6M_x/B * L^2$	0.5	ton/m2
Esfuerzo último 1,3	21.9	ton/m2
Esfuerzo último 2,4	20.9	ton/m2

1.25D+1.25L+S		
P/A	23.5	ton/m2
$6M_y/L * B^2$	6.9	ton/m2
$6M_x/B * L^2$	7.6	ton/m2
Esfuerzo 1	38.1	ton/m2
Esfuerzo 2	22.8	ton/m2

Esfuerzo 3	9.0	ton/m2
Esfuerzo 4	24.3	ton/m2

1.25D+1.25L-S		
P/A	9.9	ton/m2
$6M_y/L * B^2$	-6.1	ton/m2
$6M_x/B * L^2$	-7.6	ton/m2
Esfuerzo 1	-3.9	ton/m2
Esfuerzo 2	11.4	ton/m2
Esfuerzo 3	23.6	ton/m2
Esfuerzo 4	8.4	ton/m2

Aplicando la distribución de esfuerzo triangular se obtiene el esfuerzo último de 24.5 ton/m².

Por lo tanto, el esfuerzo último resulta en 24.5ton/m² como el mayor resultado de todas las combinaciones.

9.2.4 Diseño por punzonamiento

Se estima un valor de peralte efectivo del elemento, a partir del cual se verifica si aporta suficiente resistencia a la zapata.

Considerando $d = 0.5 \text{ m}$

Se debe verificar que $\phi V_c > V_u$

El cortante último que soporta la zapata para este tipo de falla se determina con la siguiente ecuación:

$$V_u = P_u - \text{Esfuerzo ultimo} * A_o$$

Placa

$$P_u = 121.3 \text{ ton}$$

$$A_o = 1.13 \text{ m}^2$$

$$V_u = 93.3 \text{ ton}$$

Columna 1

$$P_u = 62.2 \text{ ton}$$

$$A_o = 0.75 \text{ m}^2$$

$$V_u = 43.53 \text{ ton}$$

Por otro lado, la resistencia del concreto se estima de la siguiente manera:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * b_o * d$$

Placa

$\phi V_c = 293.7 \text{ ton}$

Columna1

$\phi V_c = 228.5 \text{ ton}$

Se observa que se suministra suficiente resistencia, por tanto se acepta el valor de $d=0.5\text{m}$

9.2.5 Diseño por fuerza cortante

De acuerdo a las dimensiones establecidas para la cimentación, se muestra el modelo estructural para la zapata combinada. Este modelo se ha sometido al esfuerzo último amplificado por la dimensión corta de la zapata combinada y a las cargas axiales ultimas de cada elemento.

$$w_u = \text{Esfuerzo último} * B$$

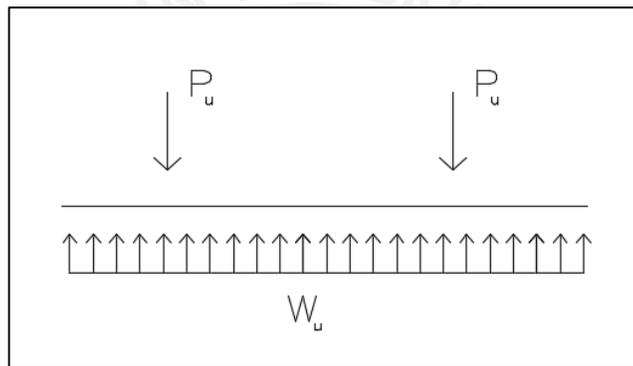


Figura 54 Modelo estructural de la zapata combinada

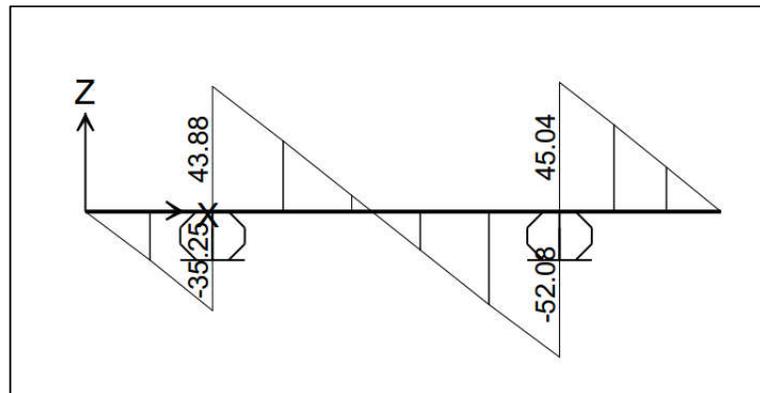


Figura 55 Diagrama de fuerza cortante de la zapata combinada

El cortante último se localiza a “d” de la cara de la placa.

$$V_u = 24.3 \text{ ton}$$

Finalmente la resistencia del concreto es igual a:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * B * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 10.53 * \sqrt{(210)} * 200 * 50 = 65.28 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 65.3 \text{ ton}$$

Se verifica la resistencia a la fuerza cortante del elemento.

9.2.6 Diseño por flexión

A partir del diagrama de momento flector mostrado en la Figura 56, se obtienen los momentos máximos negativos y positivos reducidos a la cara de cada elemento.

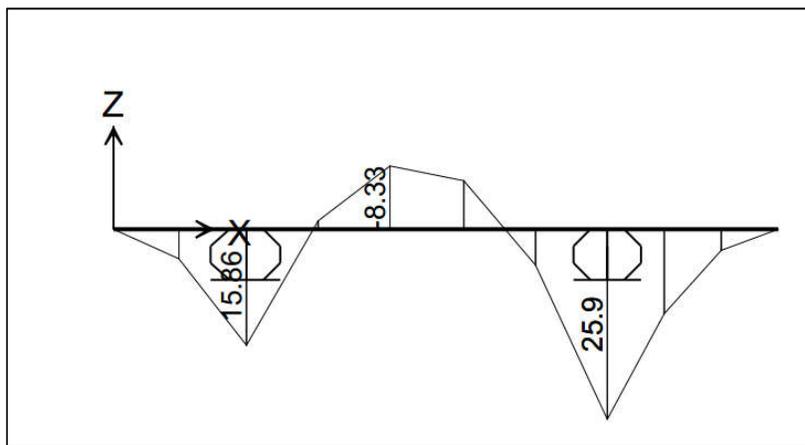


Figura 56. Diagrama de momento flector de la zapata combinada

Momento máximo negativo

$$M_{u-} = 8.33 \text{ ton.m}$$

Momento máximo positivo

$$M_{u+} = 13.1 \text{ ton-m}$$

Ecuaciones para el cálculo de acero requerido

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{0.9 * 0.85 * b * f'c}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s \text{ requerido positivo} = 6.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ requerido negativo} = 4.42 \text{ cm}^2$$

Además, se debe considerar el acero mínimo para estos elementos

$$0.0018bt = 14.4 \text{ cm}^2$$

De acuerdo a estos resultados se utilizará acero de 5/8" espaciado cada 15cm superior e inferior.

Por otro lado, se calcula el acero requerido en la dirección transversal por 1m de ancho.

$$Mu = \text{Esfuerzo último} \times (1.6 - 0.25)^2 \times 0.5^2 = 17.86 \text{ ton.m}$$

$$\text{As requerido} = 9.54 \text{ cm}^2$$

Finalmente se selecciona a partir de este resultado utilizar varillas de 5/8" espaciadas cada 15 cm.

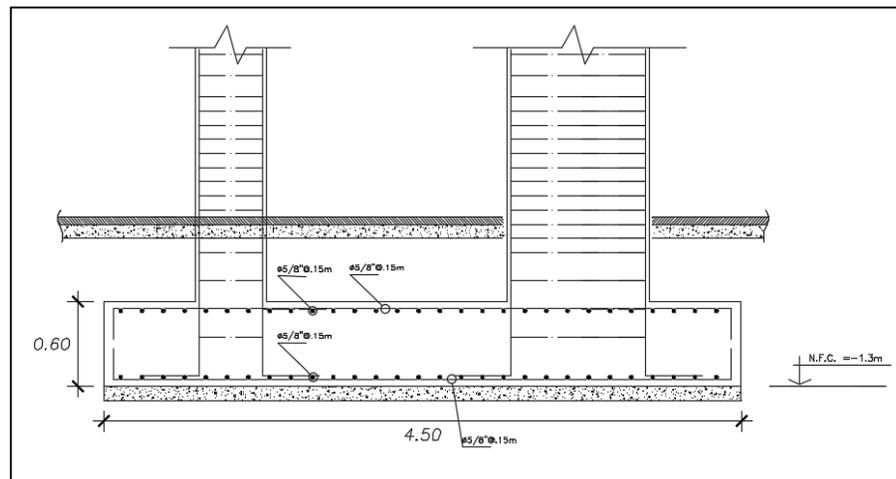


Figura 57. Elevación de zapata combinada

9.3 Diseño de zapatas conectadas

Las cimentaciones conectadas se utilizaron ante la presencia de muros perimetrales y zapatas esquineras. Este método permite arriostrar las cimentaciones por lo que solo se diseñan bajo carga axial lo que se representa en esfuerzos uniformes en el suelo. En el siguiente esquema se presenta el modelo de análisis para resolver las cimentaciones conectadas.

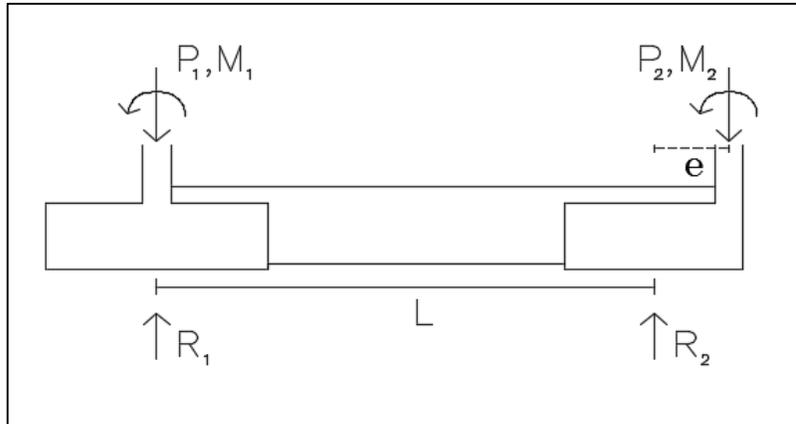


Figura 58. Modelo de análisis para cimentaciones conectadas

A continuación se presenta el diseño de la cimentación conectada para la columna C-2 y C-1. El diseño de la cimentación conectada se realiza en el sentido de volteo de la columna esquinera C-2. La Figura 59 muestra la vista en planta de la viga de cimentación VC-05.

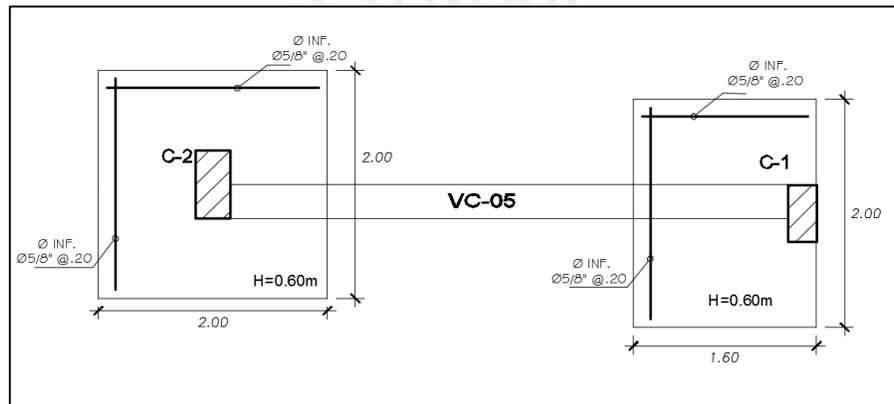


Figura 59. Vista en planta de la cimentación conectada

Cargas para la columna C-1

	Carga muerta	Carga viva	Carga de sismo
P (ton)	52.9	11.9	4.1
M (ton.m)	0.2	0.1	1.2

Cargas para la columna C-2

	Carga muerta	Carga viva	Carga de sismo
P (ton)	25.1	4.6	6.2
M (ton.m)	0.3	0.1	0.9

9.3.1 Verificaciones para estado de servicio

El esfuerzo en las cimentaciones bajo cargas de servicio se determina a partir de las resultantes obtenidas en el análisis estructural de la cimentación conectada (R_1, R_2), distribuida en el área de contacto con el suelo. Las cargas de sismo presentadas anteriormente son válidas para estado de resistencia última, por lo que se han reducido 20% para el análisis de cargas de servicio.

Las resultantes de las cimentaciones se calculan con las siguientes expresiones:

$$R_2 = \frac{P_2(e + L) + M_1 + M_2}{L} \qquad R_1 = P_1 + P_2 - R_2$$

Primera verificación (Carga muerta + Carga viva)

$$R_1 = 60.3 \text{ ton}$$

$$R_2 = 34.2 \text{ ton}$$

Segunda verificación (Carga muerta + Carga viva + 0.8 Carga sismo horario)

$$R_1 = 68.3 \text{ ton}$$

$$R_2 = 43.9 \text{ ton}$$

Tercera verificación (Carga muerta + Carga viva + 0.8 Carga sismo anti horario)

$$R_1 = 64 \text{ ton}$$

$$R_2 = 31.7 \text{ ton}$$

A partir de los resultados anteriores, se selecciona el mayor de reacción para cada cimentación con el fin de calcular el esfuerzo máximo.

$$\text{Esfuerzo en el primer elemento: } 68.3 \text{ ton} / (2\text{m} \times 2\text{m}) = 17.1 \text{ ton/m}^2 = 1.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo en el segundo elemento: } 34.2 \text{ ton} / (2\text{m} \times 1.6\text{m}) = 10.7 \text{ ton/m}^2 = 1.08 \text{ kg/cm}^2$$

Las zapatas se diseñan amplificando los resultados anteriores para obtener el esfuerzo último. Los procedimientos son similares a lo expuesto en la sección de zapatas aisladas y se deben diseñar para punzonamiento, corte y flexión.

9.3.2 Diseño de viga de cimentación

La viga de cimentación se encuentra apoyada en el centroide de las zapatas. Por tanto, se presentan cargas en el volado de la viga. Adicionalmente, la viga recibe la presión uniforme de las cimentaciones. La Figura 60 muestra el modelo estructural de la viga de cimentación, mientras que la Figura 61 presenta los resultados de momento flector.

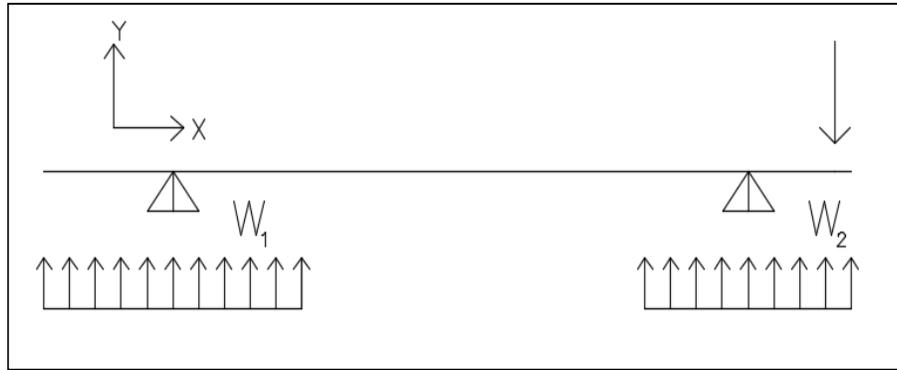


Figura 60. Modelo estructural de la viga de cimentación

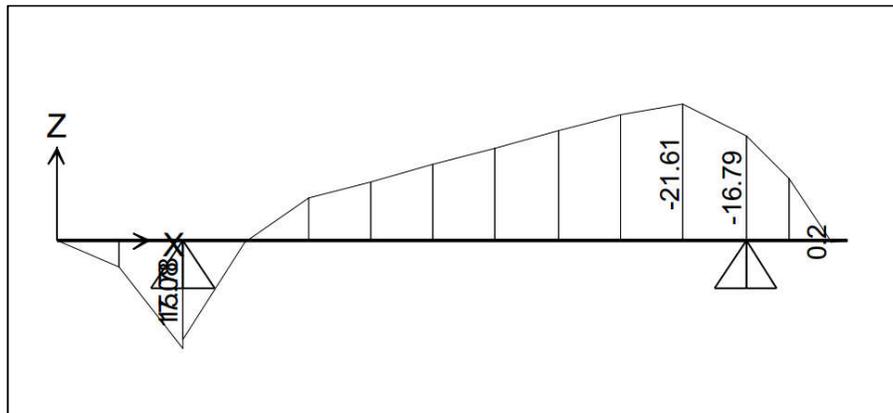


Figura 61. Diagrama de momento flector de la viga de cimentación

Por tanto la viga de cimentación se debe diseñar para el momento último de 21.61 ton.m. Para el diseño se ha adoptado una sección de 0.25m x 0.8m.

Momento máximo = 21.61 ton.m

Datos de la viga:

$b = 0.25 \text{ m}$, $h = 0.8 \text{ m}$, $d = 0.74 \text{ m}$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Se aplica las siguientes expresiones para el cálculo de acero de refuerzo.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{0.9 * 0.85 * b * f'_c}} \quad A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Se obtiene los siguientes resultados:

$a = 7.7 \text{ cm}$, $A_s = 8.2 \text{ cm}^2$

Por lo tanto se utiliza tres varillas de 3/4". En la Figura 62 se presenta la elevación de la viga de cimentación.

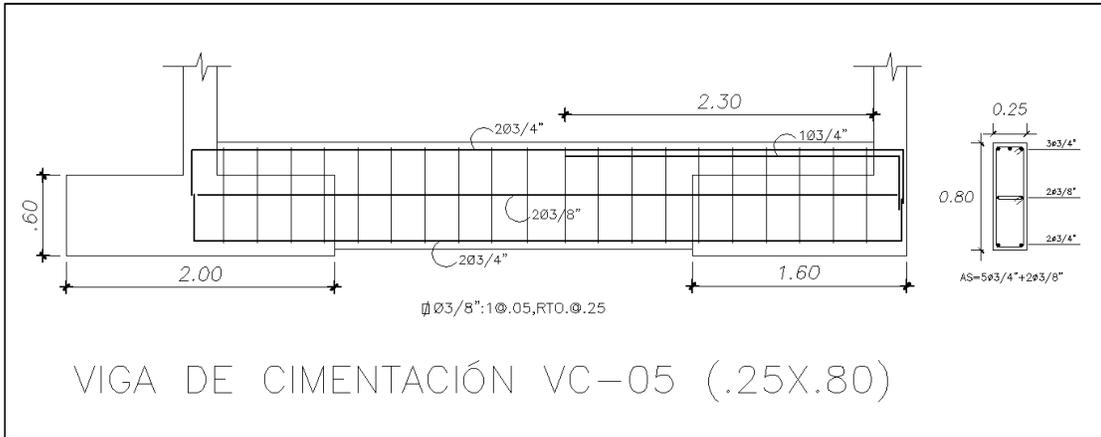


Figura 62. Elevación de la viga de cimentación VC-05(.25 x.80)



10 DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

10.1 Diseño de escaleras

En esta sección se detallará el análisis y diseño de las escaleras. Estos elementos estructurales se diseñan solo por cargas de gravedad. El análisis de las escaleras se realizó considerando apoyos en elementos tales como vigas, como se menciona en el capítulo de análisis por cargas de gravedad. Por otro lado, el diseño de acero se realiza considerando la escalera como una losa armada en una dirección. En la edificación se presentan la escalera los dúplex y la escalera principal. A modo de ejemplo se diseña un tramo de la escalera principal en la cual se utiliza una sobrecarga de 200 kg/m².

La Figura 18 y Figura 19 presentan los resultados del diagrama de fuerza cortante y momento flector del tramo de escalera en análisis. Por tanto el diseño se realiza con los valores máximos obtenidos en los diagramas mencionados.

10.1.1 Diseño por flexión

A partir del diagrama de momentos flectores para el estado último se obtienen los siguientes resultados:

Momento máximo positivo = 0.51 ton.m

Momento máximo negativo = 0.59 ton.m

Ecuaciones para diseño por flexión

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{0.9 * 0.85 * b * f'c}} \quad A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

El diseño se realiza considerando la escalera como una losa con un metro de ancho.

As requerido para el momento máximo positivo = 0.79 cm²/m

As requerido para el momento máximo negativo = 0.92 cm²/m

Se decide utilizar acero de 3/8" espaciado cada 20 cm como refuerzo longitudinal para la escalera.

Por otro lado el refuerzo transversal se rige por el acero de retracción y temperatura. De acuerdo a los resultados del diseño de losas, para un espesor de 20 cm el acero requerido asciende a 0.36 cm²/m. Por tanto se selecciona varillas de 3/8" espaciado cada 25 cm.

10.1.2 Diseño por fuerza cortante

El valor máximo de fuerza cortante obtenido de los diagramas respectivos corresponde a 1.67 ton.

La resistencia a fuerza cortante del concreto para una losa se determina con la siguiente expresión:

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

De donde se obtiene una resistencia última del concreto de 11.1 ton. Por tanto las dimensiones de la escalera son apropiadas para fueras cortantes. Finalmente se presenta en la Figura 63 el armado de la escalera.

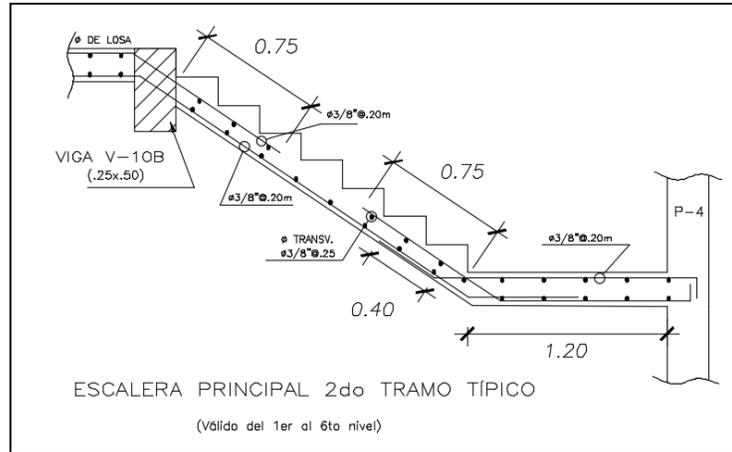


Figura 63. Elevación del segundo tramo de la escalera principal

10.2 Diseño del cuarto de máquinas

El cuarto de máquinas se encuentra situado sobre el ascensor en un nivel superior a la azotea. Se conforma de la prolongación de los muros del ascensor, vigas en voladizo y losas en dos direcciones. Por tanto en esta sección se detalla el diseño de las losas de piso y techo del cuarto de máquinas, pues los muros del ascensor ya se han diseñado. Por otro lado, las vigas de borde se diseñan para soportar las cargas transmitidas por las losas.

Para el dimensionamiento de las vigas se utilizó secciones de 15 cm x 25 cm y 20 cm x 25 cm que se diseñan para momentos flectores y fuerzas cortantes. Las losas macizas se dimensionaron con un espesor de 20 cm para la losa de piso y 10 cm en el techo del cuarto de máquinas. Adicionalmente para el diseño de las losas se ha establecido una sobrecarga de 1ton/m² que resulta razonable debido al uso del cuarto de máquinas.

10.2.1 Diseño por flexión

Las losas se modelaron en el programa SAP2000 de manera similar a lo expuesto en la sección de diseño de losas macizas. A partir del acero mínimo para las secciones se ha provisto utilizar una doble malla de acero de diámetro de 3/8" espaciado cada 40 cm en la malla superior y 20 cm en la malla inferior.

$$A_s^- = 1.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s^{+} = 3.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Al utilizar las ecuaciones de flexión se obtienen los siguientes valores de momentos nominales

$$\phi M_n^- = 1.45 \text{ ton.m} \quad , \quad \phi M_n^+ = 2.91 \text{ ton.m}$$

Se busca que los resultados del estado último del modelo de losas en SAP2000 muestren resultados de momento menores al momento suministrado. En la Figura 64 y Figura 65 muestra los resultados de momento flector en ambas direcciones con el rango de momento nominal establecido por la malla para el momento negativo de 1.45 ton.m y 2.91 ton.m para el momento positivo. Se aprecia que en ninguna de las dos direcciones se excede los límites de momento suministrado. Por lo tanto se acepta el uso de la malla establecida para la losa y no requiere de refuerzo adicional por flexión. Para las vigas que conforman el cuarto de máquinas se ha provisto de utilizar acero mínimo mediante varillas de diámetro de 1/2 pulgada.

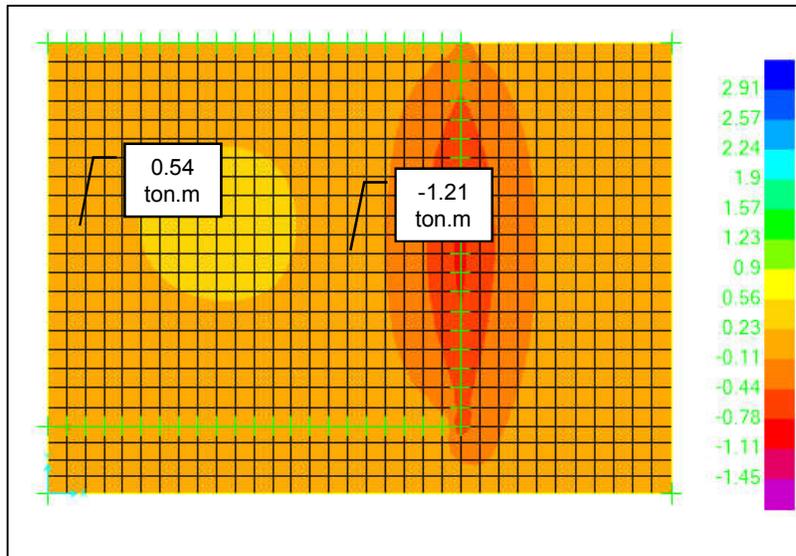


Figura 64. Diagrama de momento flector en la dirección M11 para la losa de 20 cm

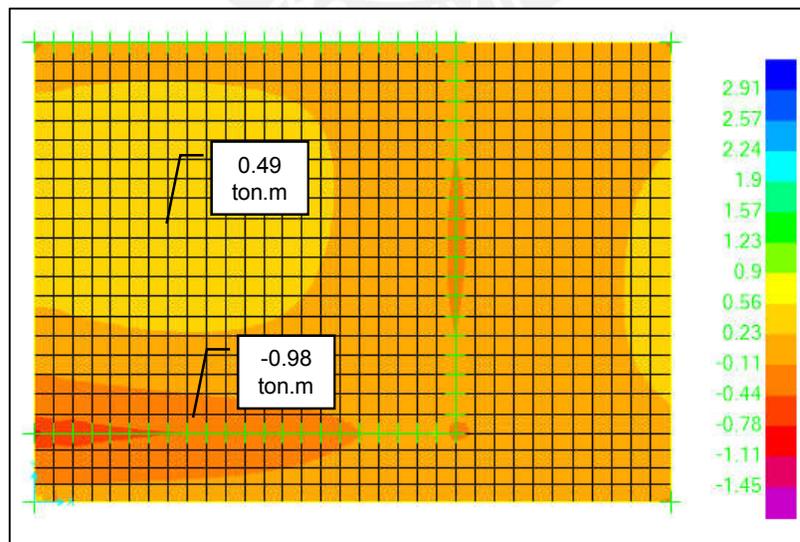


Figura 65. Diagrama de momento flector en la dirección M22 para la losa de 20 cm

10.2.2 Diseño por fuerza cortante

El diseño para fuerza cortante de las losas se realizó utilizando el modelo en SAP2000, del cual se obtuvo una fuerza cortante última equivalente a 2.17 ton. Se debe verificar si la sección de la losa es suficiente para resistir el cortante último, por lo cual se aplica la siguiente ecuación:

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

Donde “b” es la base igual a un metro y “d” es el peralte efectivo que asciende a 17 cm.

Por tanto se obtiene el siguiente resultado:

$$\phi V_c = 11.1 \text{ ton}$$

Se concluye que la sección es adecuada para las cargas aplicadas. Finalmente, las vigas se diseñan con estribos mínimos o de montaje de diámetro de 1/4 de pulgada espaciados cada 20 cm. En la Figura 66 se presenta el encofrado resultante del piso y techo del cuarto de máquinas.

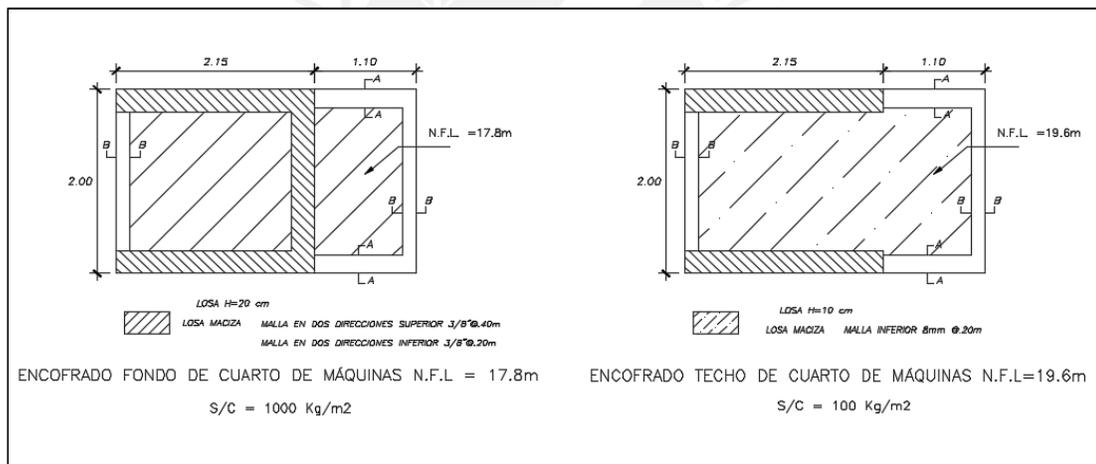


Figura 66. Detalle de losa de encofrado para el piso y techo del cuarto de máquinas

11 CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

11.1 Comentarios

- La edificación presenta una planta muy irregular pues presenta considerables aberturas y esquinas entrantes. El reglamento nacional utiliza factores de irregularidad que incrementan los efectos sísmicos sobre estas estructuras con el fin de aumentar su resistencia en la etapa de diseño. Una solución alternativa para este tipo de plantas arquitectónicas irregulares es el uso de juntas sísmicas que dividen la planta en dos edificios con menor irregularidad y desplazamientos independientes.
- El dimensionamiento de los elementos tales como vigas y losas se realizó de acuerdo a criterios de la norma E.060 en la que se especifican dimensiones mínimas de elementos bajo cargas de servicio. En el caso de columnas se utilizó una expresión empírica para estimar el área en función de la resistencia a la compresión (Blanco, 1995). Posteriormente, en el diseño se observó que la cuantía de acero no superó más del 2% que se encuentra dentro del rango de cuantía establecido por la norma E.060 para columnas.
- El modelo realizado en el programa ETABS 2016 permite resolver estructuras complejas y obtener resultados de fuerzas internas en todos los elementos. El uso de estos programas resulta eficaz para modelar el comportamiento de la estructura teniendo en cuenta hipótesis y criterios como la aplicación de diafragmas rígidos. Los resultados de fuerzas sísmicas obtenidas del modelo se utilizaron para generar las envolventes de fuerzas internas en conjunto con los resultados del capítulo de análisis por cargas de gravedad.
- El análisis sísmico se realizó con lo establecido en la norma E.030 2016. Sin embargo, se ha aprobado una norma E0.30 2017 que incluye ciertos cambios como el método para determinar la irregularidad de rigidez de una estructura. Respecto a las modificaciones se ha establecido una nueva condición de irregularidad de piso blando que evalúa la relación entre la rigidez de los entrepisos en lugar de los desplazamientos. Se hace mención de este cambio ya que podría modificar los análisis presentados en este proyecto. Sin embargo, se mantiene el desarrollo según lo establecido en el reglamento E.030 2016.

11.2 Conclusiones

- Las solicitaciones sísmicas son predominantes en el diseño de vigas. Los resultados de momento en pórticos conformados por muros de corte y vigas desarrollan momento flectores por cargas de sismo que generan inversión de momento en las vigas. En cambio, los pórticos conformados por columnas y vigas presentan envolventes de momento donde no se genera inversión de momento en los extremos de las vigas y obtiene momento máximo positivo en el centro de la luz. Esto debido a que el uso de muros de corte absorbe gran porcentaje de fuerza cortante de solicitaciones sísmicas que se transmite hacia las vigas con las que forman pórticos. Por lo que estos pórticos conformados por placas y vigas se

analizan principalmente con el diseño de cortante por capacidad con el objetivo de evitar fallas frágiles en estos elementos. Sin embargo, las vigas que forman pórticos con columnas se han armado con las disposiciones sísmicas del reglamento E0.60 ya que esto uniformiza las secciones para los procesos constructivos aunque no presenten necesidad de una zona de confinamiento ya que en ciertas el efecto por cargas de sismo puede resultar mínimo.

- El dimensionamiento de elementos que se rigen solo bajo cargas gravedad como vigas chatas, losas aligeradas y losas macizas, resultó adecuado. Esto se verificó durante el diseño pues no se requirió utilizar grandes cuantías que se acercaran al valor de acero máximo. Además en el caso de losas aligeradas se aplicó el análisis de deflexiones con el fin de verificar su comportamiento bajo cargas de servicio, lo cual resultó satisfactorio. Los criterios utilizados para el dimensionamiento de estos elementos en algunos casos se basaron en lo indicado en la norma E 0.60 que indican dimensiones mínimas para controlar las cargas de servicio.
- En el capítulo de estructuración se recomienda que la distribución de muros y columnas en planta se realiza mediante criterios de simetría y rigidez. En el caso del proyecto no se presentaba una simetría marcada en ninguna dirección por lo que en el proceso de estructuración se optó por colocar elementos que no generaran grandes excentricidades respecto al centro de masa. A partir de la estructuración se observó que el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura no se encuentran excesivamente distanciados. La excentricidad más desfavorable entre ambos puntos en la dirección x-x e y-y son 1.3 m y 1.0 m respectivamente. Se aprecia que a pesar de la falta de simetría de la planta se logró una buena distribución de los elementos estructurales con la finalidad de reducir los efectos de torsión por excentricidad en planta. En conclusión la estructuración resultó adecuada al utilizar muros y columnas que proveen de suficiente rigidez a la edificación sin descuidar la excentricidad del centro de masa y rigidez que puede ocasionar efectos de torsión severos.
- En el diseño de cimentaciones se muestra la eficiencia del uso de vigas de cimentaciones para controlar elementos excéntricos dado que el momento se transmite a la viga que al tener un peralte mayor que la zapata puede desarrollar suficiente resistencia ante las sollicitaciones. Además se priorizó el uso de vigas de cimentación para controlar los momentos de volteo en la dirección principal de muros que reciben gran momento flector. El uso de zapatas aisladas no son eficaces para elementos con gran momento flector ya que la gran excentricidad exige grandes dimensiones de zapata. De igual manera, el uso de cimentaciones combinadas requiere el uso de gran dimensiones en la cimentaciones y volados excesivos. En conclusión el uso de vigas de cimentación resulta eficaz para controlar muros excéntricos y elementos orientados en su dirección principal con excentricidad debido a la relación de momento y carga axial.

12 REFERENCIAS

- BLANCO BLASCO, Antonio. (1995). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2006). Norma E.020 Cargas. Lima, Perú: Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2006). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2006). Norma E.050 Suelos y Cimentaciones. Lima, Perú: Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento.
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. (2006). Norma E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento.
- OTTAZZI PASINO, Gianfranco. (2016). Apuntes del curso: Concreto Armado 1. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería. Decimoquinta edición.
- MUÑOZ PELÁEZ, Alejandro. (1999). Ingeniería Sismorresistente. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- SAN BARTOLOMÉ, Ángel. (1998). Análisis de Edificios. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.
- HARMSEN GÓMEZ DE LA TORRE, Teodoro. (2005). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.