

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SEIS PISOS EN SAN MIGUEL

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Hugo Fernando Rivera Poma

ASESOR:

Jose Alberto Acero Martinez

Lima, Noviembre, 2022

Declaración jurada de autenticidad

Yo, José Alberto Acero Martínez, docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulado "Análisis y diseño estructural de un edificio de uso industrial textil de concreto armado con cinco pisos, ubicado en Ate-Lima" del autor:

20120766 RIVERA POMA HUGO FERNANDO

Dejo constancia de lo siguiente:

El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud 20%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software Turnitin el 03/03/2023.

He revisado con detalle dicho reporte y confirmo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio alguno.

Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: 04 de marzo del 2023

Apellidos y nombres del asesor: Acero Martínez José Alberto	
DNI: 29662895	Firma 
ORCID: 0000-0003-4154-9510	

RESUMEN

El objetivo principal de esta tesis es realizar el análisis y diseño de un edificio multifamiliar de seis niveles que se ubica en el distrito de San Miguel, en el cual se considera que la capacidad portante del suelo de cimentación es de 4 kg/cm^2 .

El sistema de techado que se usa son losas aligeradas con viguetas convencionales y losas macizas. Debido a que se presenta una reducción en la parte central de la planta se utilizan una losa maciza ubicadas en la zona del ascensor para que pueda considerarse que trabaja como un diafragma rígido. Se utilizó un sistema de muros estructurales, el cual considera que el 80% de la cortante basal del análisis estático es resistido por las placas.

Para el predimensionamiento de vigas, se debe de tener en cuenta que los elementos tengan un control adecuado de deflexiones y fácil armado del acero además de las recomendaciones del Ing. Antonio Blanco. Para el caso de las losas, se consideró la máxima luz libre. En cuanto al predimensionamiento de las columnas, se debe de contar con el efecto de las cargas de servicio aplicadas en el área tributaria. Por último, para el caso de predimensionamiento de las placas, se debe de considerar que la cortante basal del sismo lo resisten los muros de corte.

Para realizar el modelo tridimensional del edificio se usó el software Etabs en el que se consideran todos los elementos estructurales planteados. El objetivo principal es verificar que se cumplan todos los parámetros que se exigen en la norma E.030 y obtener las fuerzas sísmicas de cada uno de los elementos estructurales y con estos resultados diseñar cada elemento. Por último, se realizó el diseño de losas aligeradas, macizas, vigas peraltadas, vigas chatas, columnas, placas, zapatas y escaleras, teniendo en cuenta los criterios que se especifican en la norma E.060. Se debe de considerar cada una de las especificaciones de la norma para poder tener un buen desempeño del edificio frente a todas las sollicitaciones de fuerzas por gravedad y de sismo.



A mis padres y hermana por el apoyo incondicional, paciencia y palabras de aliento brindadas durante todo este proceso.

A mi asesor por el tiempo y conocimientos compartidos en el transcurso del desarrollo de la tesis.

ÍNDICE

Capítulo 1 Aspectos generales.....	1
1.1 Descripción de la arquitectura del proyecto.....	1
1.2 Descripción de la estructura del proyecto.....	3
1.3 Cargas utilizadas para el diseño.....	4
1.4 Materiales usados en el diseño	4
1.5 Método de diseño.....	5
Capítulo 2 Predimensionamiento y estructuración.....	6
2.1 Criterios básicos para la estructuración.....	6
2.2 Sistema estructural propuesto.....	7
2.3 Predimensionamiento de elementos estructurales.....	8
2.3.1 Losas aligeradas.....	8
2.3.2 Losas macizas.....	9
2.3.3 Vigas.....	9
2.3.4 Columnas.....	11
2.3.5 Placas de corte.....	11
Capítulo 3 Análisis sísmico.....	14
3.1 Parámetros sísmicos de la edificación.....	14
3.2 Modelo estructural.....	16
3.3 Resultado de análisis	17
3.3.1 Análisis estático.....	19
3.3.2 Análisis Modal.....	20
3.3.3 Análisis Dinámico.....	21
3.4 Cortante en la base del edificio.....	23
3.5 Determinación del sistema estructural.....	24
3.6 Análisis de irregularidades.....	24
3.7 Determinación de la junta sísmica.....	30
Capítulo 4 Diseño de losa aligerada.....	31
4.1 Metrado de cargas.....	32
4.2 Diseño por flexión.....	32
4.3 Verificación por cortante.....	35
4.4 Refuerzo por contracción.....	36
4.5 Deflexión por cargas de servicio y fisuración.....	37
4.6 Corte de fierro.....	40
4.7 Esquema final del aligerado entre el eje A-B.....	40
Capítulo 5 Diseño de vigas.....	41
5.1 Metrado de cargas.....	41
5.2 Diseño por flexión.....	45
5.3 Corte de fierro.....	47
5.4 Diseño por corte.....	48
5.4.1 Diseño por capacidad.....	48
5.5 Distribución de estribos.....	51

5.6 Control de fisuración.....	53
5.7 Deflexiones en la viga.....	54
5.7.1 Deflexión por carga viva.....	55
5.7.2 Deflexión por carga muerta.....	56
5.8 Esquema final del armado de la viga V-11.....	57
Capítulo 6 Diseño de columnas.....	58
6.1 Metrado de cargas	58
6.2 Diseño por flexo compresión.....	60
6.3 Diseño por cortante.....	62
6.3.1 Diseño por capacidad.....	62
6.4 Esquema final de la columna.....	65
Capítulo 7 Diseño de placas.....	66
7.1 Diseño por flexo compresión.....	66
7.2 Diseño por cortante.....	71
7.3 Esquema final de la placa.....	75
Capítulo 8 Diseño de cimentación.....	76
8.1 Diseño de zapata aislada.....	76
8.1.1 Diseño por punzonamiento.....	79
8.1.2 Diseño por cortante.....	80
8.1.3 Diseño por Flexión.....	81
8.2 Diseño de zapata conectada/combinada.....	81
8.2.1 Esquema final de la cimentación.....	86
8.3 Diseño de las vigas de cimentación.....	86
8.3.1 Esquema final de vigas de cimentación.....	87
Capítulo 9 Diseño de elementos complementarios.....	89
9.1 Diseño de escalera.....	89
9.1.1 Metrado de cargas.....	89
9.1.2 Diseño por flexión.....	90
9.1.3 Diseño por cortante.....	90
9.2 Diseño de muro de albañilería (cerco perimétrico).....	92
9.2.1 Diseño de viga de arriostre.....	94
9.2.2 Diseño de la columna de arriostre.....	95
9.3 Diseño de muro de albañilería (segundo nivel).....	97
9.3.1 Diseño de la viga de arriostre.....	98
9.3.2 Diseño de la columna de arriostre.....	99
9.4 Diseño del cimiento corrido.....	101
Conclusiones.....	104
Bibliografía	106

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Carga muerta de materiales usados en la edificación.....	4
Tabla 2. Carga viva considerada en la edificación.....	4
Tabla 3. Características de los materiales empleados.....	4
Tabla 4. Factor de reducción de la resistencia para cada sollicitación.....	5
Tabla 5. Dimensiones consideradas para losas aligerada.....	8
Tabla 6. Predimensionamiento de columnas – Eje 2.....	11
Tabla 7. Cortante basal aproximada de la estructura.....	12
Tabla 8. Periodo y masa participativa para el eje X-X.....	15
Tabla 9. Periodo y masa participativa para el eje Y-Y.....	15
Tabla 10. Posición del centro de masa y el centro de rigidez para cada nivel de la estructura.....	17
Tabla 11. Peso sísmico de la estructura.....	18
Tabla 12. Resumen de los parámetros sísmicos de la edificación.....	19
Tabla 13. Distribución de fuerzas en altura para los dos ejes principales.	20
Tabla 14. Modos fundamentales de la estructura.....	21
Tabla 15. Desplazamientos inelásticos admisibles para el eje X-X.....	22
Tabla 16. Desplazamientos inelásticos admisibles para el eje Y-Y.....	23
Tabla 17. Fuerza cortante en la base del edificio y factor de amplificación para el diseño.....	23
Tabla 18. Cortante en placas y cortante en columnas.....	24
Tabla 19. Irregularidad de masa o peso.....	24
Tabla 20. Irregularidad de rigidez para el eje X-X.....	27
Tabla 21. Irregularidad de rigidez para el eje Y-Y.....	27
Tabla 22. Irregularidad de resistencia.....	28
Tabla 23. Irregularidad torsional para el eje X-X.....	29
Tabla 24. Irregularidad torsional para el eje Y-Y.....	29
Tabla 25. Metrado de cargas para el aligerado A-B.....	32
Tabla 26. Momento ultimo y acero colocado para el aligerado A-B.....	35
Tabla 27. Cortante ultima y cortante que resiste el concreto.....	36
Tabla 28. Cuantía para el refuerzo por contracción y temperatura.....	36
Tabla 29. Metrado de cargas para la VIGA V11 (tramo 1)	42
Tabla 30. Metrado de cargas para la VIGA V11 (tramo 2)	42
Tabla 31. Metrado de cargas para la VIGA V11 (tramo 3)	43
Tabla 32. Metrado de cargas para la VIGA V11 (tramo 4)	44
Tabla 33. Momento ultimo y acero colocado para la viga V11	47
Tabla 34. Espaciamiento de estribos de confinamiento.....	52
Tabla 35. Calculo del parámetro Z.....	53
Tabla 36. Metrado de carga muerta para columna de primer piso.....	58
Tabla 37. Metrado de carga muerta para columna de piso típico.....	59
Tabla 38. Metrado de carga muerta para columna de azotea.....	59
Tabla 39. Metrado de carga viva para la columna C-2.....	60
Tabla 40. Combinaciones de cargas ultimas para la columna C2.....	61
Tabla 41. Combinaciones de fuerza cortante ultima para la columna C2.....	63
Tabla 42. Separación de estribos en la zona de confinamiento.....	64
Tabla 43. Longitud de confinamiento.....	64
Tabla 44. Estribos en la zona central.....	64

Tabla 45. Cargas del análisis para la placa PL-7.....	66
Tabla 46. Combinaciones de carga para la placa PL-7.....	66
Tabla 47. Calculo de altura para el diseño por capacidad.	71
Tabla 48. Calculo de la resistencia del concreto.....	72
Tabla 49. Calculo de la cortante ultima (VU').....	73
Tabla 50. Cargas de servicio para la placa PL-5.....	76
Tabla 51. Valores para el coeficiente “m”	93
Tabla 52. Calculo de momento de volteo.....	102
Tabla 53. Calculo de momento resistente.....	103



INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Planta típica del edificio.....	1
Figura 2. Planta del primer nivel.....	2
Figura 3. Encofrado de techo típico.....	3
Figura 4. Sección típica de aligerado de 20cm	9
Figura 5. Modelo ETABS vista 3D.....	16
Figura 6. Vista en planta del modelo en ETABS.....	17
Figura 7. CM: centro de masa y CR: centro de rigidez de la estructura.....	18
Figura 8. Espectro de diseño (T vs C)	22
Figura 9. Dimensiones para análisis de esquina entrante en planta.....	25
Figura 10. Aligerado a diseñar entre el eje A-B	31
Figura 11. Sección típica de aligerado (h=0.20m)	31
Figura 12. Modelo matemático de la vigueta eje A-B.....	33
Figura 13. Diagrama de momento flector último de la vigueta entre eje A-B (ton-m).....	33
Figura 14. Diagrama de fuerza cortante último de la vigueta entre el eje A-B (ton).....	35
Figura 15. Inercia efectiva para la sección de momento positivo.....	38
Figura 16. Corte de fierro para vigas y ligerados.....	40
Figura 17. Encofrado típico del aligerado entre el eje A-B.....	40
Figura 18. Área tributaria de la Viga V11.....	41
Figura 19. Cargas de gravedad amplificadas para la VIGA V11.....	45
Figura 20. Momentos últimos de la viga V11 (ton-m)	46
Figura 21. Punto teórico de corte para la viga V11.....	47
Figura 22. Fuerza cortante para la viga V11.....	48
Figura 23. Fuerza cortante por capacidad para la viga V11(sentido antihorario).....	49
Figura 24. Fuerza cortante por capacidad para la viga V11(sentido horario).....	50
Figura 25. Fuerza cortante por capacidad para la viga V11 (caso b)	50
Figura 26. Momentos de servicio para la viga V11.....	53
Figura 27. Inercia efectiva para la sección de momento positivo.....	54
Figura 28. Armadura final de la viga V-11.....	57
Figura 29. Columna analizada (C2) en el eje 2.	58
Figura 30. Diagrama de interacción para una columna.....	60
Figura 31. Columna C2- 4Ø3/4" +4Ø5/8" (9.36cm ²)	61
Figura 32. Diagrama de interacción X-X (M22)	61
Figura 33. Diagrama de interacción Y-Y (M33)	62
Figura 34. Fuerza cortante que se obtiene para el eje X-X y eje Y-Y.....	62
Figura 35. Armadura de la columna C-2	65
Figura 36. Distribución de acero en la placa PL-7 para el cálculo de "c"	68
Figura 37. Elementos confinados de borde (núcleos) en muros.....	70
Figura 38. Diagrama de interacción X-X(M22) de la placa PL7.....	70
Figura 39. Diagrama de interacción Y-Y(M33) de la placa PL7.....	70
Figura 40. Armadura final de la placa PL7 (1er piso al 2do piso)	75

Figura 41: Armadura final de la placa PL7 (3er piso al 6to piso)	75
Figura 42: Cimentación para las placas PL-3, PL-5, C-4.....	78
Figura 43: Presiones en la cimentación debido a las cargas de servicio.....	78
Figura 44: Presiones en la cimentación debido a las fuerzas sísmicas en el eje X-X.....	79
Figura 45: Presiones en la cimentación debido a las fuerzas sísmicas en el eje Y-Y.....	79
Figura 46: Sección crítica para el diseño por punzonamiento.....	80
Figura 47: Distribución final de acero para la zapata de la placa PL-5.....	81
Figura 48: Cimentación para las placas PL-1, PL6, PL-7, C-1, C-2 Y C-3.....	82
Figura 49: Presiones en la cimentación debido a las cargas de servicio.....	82
Figura 50: Presiones en la cimentación debido a las fuerzas sísmicas en el eje X-X.....	83
Figura 51: Presiones en la cimentación debido a las fuerzas sísmicas en el eje Y-Y.....	83
Figura 52: Momentos mínimos producidos por la envolvente en el eje X-X.....	84
Figura 53: Momentos máximos producidos por la envolvente en el eje X-X.....	85
Figura 54: Momentos mínimos producidos por la envolvente en el eje Y-Y.....	85
Figura 55: Momentos máximos producidos por la envolvente en el eje Y-Y.....	86
Figura 56: Distribución final de acero para las cimentaciones.....	86
Figura 57: Diagramas de momentos considerando la envolvente de todas las combinaciones de cargas.....	87
Figura 58: Distribución final de acero para la viga de cimentación VC-01.....	88
Figura 59: Distribución final de acero para la viga de cimentación VC-03.....	88
Figura 60: Distribución final de acero para la viga de cimentación VC-09.....	88
Figura 61: Cargas ultimas consideradas para la escalera.....	90
Figura 62: Diagrama de momento flector(ton-m) y fuerza cortante para la escalera(ton).....	90
Figura 63. Distribución final de acero para la escalera (Tramo 1)	91
Figura 64. Distribución final de acero para la escalera (Tramo 2)	91
Figura 65. Esquema del muro de albañilería a analizar)	92
Figura 66. Método de sobre para el metrado de cargas (muro de cerco perimétrico).....	94
Figura 67. Distribución de fuerzas, fuerza cortante y momento flector en la viga de arriostre.....	95
Figura 68. Distribución de fuerzas, fuerza cortante y momento flector en la columna de arriostre.	96
Figura 69. Muro de albañilería a diseñar.....	97
Figura 70. Método de sobre para el metrado de cargas (muro de segundo piso)	98
Figura 71. Distribución de fuerzas, fuerza cortante y momento flector en la viga de arriostre.	99
Figura 72. Distribución de fuerzas, fuerza cortante y momento flector en la columna de arriostre.	100
Figura 73. Esquema para el diseño de cimiento corrido.....	101

Cada uno de los departamentos cuenta con aproximadamente 75 m^2 y se componen de un comedor, una sala, una cocina, una lavandería, dos dormitorios y un baño.

En la planta del primer nivel, se muestran los ocho estacionamientos con los que cuenta el edificio y los dos depósitos. Además, la entrada principal que se conecta hasta el ascensor y las escaleras del edificio. En la siguiente figura, se muestra la planta del primer nivel.

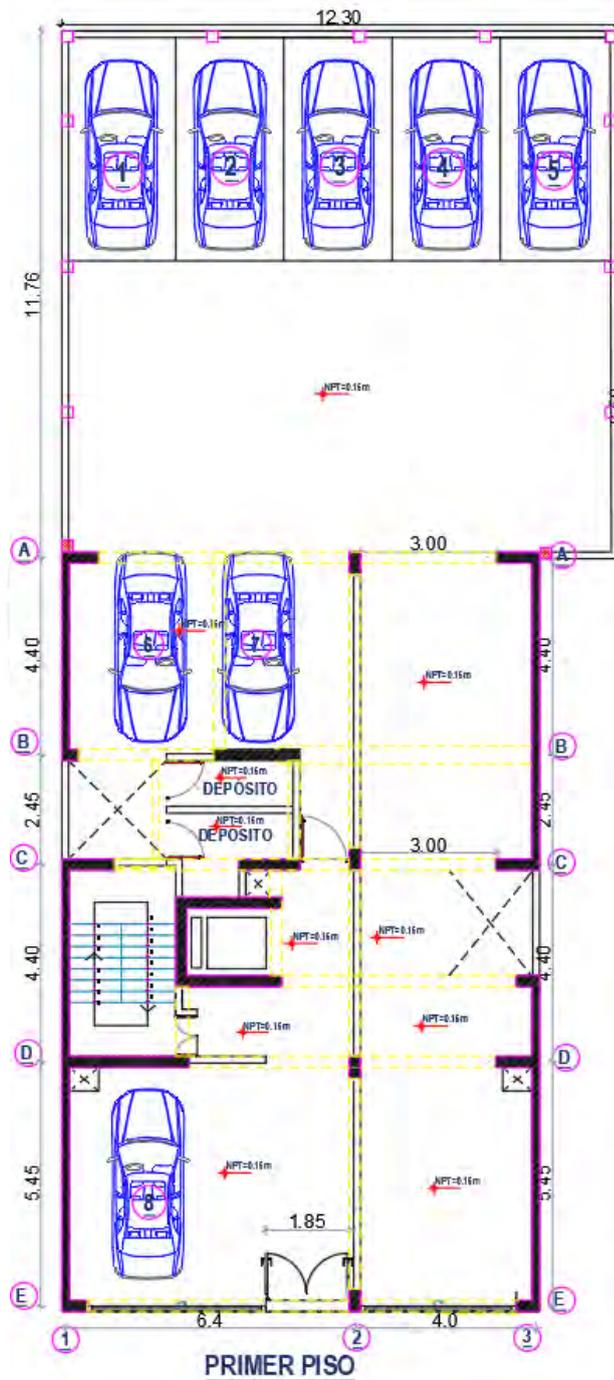


Figura 2. Planta del primer nivel

Elaboración propia

1.2 Descripción de la estructura del proyecto

Este sistema está compuesto por placas y pórticos de concreto. La estructura del proyecto se muestra en la siguiente figura, en la cual se indican las vigas, columnas, placas, losas macizas y el sentido del armado de cada losa aligerada.

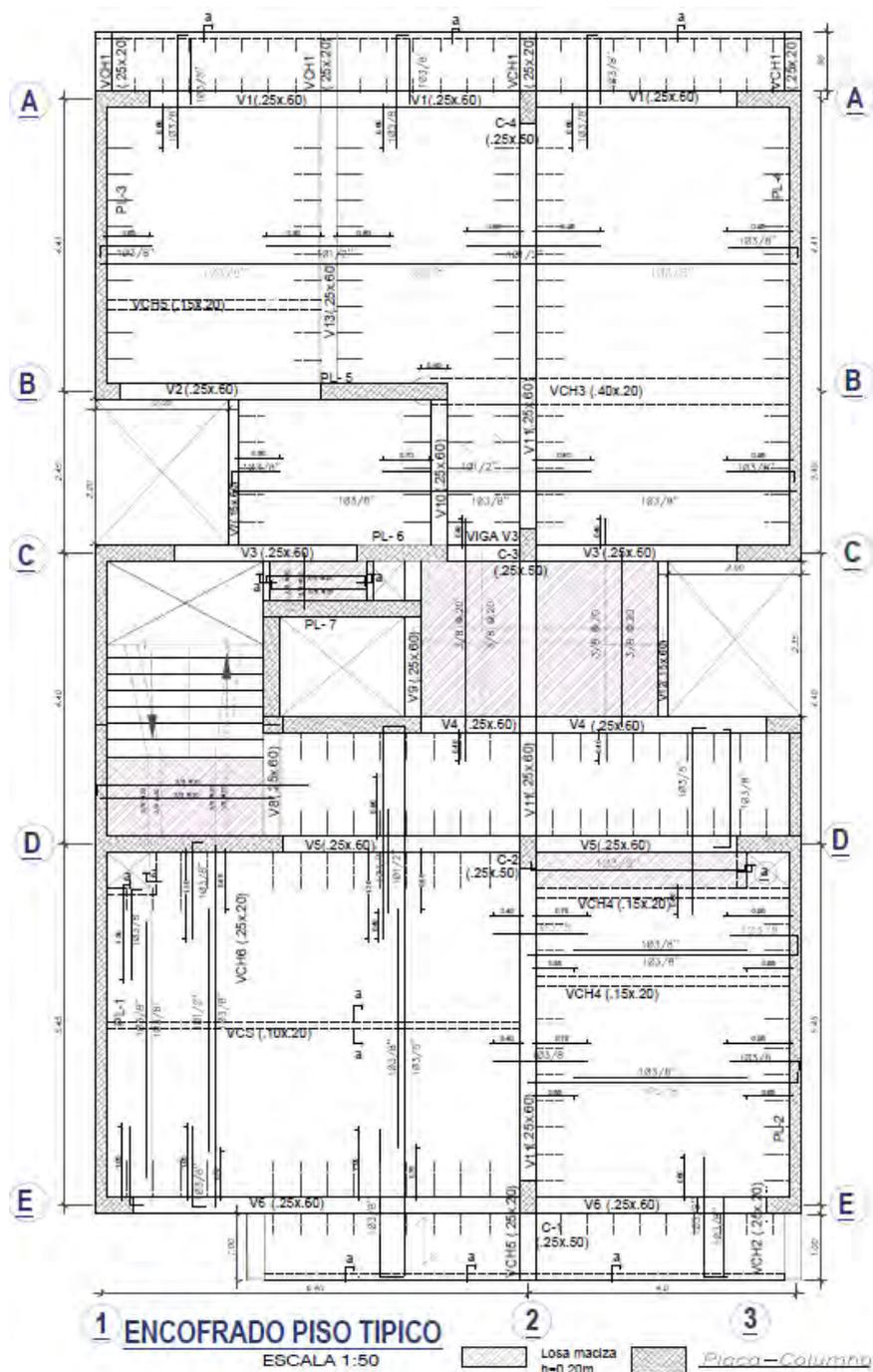


Figura 3. Encofrado de techo típico

Elaboración propia

1.3 Cargas utilizadas para el diseño

Para el metrado de cargas, se hace uso de la Norma E.020 en la que se indica la carga muerta (peso de materiales) y carga viva (uso de la edificación), las cuales se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 1

Carga muerta de materiales usados en la edificación

Material	Densidad
Unidades de albañilería cocida hueca	1350 kg/m^3
Concreto armado	2400 kg/m^3
Aligerado de 20 cm	300 kg/m^2
Piso terminado de 5 cm	100 kg/m^2

Nota. Tomado de "NTP E.020 CARGAS", por SENCICO, 2009

Tabla 2

Carga viva considerada en la edificación

Ocupación o uso	Carga repartida
Vivienda: corredores y escaleras	200 kg/m^2
Carga para techo	100 kg/m^2

Nota. Tomado de "NTP E.020 CARGAS", por SENCICO, 2009

1.4 Materiales usado para el diseño

En la siguiente tabla, se muestra los materiales que se emplearon en el diseño del edificio, junto a sus características.

Tabla 3

Características de los materiales empleados

Resistencia del concreto ($f'c$)	210 kg/cm^2
Resistencia del acero en fluencia (f_y)- ASTM A615	4200 kg/cm^2
Módulo de elasticidad del concreto (E_c)	15 000 $\sqrt{f'c} = 217\ 000\ kg/cm^2$
Módulo de elasticidad del acero	2000000 kg/cm^2
Módulo de Poisson del concreto (ν)	0.15

Nota. Tomado de "NTP E.020 CARGAS", por SENCICO, 2009

1.5 Método de diseño

Todos los elementos de concreto armado se diseñaron teniendo en cuenta el Diseño por Resistencia, el cual esta mencionado en la norma E.060. Este método consiste en amplificar las cargas de servicio por unos factores con la probabilidad baja de ser excedida en su vida útil y se asume que la respuesta es línea-elástica de la estructura. Para obtener estas cargas últimas se realizan las siguientes combinaciones de cargas:

- 1.4 CM + 1.7 CV
- 1.25 (CM+CV) ± CSx
- 1.25 (CM+CV) ± CSy
- 0.9 CM ± CSx
- 0.9 CM ± CSy

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CSx: Carga sísmica en dirección x

CSy: Carga sísmica en dirección y

Con las combinaciones mencionadas, se obtiene las cargas últimas de la estructura. Para poder tener en cuenta la variabilidad de la resistencia se hace uso de factores de reducción de resistencia, los cuales se presentan a continuación:

Tabla 4

Factor de reducción de la resistencia para cada solicitación

Solicitación	Factor ϕ
Flexión	0.9
Cortante	0.85
Flexo compresión (estribos)	0.70

Nota. Tomado de "NTP E.060 CONCRETOARMADO"

En general, para todos los casos a diseñar se debe tener en cuenta lo siguiente:

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia requerida}$$

CAPÍTULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN

2.1 Criterios básicos de estructuración

Es conveniente plantear una estructura simple para poder predecir mejor su comportamiento sísmico. Para que al momento de realizar el análisis sísmico sea semejante a la estructura real. Además, no se debe de considerar los elementos no estructurales para que no distorsionen la distribución de fuerzas sísmicas.

A continuación, se presenta los criterios que se tomaron en cuenta para el predimensionamiento que se mencionan en el libro Estructuración y Diseño de Edificaciones en concreto armado. (Blanco, 1994)

-) **Simplicidad y simetría**

De la experiencia, se puede notar que las estructuras más simples y simétricas se comportan mejor frente a los sismos, ya que se puede predecir la respuesta de las estructuras frente a solicitaciones sísmicas. Asimismo, la idealización de las estructuras para el diseño es más simples. Por otro lado, la simetría es una característica importante, de esta forma el centro de masa y centro de rigidez no se encuentren alejados, ya que esto produce irregularidad de torsión.

-) **Resistencia y ductilidad**

La estructura debe de ser capaz de poder soportar las cargas de gravedad y las solicitaciones sísmicas. La resistencia sísmica debe de ser soportada por dos ejes principales (ortogonales) para que se garantice la estabilidad. Para garantizar ductilidad en la estructura, el elemento a diseñar debe de fallar primero por flexión del acero, ya que esta es una falla dúctil.

-) **Hiperestaticidad y monolitismo** |

La estructura debe de tener un comportamiento hiperestático para lograr una mayor capacidad de resistencia y mayor seguridad. Puesto que se generan rótulas plásticas, las cuales disipan mejor la energía sísmica.

-) **Uniformidad y continuidad de la estructura**

La continuidad de la estructura debe de ser tanto en planta como en elevación para no tener los problemas de irregularidad y prevenir la concentración de esfuerzos. Los elementos estructurales verticales deben de continuar hasta las cimentaciones para no tener problemas de piso blando.

-) Rigidez lateral

Para que la estructura responda adecuadamente frente a las fuerzas horizontales generadas por el sismo, se debe de tener elementos estructurales en las dos direcciones principales del edificio. Los muros de concreto presentan menor desplazamiento lateral con esto se logrará evitar deformaciones importantes.

-) Diafragma rígido

Una hipótesis básica es la de considerar la losa de cada nivel como un diafragma rígido en la que las fuerzas horizontales se distribuyen de acuerdo a su rigidez por las columnas y muros. Con esto se logra que el desplazamiento lateral de un nivel sea el mismo.

Para lograr un diafragma rígido, la estructura no debe de tener grandes aberturas en planta y no se deben de tener plantas con forma de "H", "L" o "T".

Como se puede observar, la estructura planteada es simple y casi simétrica, todos los elementos estructurales horizontales son continuos y uniformes tanto horizontal como vertical. El espesor de las placas y columnas son de la misma sección en toda la altura. Se utilizarán losas macizas en la parte central de cada nivel de la estructura y con esto se puede garantizar que funcione como un diafragma rígido. La rigidez lateral se logrará mediante los muros de concreto planteados en la estructura. Por lo tanto, se puede decir que el edificio a diseñar cuenta con todos estos criterios descritos anteriormente.

2.2 Sistema estructural propuesto

Elementos estructurales horizontales

Las losas de todos los niveles son aligeradas en una dirección y losas macizas en dos direcciones. En la zona central donde hay una reducción en planta se emplean losas macizas para poder tener mayor rigidez y lograr un diafragma rígido en cada nivel de la estructura.

Elementos estructurales verticales

En cuanto a los elementos verticales, la estructura cuenta con muros de concreto en ambas direcciones para garantizar la rigidez lateral de la estructura. En vista de la arquitectura planteada, se colocan muros en la caja del ascensor, en una parte de la escalera, en los límites de propiedad en el sentido Y-Y de 17 cm de ancho y en el sentido X-X se consideró un ancho de 25 cm de tal forma de que no afecte la arquitectura planteada. Además, se cuenta con cuatro columnas alineadas en el eje 2 de 25 x 50 cm

2.3 Predimensionamiento de elementos estructurales

Para el predimensionamiento de los elementos estructurales se sigue las recomendaciones del libro del ingeniero Blanco (1994) y la Norma E.060 (2016)

2.3.1 Losas aligeradas

La mayor parte de los paños de los techos son aligerados en una sola dirección, la geometría típica que se usa son viguetas convencionales de espaciamiento 40 cm entre viguetas, una losa de 5cm de espesor y bloques de ladrillo que se colocan entre viguetas. En la tabla 5, se muestra los peraltes de la losa de acuerdo a la luz libre que se debe de considerar para cada caso.

Tabla 5

Dimensiones consideradas para losas aligerada

Peralte (cm)	Luces (m)
h=17 cm	Menores a 4m
h=20 cm	Entre 4 y 5.5 m
h=25 cm	Entre 5 y 6.5m
h=30 cm	Entre 6 y 7.5 m

Nota. Tomado de “Estructuración y diseño de edificios de concreto armado”, por Antonio Blanco, 1994

Además, se debe de tener que la sobrecarga máxima a considerar es de 300 kg/m^2 o 350 kg/m^2

Se puede observar que la máxima luz libre es de 5.8 m para la viga ubicada en el eje E. Se colocará una viga chata en el eje B y una vigueta de distribución entre el eje E y D para reducir la luz libre, con lo cual se considera un peralte de 20 cm. La sobrecarga para edificios de vivienda es de 200 kg/m^2 , lo cual cumple el criterio de la sobrecarga máxima para este predimensionamiento.

En la figura 4, se muestra una sección de la losa aligerada que se usará



Figura 4. Sección típica de aligerado de 20cm

Elaboración propia

2.3.2 Losas macizas

Para este tipo de losa, se tomó el criterio indicado en el libro de Blanco (1994). Se indica que se puede considerar el peralte mínimo como el perímetro del paño entre 180.

En el plano se cuenta con un paño de 1.81m x 2.35m. Para luces menores a 4m se recomienda un peralte de 12cm. Para el tramo más grande, se tiene lo siguiente:

$$h \geq (181x2 + 235x2)/180$$

$$h = 4.6 \text{ cm}$$

Al ser este espesor muy delgado, se decide que por aspectos de confort, aislamiento acústico, vibraciones y para tener el mismo peralte que las losas aligeradas, usar una losa de espesor 20 cm al igual que el espesor de la losa ubicada en la escalera.

2.3.3 Vigas

Según las recomendaciones del ingeniero Antonio Blanco, se debe de considerar un peralte de 1/12 o 1/10 de la luz libre. Además, en la norma E.060, se menciona que en vigas se debe tener un ancho mínimo de 25 cm para vigas sísmicas principales. En vigas simplemente apoyadas, se debe de tener un peralte de $l_n/16$ para no verificar las deflexiones. Por otra parte, como recomendación se considera que para luces menores a 5.5 m se puede considerar vigas de sección 0.25m x 0.50m.

V1, V2, V3, V4, V5, V6: Vigas principales que se encuentran en la dirección X-X (ejes A, B, C, D, E) y trabajan para cargas de gravedad y cargas de sismo. La máxima luz libre con la que se cuenta es de 5.8m. Si se considera lo mencionado anteriormente se obtiene:

$$- \quad h \geq \frac{5.8}{12} = 0.48\text{m}$$

$$- \quad h \geq \frac{5.8}{10} = 0.58\text{m}$$

Se decidió usar un peralte de 0.6 m para todas estas vigas. Además, se cumple que es mayor a $l_n/16$ de la luz libre. Por lo tanto, se elige las siguientes dimensiones:

V1, V2, V3, V4, V5, V6, V13: 0.25 X 0.60m

V7, V12: Vigas de borde que trabajaran principalmente para cargas de gravedad para resistir la carga producida por la albañilería que se coloca en los tragaluces. Al no ser vigas principales, se puede usar un ancho menor a 25 cm. Para tener uniformidad, se considera el mismo peralte que las anteriores vigas.

Con lo que se opta por las siguientes dimensiones:

V7, V12: 0.15 X 0.60m

V8, V9, V10: La viga V8 se ubica entre las placas de la escalera y la placa del ascensor. La viga V9 conecta la placa que se encuentra en la caja de ascensor. La viga V10 se usa para conectar las dos placas del eje B y C para poder formar pórticos. Estas vigas trabajan para cargas de gravedad y fuerzas sísmicas debido a que se encuentran entre dos placas. La base de estas vigas se considera del mismo espesor que las placas y para tener uniformidad se considera el mismo peralte que las vigas anteriores.

V8, V9, V10: 0.25 X 0.60m

V11: Viga ubicada en el sentido Y-Y, que prácticamente trabaja para cargas de gravedad debido a que se cuenta con una gran sección de placas a lo largo de este sentido, las cuales absorben las fuerzas sísmicas

V11: 0.25 X 0.60m

Para el predimensionamiento de las vigas chatas, se verificará que $V_u < \phi V_c$. Para un primer tanteo, la viga debe de ser de al menos del ancho del tabique; es decir, a 15 cm

$$\text{Peso propio: } 2.4 \times 0.15 \times 0.20 = 0.072 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso tabique: } 1.350 \times 0.15 \times 2.6 = 0.53 \text{ ton/m}$$

$$W_u = 1.4(0.072 + 0.53) = 0.84 \text{ ton/m}$$

$$V_u = W_u * L / 2 = 0.84 * 3.8 / 2 = 1.6 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 17 = 1.66 \text{ ton}$$

Como $V_u < \phi V_c$, se demuestra que el valor de 15cm es el adecuado.

Para todos los casos, se usa un ancho de 15cm

2.3.4 Columnas

Como la estructura presenta placas en ambas direcciones y estas son las que controlan la rigidez lateral y la resistencia, se puede utilizar las expresiones mencionadas recomendadas:

$$\text{Columnas interiores} \Rightarrow \text{Área columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.45f'c} \dots (2.1)$$

$$\text{Columnas exteriores} \Rightarrow \text{Área columna} = \frac{P_{\text{servicio}}}{0.35f'c} \dots (2.2)$$

Para obtener P_{servicio} se debe de realizar un metrado de la carga que reciben las columnas y dependiendo de la ubicación se utiliza la ecuación (2.1) o (2.2). En la siguiente tabla se muestra los resultados obtenidos para las cuatro columnas que se considera.

Tabla 6

Predimensionamiento de columnas – Eje 2

Columna	Área tributaria	Número de pisos	CV (ton)	CM (ton)	P servicio (ton)	A requerida (m2)	Sección (cm2)
C1	15.48	6	10.04	52.33	62.37	849	1250(25X50)
C2	21.31	6	12.658	94.76	107.43	1137	1250(25X50)
C3	12.89	6	8.79	60.76	69.55	736	1250(25X50)
C4	17.49	6	10.96	73.32	84.28	1147	1250(25X50)

Nota. Fuente: Elaboración propia

Si bien se podían tener secciones menores, se elige la base de 25 cm para que estas sean de la misma base de las vigas. Por lo tanto, se elige la misma sección para las cuatro columnas por temas de arquitectura.

2.3.5 Placas de corte

La norma peruana indica que el espesor mínimo debe de ser de 10cm o 1/25 la altura entre losas. Para este caso, se disponen de placas de 25 cm en la caja del ascensor, y en el perímetro de la escalera. Además, se colocaron placas a lo largo de los dos lados paralelos del eje Y-Y del edificio de 17 cm para poder tener facilidad de armado al colocar acero en ambas caras del muro. En el eje X-X se colocaron placas de 25 cm de forma que no afecte la arquitectura planteada del edificio.

Para realizar el predimensionamiento de placas, se considera que la cortante basal sísmica

solo es resistido por las placas.

$$V_{estatico} = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_{estatico} = \frac{ZUCS}{R} x P$$

$$\phi V_c = 0.85 * A_{cw} * \alpha * \sqrt{f'_c}$$

$$\phi V_s = 0.85 * A_{cw} * \rho_h * f_y$$

En la tabla 7, se muestra en resumen los valores para calcular el $V_{estatico}$

Tabla 7

Cortante basal aproximada de la estructura

Ítem	Descripción	Factor
Factor de zona	Z (zona 4, Lima)	0.45
Coefficiente de uso	U (Edificio común destinado a vivienda)	1
Factor de amplificación del suelo	S (suelo gravoso y zona 4)	1
Factor de amplificación sísmica	$C (T = \frac{Hn}{ct} = \frac{16.8}{600} = 0.28s)$ Donde T: periodo del edificio (segundos) Hn: altura del edificio (16.8m) Ct= 60 (edificio de muros estructurales) Como $T < T_p = 0.4$, se obtiene $C = 2.5$)	2.5
Coefficiente de reducción	R (Muros estructurales)	6
Peso de la estructura (ton)	P(Carga muerta+ 25%Carga viva)	1241 ton
Cortante basal(ton)	$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$	233 ton

Nota. Fuente: Elaboración propia

-Eje Y-Y

Para este sentido, solo se considerará el aporte que tiene el concreto para resistir la cortante basal.

$$\phi V_c = 0.85 * 17 * L * 0.53 * (\sqrt{210})/1000 = 0.11L$$

$$V_{estatico} = 233 = 0.11L$$

$$L = 21.18 \text{ m}$$

-Eje X-X

Para este caso, se considerará el aporte que tiene el concreto y el acero para resistir la cortante basal.

$$\phi V_c = 0.85 * 25 * L * 0.53 * (\sqrt{210})/1000 = 0.163L$$

$$\phi V_s = 0.85 * A_cw * p h * f_y/1000$$

Se considera una cuantía mínima $p_h=0.0025$ y un espesor de 25cm

$$p = \frac{A_s}{b * t}$$

$$p = 0.0025 = \frac{A_s}{25 * 100}$$

$$A_s = 6.25 \text{ cm}^2$$

Como se colocará el acero en ambas caras de la placa se necesita 3.13 cm^2 . Con lo que se obtiene $3/8 @ 20 \text{ cm}$ (3.55 cm^2)

$$\phi V_s = 0.85 * 25 * L * \frac{3.55}{25 * 100} * 4200/1000 = 0.126L$$

$$V_{estatico} = 233 = 0.163L + 0.126L$$

$$L = 8.06 \text{ m}$$

Los dos valores encontrados anteriormente es la longitud mínima de placas que se necesitaría en cada dirección.

En la dirección Y-Y se tiene 29m y en la dirección X-X se tiene 9.25m. En ambas direcciones se cumple que se tiene mayor longitud a la necesaria.

CAPÍTULO 3: ANALISIS SÍSMICO

El Perú se encuentra en la zona del cinturón del fuego; es decir, dentro de una zona de alta sismicidad en el cual ocurre el 90% de los terremotos del mundo. Debido a esto es de suma importancia realizar un análisis sísmico para esta edificación

El objetivo de este capítulo es determinar si el edificio cuenta con irregularidades en altura y planta, encontrar los valores de cortante basal estática y dinámica para poder encontrar un factor de escala en caso fuera necesario y que se cumplan los requisitos mínimos que se mencionan en la norma E.030. Además, se obtendrá las fuerzas internas en los elementos estructurales que se produzcan por las sollicitaciones sísmicas y se comprobará si las dimensiones de los elementos estructurales planteadas en el predimensionamiento son las adecuadas al verificar las derivas del edificio.

3.1 Parámetros sísmicos de la edificación

Para poder realizar el análisis sísmico se necesitan los parámetros sísmicos de la edificación que se indican en la norma E.030

Factor de zona (Z): la norma actual menciona que el país está dividido en cuatro zonas. Esta división se basa en la distribución espacial de la sismicidad. A cada una de ellas, se le asigna un factor que representa la aceleración máxima horizontal en un suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Este edificio se ubica en Lima - San Miguel. Se tiene el siguiente factor:

$$Z = 0.45 \text{ (zona 4)}$$

Parámetros de suelo (S): este factor se divide en 5 perfiles de suelo. Se debe de considerar el perfil que mejor defina las condiciones locales que correspondan a la edificación. En el caso de este edificio se tiene lo siguiente:

$$S=1 \quad T_p=0.4 \quad T_l=2.5 \text{ (roca o suelo muy rígido)}$$

Factor de uso (U): este parámetro considera el uso y la importancia que va a tener un proyecto. En el caso de este edificio se tiene lo siguiente:

$$U=1 \text{ (Edificaciones comunes)}$$

Factor de amplificación sísmica(C): es un parámetro que ayuda a construir el espectro que se indica en la norma. Para poder obtener este parámetro, se realiza el análisis traslacional y se obtiene el periodo de la estructura en ambas direcciones.

Con la ayuda del programa ETABS, se asignará el desplazamiento de la estructura solo en el

eje X-X y luego solo para el eje Y-Y. Con estos valores se podrá obtener el periodo en cada dirección, los cuales se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 8

Periodo y masa participativa para el eje X-X

Modo	Periodo (s)	Masa participativa X (%)
1	0.372	78.04
2	0.099	15.35
3	0.046	4.62
4	0.028	1.47
5	0.02	0.42
6	0.016	0.09

Nota. Fuente: Elaboración propia

El periodo para la dirección X-X es de 0.372s con una masa participativa de 78%
El periodo en este eje es menor debido a que en este sentido se cuenta con muchas placas. Esto implica que la estructura sea más rígida y se tenga periodo corto.

Tabla 9:

Periodo y masa participativa para el eje Y-Y

Modo	Periodo (s)	Masa participativa Y (%)
1	0.175	77.63
2	0.047	18.24
3	0.024	3.18
4	0.017	0.75
5	0.013	0.17
6	0.012	0.03

Nota. Fuente: Elaboración propia

El periodo para la dirección Y-Y es de 0.175s con una masa participativa de 78%
En ambos casos se observa que $T < T_p = 0.4$, con lo cual se obtiene que el factor de amplificación sísmica C es 2.5

-Coeficiente básico de reducción(R): depende del sistema estructural sismorresistente usado tanto para el eje X-X como para el eje Y-Y de la edificación. Para este edificio de concreto armado, se considera que es un sistema de muros estructurales. Estos muros deben de tomar al menos el 80% de la cortante en la base de la edificación. El edificio no presenta irregularidades antes del análisis. Con esta información se tiene lo siguiente

$R = 6$ (Concreto armado de muros estructurales)

Además, se verifica la relación que se presenta en la norma E.030.

$C/R \geq 0.11$ ($C/R = 0.42$)

3.2 Modelo estructural

Para realizar el modelo estructural del edificio, se utilizó el software ETABS. Con este modelo se puede realizar el análisis modal y dinámico de la estructura.

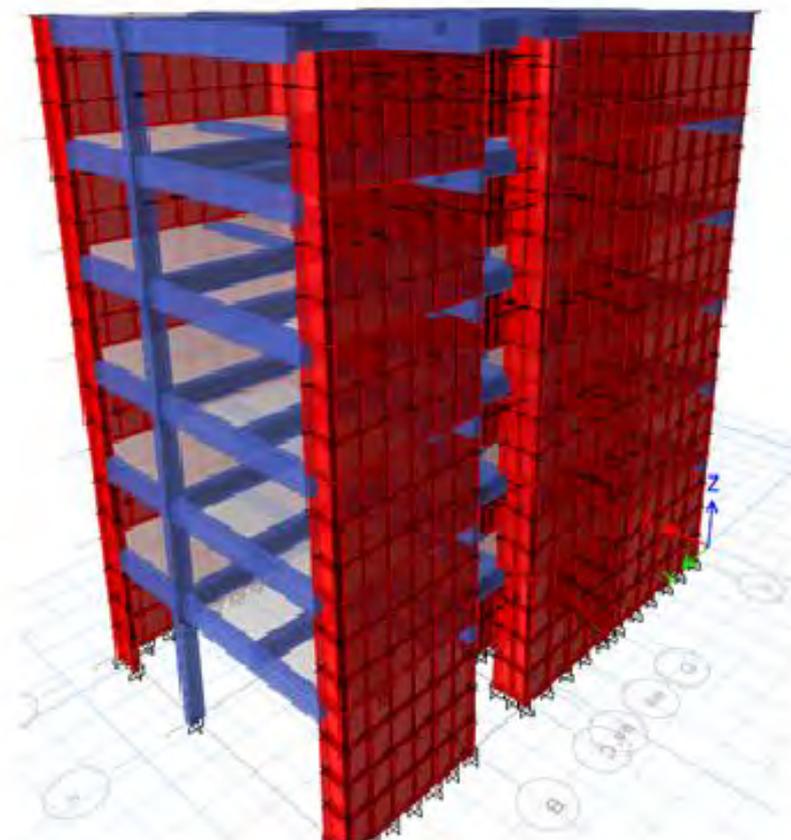


Figura 5. Modelo ETABS vista 3D

Obtenido del software ETABS 2016

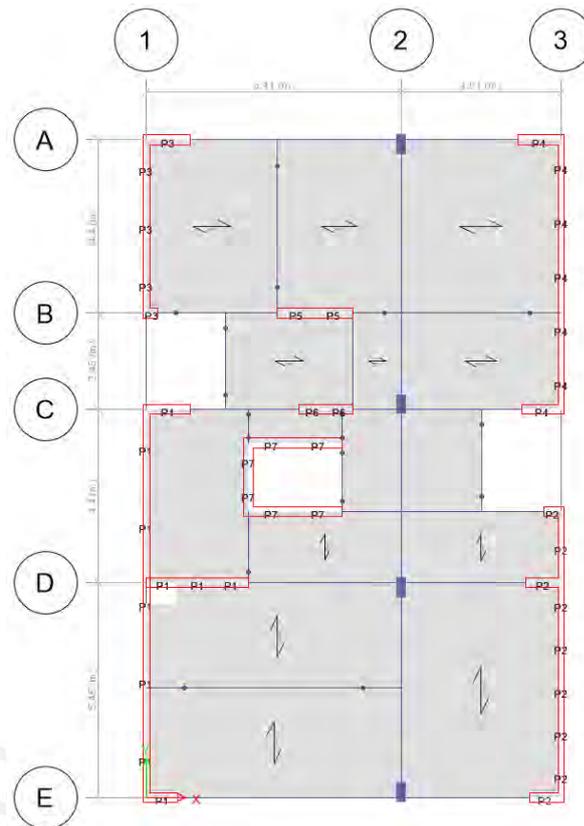


Figura 6. Vista en planta del modelo en ETABS

Obtenido del software ETABS 2016

3.3 Resultado de análisis

Con la ayuda del software se obtiene el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura. El nivel de referencia se ubica en la intersección del eje 1 y E. Estos valores se muestran en la tabla 10. Además, en la figura 7, se mostrará la ubicación del centro de masa y del centro de rigidez en planta.

Tabla 10

Posición del centro de masa y el centro de rigidez para cada nivel de la estructura

Piso	Diafragma	XCM (m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR (m)
Piso 1	D1	5.67	8.97	4.97	8.37
Piso 2	D2	5.70	8.95	4.93	8.69
Piso 3	D3	5.70	8.95	4.88	8.92
Piso 4	D4	5.70	8.95	4.83	9.10
Piso 5	D5	5.70	8.95	4.79	9.24
Piso 6	D6	5.45	9.20	4.76	9.33

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS



Figura 7. CM: centro de masa y CR: centro de rigidez de la estructura

Obtenido del software ETABS

Con la ayuda del software, se obtiene la masa sísmica del edificio. Para lograr esto, se crea una combinación de carga muerta más 25% de carga viva como indica la norma, la cual es de 1240.72 ton. Para calcular el ratio, se divide el peso de cada nivel con el área en planta que es de 188.2 m². Se puede notar que los valores de ratio son aproximadamente 1.1 esto se debe a la gran cantidad de placas con las que cuenta la edificación. Estos valores se muestran en la tabla 11.

Tabla 11

Peso sísmico de la estructura

Piso	Combo	Peso (ton)	Ratio
6	100CM+25CV	176.84	0.94
5	100CM+25CV	207.21	1.10
4	100CM+25CV	207.21	1.10
3	100CM+25CV	207.21	1.10
2	100CM+25CV	207.21	1.10
1	100CM+25CV	235.06	1.25
Total		1240.72	

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

3.3.1 Análisis estático

En el análisis estático se calcula la cortante basal estática del edificio. Este valor se compara con la cortante basal dinámica. En el artículo 29.4 de la norma E.030 se menciona que la cortante basal dinámica debe de ser como mínimo el 80% de la cortante basal estática.

Para cada una de las direcciones, se obtiene el periodo fundamental del edificio. Para realizar el análisis estático se necesitan los parámetros sísmicos de la edificación que se muestra en la tabla 12

Tabla 12

Resumen de los parámetros sísmicos de la edificación

Z: Factor de zona	0.45
U: Factor de uso o importancia	1
S: Factor de amplificación del suelo	1
R: Coeficiente básico de reducción	6
TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)	0.40
TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)	2.50
P: Peso total de la edificación (Ton)	1240.72

Nota. Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de la fuerza cortante en la base de la estructura se utiliza la siguiente expresión:

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

$$V = 232.64 \text{ ton}$$

En la siguiente tabla se muestra la distribución de fuerzas en altura

Para la distribución de fuerzas en altura, se considera lo mencionado en la norma E.030 y se calcula de la siguiente forma:

$$F_i = \alpha_i * V$$

α_i se obtiene de la siguiente expresión

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

Donde: P_i : Peso de la estructura en determinado nivel
 h_i : Altura de entrepiso
 n : Número de pisos de la estructura
 k : Exponente que se relaciona con el periodo fundamental
 -Para este caso como $T < 0.5$ se tiene $k = 1$

Como se puede notar, los valores para calcular la distribución de fuerzas en altura son los mismos tanto para el eje X-X y para el eje Y-Y.

Con las expresiones mencionadas, se puede calcular la distribución de fuerza en altura para este edificio. Se obtiene los siguientes resultados que se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 13

Distribución de fuerzas en altura para los dos ejes principales

	Altura (h_i)	Peso (P_i)	$P_i (h_i^k)$	α	F_i (ton)
TECHO 6	18.00	176.84	3183.15	0.24	55.93
TECHO 5	15.20	207.21	3149.53	0.24	55.34
TECHO 4	12.40	207.21	2569.35	0.19	45.14
TECHO 3	9.60	207.21	1989.18	0.15	34.95
TECHO 2	6.80	207.21	1409.00	0.11	24.76
TECHO 1	4.00	235.06	940.22	0.07	16.52
SUMA		1240.72	13240.43		232.64

Nota. Fuente: Elaboración propia

3.3.2 Análisis Modal

Para el análisis modal, se definió el espectro con un factor que se introduce en ETABS de 0.7358 ($ZUS \cdot g/R$) para ambas direcciones.

Para realizar el análisis modal, se consideraron 3 grados de libertad en el diafragma (dos de desplazamiento y uno de giro) con lo que se obtiene 18 modos de análisis para 6 pisos. A continuación, se muestra la masa participante para cada uno de los modos en la siguiente tabla:

Tabla 14

Modos fundamentales de la estructura

Modo	Periodo (s)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)
1	0.37	76.84	0.21	0.00
2	0.21	0.05	22.70	53.73
3	0.18	0.29	53.34	22.64
4	0.11	15.92	0.14	0.00
5	0.05	0.00	5.17	14.31
6	0.05	4.37	1.67	0.41
7	0.05	0.46	12.55	4.37
8	0.03	1.50	0.00	0.02
9	0.03	0.03	0.86	2.50
10	0.02	0.00	2.39	0.87
11	0.02	0.43	0.00	0.00
12	0.02	0.01	0.23	0.60
13	0.02	0.07	0.10	0.05
14	0.02	0.03	0.44	0.20
15	0.01	0.01	0.06	0.15
16	0.01	0.00	0.12	0.06
17	0.01	0.00	0.00	0.05
18	0.01	0.00	0.00	0.03

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Se puede notar que para el eje X-X el periodo fundamental es de 0.37 segundos y para el eje Y-Y el periodo fundamental es de 0.18 segundos. Para el eje Y-Y se tiene un periodo menor debido a que la estructura es más rígida en este sentido a causa de la gran cantidad de placas que se tiene.

3.3.3 Análisis Dinámico

En la figura 8 se muestra el espectro usado con los valores que se mencionaron anteriormente para cada una de las direcciones, el cual se introducirá al programa ETABS y ayudará al

análisis dinámico de la estructura.

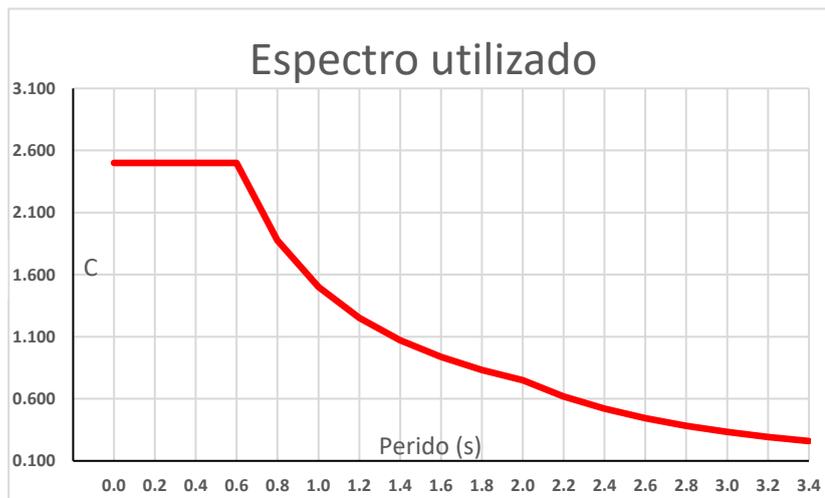


Figura 8. Espectro de diseño (T vs C)

Elaboración propia

Debido a la ocurrencia de un sismo, la estructura presentara desplazamientos inelásticos. Estos desplazamientos se calculan multiplicando el desplazamiento elástico por 0.75 R para el caso de estructuras regulares y 0.85 R para el caso de estructuras irregulares. Se debe de considerar la excentricidad accidental al 5% para cada eje a analizar, esta excentricidad se coloca en el programa ETABS. Además, en el artículo 32 de la norma E.030 se especifica que los desplazamientos relativos admisibles deben de ser menor al 7 ‰ para estructuras de concreto armado como en este caso. El análisis de los desplazamientos para los ejes principales se muestra en las tablas 15 y 16:

Tabla 15

Desplazamientos inelásticos admisibles para el eje X-X

Piso	Deriva elástica (‰)	Deriva inelástica (‰)	< 7‰
6	0.614	2.763	SI CUMPLE
5	0.688	3.096	SI CUMPLE
4	0.74	3.33	SI CUMPLE
3	0.736	3.312	SI CUMPLE
2	0.647	2.912	SI CUMPLE
1	0.345	1.553	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Tabla 16

Desplazamientos inelásticos admisibles para el eje Y-Y

Piso	Deriva elástica (‰)	Deriva inelástica (‰)	< 7‰
6	0.144	0.648	SI CUMPLE
5	0.153	0.689	SI CUMPLE
4	0.156	0.702	SI CUMPLE
3	0.147	0.662	SI CUMPLE
2	0.126	0.567	SI CUMPLE
1	0.078	0.351	SI CUMPLE

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Como se observa en las anteriores tablas, las derivas obtenidas para el eje Y-Y es menor. Esto se debe a que en este eje se cuenta con grandes placas, las cuales hacen más rígida la estructura. Además, se puede notar que las derivas son menores al 7‰, este criterio lo exige la norma para edificios de concreto armado.

3.4 Cortante en la base del edificio

En el artículo 29.4 de la norma E.030 se menciona que para las dos direcciones de análisis la fuerza cortante dinámica a considerar debe de ser al menos 80% de la cortante estática para estructuras regulares como en este caso. En la tabla 17 se muestra este cálculo y el factor de amplificación para el diseño para cada eje.

Tabla 17

Fuerza cortante en la base del edificio y factor de amplificación para el diseño

	Cortante Estática (ton)	V diseño(ton)	Cortante dinámica(ton)	Factor
Eje X-X	232.64	186.11	175.08	1.06
Eje Y-Y	232.64	186.11	146.79	1.27

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Se observa que en el eje X-X la cortante basal dinámica es de 175.08 ton y para el eje Y-Y la cortante basal dinámica es de 146.79 ton. La cortante basal del análisis estático es de 232.64 ton para ambos ejes. Para cumplir con la exigencia de la norma E.030, se necesita un factor

para amplificar la cortante basal dinámica de 1.06 y 1.27 para el eje X-X y Y-Y respectivamente.

3.5 Determinación del sistema estructural

En el artículo 16 de la norma E.030 se menciona como se determina el sistema estructural para estructuras de concreto armado. Para el caso de muros estructurales, se menciona que la fuerza cortante en la base de los muros de corte debe de ser al menos el 70%. Con ayuda del ETABS, se puede obtener las fuerzas cortantes que toman las placas y las columnas en la base. Estos resultados se muestran en la tabla 18.

Tabla 18

Cortante en placas y cortante en columnas

	Cortante en placas	Cortante en columnas	%Cortante en placas	% Cortante en columnas
Eje X-X	174.95	0.147	92.92	0.08
Eje Y-Y	171.13	0.54	99.69	0.31

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Como la fuerza cortante en la base de las placas es mayor al 70%, se considera que es un edificio de muros estructurales (R=6).

3.6 Análisis de irregularidades

En esta sección, se analizará las irregularices de la estructura que no necesitan un análisis sísmico.

Irregularidad en altura (Ia)

- Irregularidad de masa o peso

Se debe de comprobar que el peso de un piso sea menor a 1.5 veces el piso adyacente.

Estos valores se muestran en la tabla 19

Tabla 19

Irregularidad de masa o peso

Nivel	Peso (ton)	1.5 peso	¿Tiene irregularidad?
Techo 6	176.84	265.26	NO
Techo 5	207.21	310.81	NO
Techo 4	207.21	310.81	NO
Techo 3	207.21	310.81	NO
Techo 2	207.21	310.81	NO
Techo 1	235.06	-	-

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

- Irregularidad geometría vertical

Se debe de verificar que la dimensión en planta es menor que 1.3 veces la de un piso adyacente. La estructura presenta las mismas dimensiones en planta para todos los niveles. Por esta razón, no presenta esta irregularidad.

- Discontinuidad en los sistemas resistentes

Para este caso, se debe de asegurar que los elementos que resistan más del 10% de fuerza cortante generada por el sismo no tenga desalineamiento vertical mayor al 25% de la dimensión del elemento analizado. Para este caso, los elementos verticales de la estructura son continuos en todos los niveles.

- Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes

Como no se presenta discontinuidad en los sistemas resistentes tampoco se presentará discontinuidad extrema en los sistemas resistentes.

Irregularidad en planta (*I_p*)

- Esquinas entrantes

Para que presente esta irregularidad, las esquinas entrantes deben de ser mayores al 20%

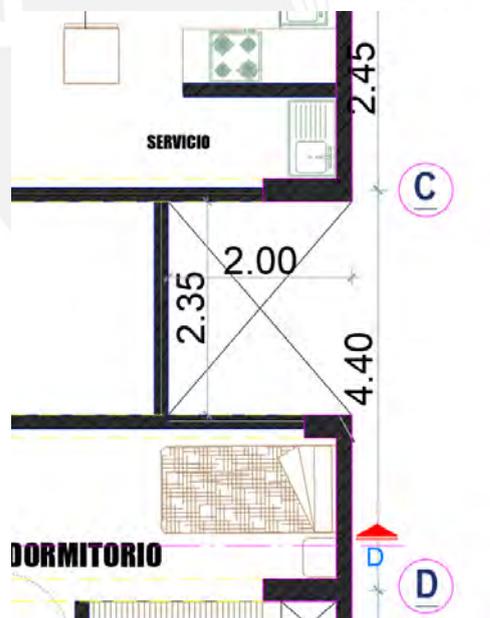


Figura 9. Dimensiones para análisis de esquina entrante en planta

Elaboración propia

-Eje X-X

Longitud en planta: 10.59 m

Dimensión de vacío: 2m

=> 18.9 %

-Eje Y-Y

Longitud en planta: 18.85 m

Dimensión de vacío: 2.35m

=> 12.5 %

Se puede notar que para ambos casos la dimensión de esquinas entrantes es menor al 20%

- Discontinuidad de diafragma

Esta irregularidad se genera cuando el diafragma tiene discontinuidades de rigidez que incluyan aberturas mayores al 50%. La estructura presenta dos aberturas de un área de 4.4 m² y 4.7 m² en los tragaluces lo que equivale aproximadamente a un 3% del área total en planta. Por consiguiente, no presenta esta irregularidad

- Sistemas no paralelos

No existe esta irregularidad para esta estructura, ya que todos los elementos verticales están alineados con el ortogonales principales.

Con el análisis de estas irregularidades, se puede obtener el valor de I_a y I_p , los cuales son igual a uno. Por lo tanto, el coeficiente de reducción R se calcula de la siguiente forma.

$$R = R_o * I_a * I_p$$

$$R = 6$$

Se utiliza el análisis dinámico para las siguientes irregularidades en altura y en planta, se que se mencionan norma E.030

Irregularidades en altura

- Irregularidad de rigidez - piso blando

Existe esta irregularidad cuando en cualquier dirección de análisis la rigidez lateral es menor al 70% de un piso superior o si es menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los 3 pisos superiores. En las tablas 20 y 21 se muestra el análisis tanto para el eje X-X y el eje Y-Y.

Tabla 20

Irregularidad de rigidez para el eje X-X

Piso	Fuerza cortante (ton)	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton/m)	PISO BLANDO	
				0.7 Cortante	0.8 Cortante promedio
6	41.97	0.173	24280.28	16996.20	-
5	86.86	0.192	45197.83	31638.48	-
4	121.13	0.205	58943.06	41260.14	34245.64
3	146.68	0.2	73488.37	51441.86	47367.80
2	164.03	0.18	91082.81	63757.97	59603.79
1	173.78	0.136	127465.43	-	-

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Tabla 21

Irregularidad de rigidez para el eje Y-Y

Piso	Fuerza cortante (ton)	Desplazamiento (cm)	Cortante (ton/m)	PISO BLANDO	
				0.7 Cortante	0.8 Cortante promedio
6	36.09	0.038	95078.00	66554.60	-
5	74.40	0.04	186507.06	130554.94	-
4	102.34	0.04	258968.02	181277.62	144147.49
3	122.94	0.036	336956.16	235869.31	208648.33
2	137.71	0.032	427075.76	298953.03	272799.98
1	147.34	0.028	521765.08	-	-

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Como se puede observar, para los dos ejes principales, no se presenta esta irregularidad, ya que en la rigidez lateral del piso superior es mayor al 70% y mayor al 80% del promedio de los pisos superiores.

- **Irregularidad de resistencia – piso débil**

El análisis de esta irregularidad se realiza después de terminar el diseño del edificio, ya que se necesita la resistencia proporcionada por los elementos verticales

En la norma E.030 se menciona que para cada piso existe esta irregularidad cuando en cualquiera de los ejes principales la fuerza cortante es menor al 80% de un piso

superior. El análisis de esta irregularidad se muestra en la tabla 22

Tabla 22

Irregularidad de resistencia

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Elemento	2do piso			3er piso		
	Vc (ton)	Vs(ton)	Vc+Vs (ton)	Vc (ton)	Vs(ton)	Vc+Vs (ton)
C1	7.2	12.9	20.1	7.2	12.9	20.1
C2	7.2	12.9	20.1	8.2	12.9	21.1
C3	7.2	12.9	20.1	8.2	12.9	21.1
C4	7.2	12.9	20.1	8.2	12.9	21.1
PL1	184.8	5671.0	5855.8	184.8	4995.9	5180.7
PL2	117.5	3005.9	3123.4	117.5	3005.9	3123.4
PL3	71.8	944.7	1016.5	71.8	944.7	1016.5
PL4	113.6	1992.5	2106.0	113.6	1992.5	2106.0
PL5	24.8	108.8	133.6	24.8	108.8	133.6
PL6	17.6	77.3	94.9	17.6	77.3	94.9
PL7	74.4	1740.5	1815.0	74.4	1414.2	1488.6
		TOTAL	14225.5			13227.2

De esta tabla se puede notar que la diferencia de fuerza cortante del segundo piso y del tercer piso es mayor al 80%. Se analizan estos dos pisos porque ahí se presenta el cambio de sección de acero.

$$\frac{13227.2}{14225.5} = 93\%$$

Por lo tanto, no presenta esta irregularidad.

Irregularidades en planta

- **Irregularidad torsional**

Para esta irregularidad, se necesita la deriva máxima y la deriva promedio del entrepiso a analizar. Además, se debe de verificar que la deriva máxima sea menor a la mitad de la deriva permisible. Para estructuras de concreto armado, la deriva permisible es de 7‰. Se verifica esta irregularidad para los dos ejes principales, estos resultados se muestran en la tabla 23 y 24.

Para el análisis de torsión, se debe de desplazar el centro de masa respecto al centro de rigidez a la posición más desfavorable. En el caso del sismo x se considerará un desplazamiento en y de +0.05m para el caso del sismo y se considerará un desplazamiento en x +0.05m.

Tabla 23

Irregularidad torsional para el eje X-X

1er criterio				2do criterio	
Deriva mínima (%)	Deriva máxima (%)	Deriva promedio (%)	Ratio	Deriva permisible (%)	Der. Max > Der. Permissible
0.259	0.277	0.268	1.03	0.35	NO
0.294	0.310	0.302	1.03	0.35	NO
0.321	0.333	0.327	1.02	0.35	NO
0.324	0.332	0.328	1.01	0.35	NO
0.287	0.292	0.289	1.01	0.35	NO
0.152	0.155	0.153	1.01	0.35	NO

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Tabla 24

Irregularidad torsional para el eje Y-Y

1er criterio				2do criterio	
Deriva mínima (%)	Deriva máxima (%)	Deriva promedio (%)	Ratio	Deriva permisible (%)	Der. Max > Der. Permissible
0.054	0.066	0.060	1.1	0.35	NO
0.058	0.070	0.064	1.1	0.35	NO
0.059	0.070	0.064	1.09	0.35	NO
0.055	0.066	0.060	1.09	0.35	NO
0.046	0.056	0.051	1.1	0.35	NO
0.029	0.034	0.032	1.09	0.35	NO

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Por lo tanto, la estructura es regular y el coeficiente de reducción es 6.

3.7 Determinación de la junta sísmica

Siguiendo los parámetros de la norma E.030, se debe de evitar el contacto con estructuras colindantes durante movimientos sísmicos. Por este motivo, la estructura debe de estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima, la cual llamaremos “*s*”. Esta distancia se calcula para los dos ejes principales de la estructura y se calculara de la siguiente forma:

- No debe de ser menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios colindantes.
- $s_{min} = 3cm$

Además, no debe de ser menor que los siguientes criterios:

- $s = \frac{0.006h}{2}$
h: altura del edificio desde el nivel del terreno natural
- $\frac{2}{3} * (\text{desplazamiento maximo})$

-Eje X-X

- No se puede usar este criterio, ya que no se cuenta con información sobre los desplazamientos máximos de las estructuras vecinas.
- $s_{min} = 3cm$

Además, no debe de ser menor que los siguientes criterios:

- $\frac{0.006*16.8}{2} = 5.04 cm$
- $\frac{2}{3} * (0.93cm) = 0.62 cm$

Por lo tanto, se elige una junta de 5.5 cm el sentido X-X.

-Eje Y-Y

No se debe de dejar junta sísmica, ya que no hay edificios vecinos para este eje.

4.1 Metrado de cargas

En la tabla 25, se muestra el metrado de una vigueta típica ubicada en el eje A-B.

Tabla 25

Metrado de cargas para el aligerado A-B

Carga muerta			Cargas amplificadas	
Peso propio	0.3 ton/m ² x 0.4 m	0.12 ton/m		
Piso terminado	0.1 ton/m ² x 0.4 m	0.04 ton/m		
	Cm	0.16 ton/m	x 1.4	0.224 ton/m
Carga viva				
Sobrecarga	0.2ton/m ² x 0.4 m	0.08 ton/m		
	Cv	0.08 ton/m	x 1.7	0.136 ton/m
			Wu	0.36 ton/m

Nota. Fuente: Elaboración propia

4.2 Diseño por flexión

Para el diseño de aligerados, se usa las siguientes ecuaciones.

Momento positivo:

$$As_{min}^+ = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d}{fy}$$

$$As_{max}^+ = 0.75 As_b$$

$$As_b = \frac{0.85 \cdot f'c \cdot (hf \cdot be + (\beta \cdot cb - hf) \cdot bw)}{fy}$$

Momento negativo:

$$Mcr = \frac{2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot Ig}{y}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 \frac{1.2 \cdot Mcr}{0.85 \cdot \beta \cdot b \cdot f'c}}$$

$$As_{min}^- = \frac{1.2 \cdot Mcr}{0.85 \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$As_{max}^- = \frac{0.75 \cdot 0.85 \cdot cb \cdot \beta \cdot f'c \cdot b}{fy}$$

Ahora se muestra el modelo matemático de la vigueta del eje A-B

Para el caso de la vigueta típica del eje A-B, se considera empotrado debido a que forman pórticos en los extremos con las placas en las q se apoyan. En la figura 12 se muestra el modelo de esta vigueta.

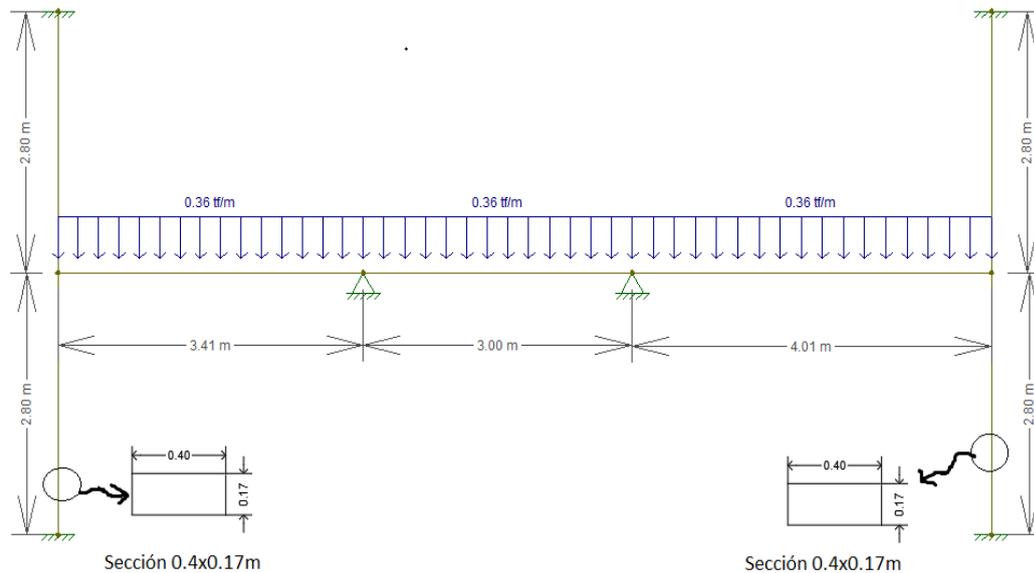


Figura 12. Modelo matemático de la vigueta eje A-B

Elaboración propia

A partir del modelo, se obtiene el siguiente diagrama de momentos flectores:

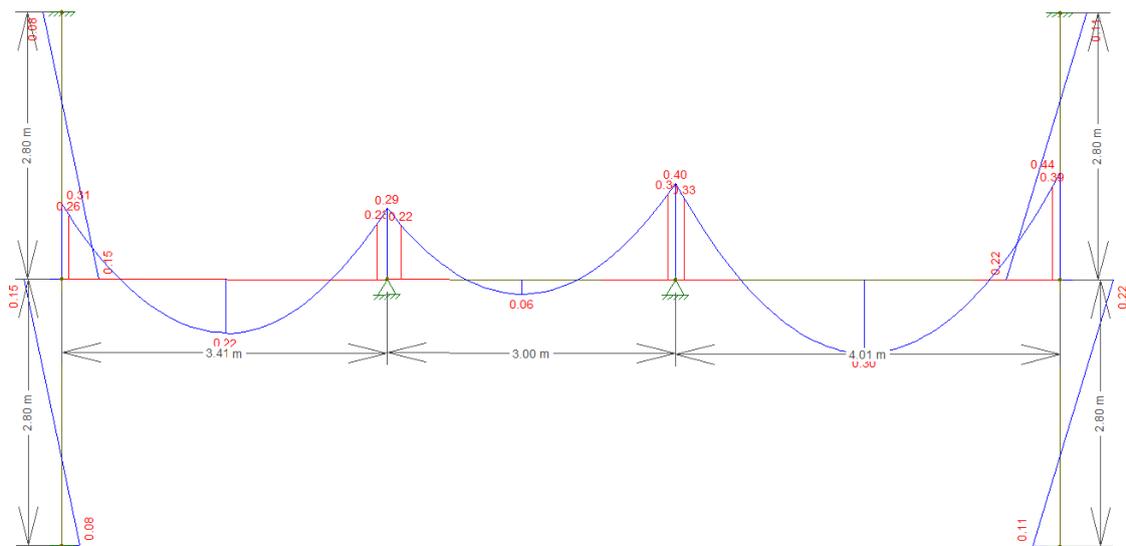


Figura 13. Diagrama de momento flector último de la vigueta entre eje A-B (ton-m)

Elaboración propia

A continuación, se mostrará el cálculo de acero mínimo y máximo del aligerado a diseñar. Para el cálculo de acero máximo, se necesita el acero balanceado. Estos valores se pueden obtener con las ecuaciones mencionadas anteriormente.

Calculo de acero balanceado para el aligerado de 20cm

$$\frac{0.003}{cb} = \frac{4200}{2 \cdot 10^6 \cdot (17 - cb)}$$

$$cb = 10 \text{ cm}$$

Momento positivo

$$As_b = \frac{0.85 \cdot 210 \cdot (5 \cdot 40 + (0.85 \cdot 10 - 5) \cdot 10)}{4200} = 10 \text{ cm}^2$$

$$As_{max}^+ = 0.75 \cdot As_b = 0.75 \cdot 10 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$As_{min}^+ = \frac{0.7 \cdot \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 17}{4200} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Momento negativo

$$M_{cr} = \frac{2 \cdot \sqrt{210} \cdot 11801}{6.79} = 0.5 \text{ ton.m}$$

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - 2 \frac{1.2 \cdot 0.5}{0.85 \cdot 0.85 \cdot 10 \cdot 210}} = 2.36 \text{ cm}$$

$$As_{min}^- = \frac{1.2 \cdot 0.5}{0.85 \cdot 4200 \cdot (17 - \frac{2.36}{2})} = 1 \text{ cm}^2$$

$$As_{max}^- = \frac{0.75 \cdot 0.85 \cdot 10 \cdot 0.85 \cdot 210 \cdot 10}{4200} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Con el diagrama de momentos mostrado anteriormente, se calcula el acero necesario que necesita el aligerado.

Tabla 26

Momento ultimo y acero colocado para el aligerado A-B

	Momento (ton-m)	a (cm)	As necesario (cm^2)	Acero elegido	As colocado (cm^2)
Mu (+)	0.22	0.2	0.34	1Ø3/8"	0.71
Mu (+)	0.06	0.06	0.09	1Ø3/8"	0.71
Mu (+)	0.30	0.28	0.47	1Ø3/8"	0.71
Mu (-)	0.26	0.98	0.42	1Ø1/2"	1.29
Mu (-)	0.23	0.86	0.37	1Ø1/2"	1.29
Mu (-)	0.33	1.25	0.53	1Ø1/2"	1.29
Mu (-)	0.39	1.49	0.63	1Ø1/2"	1.29

Nota. Fuente: Elaboración propia

En la tabla 26 se puede notar que en todos los casos se coloca acero que cumple con las exigencias de la norma E.060 que menciona sobre colocar mayor cantidad que el acero mínimo, pero menor que el acero máximo para evitar una falla frágil.

4.3 Verificación por cortante

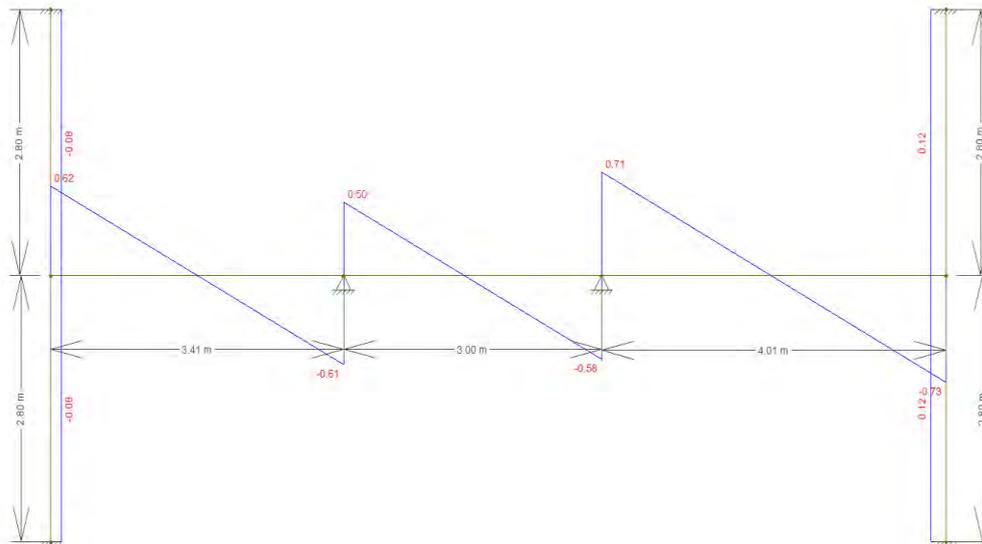


Figura 14. Diagrama de fuerza cortante última de la viga entre el eje A-B (ton)

Elaboración propia

Para verificar que el aligerado no presente falla por corte, se debe de cumplir la siguiente relación:

$$\phi V_c > V_u$$

En el caso de que no se cumpla con la anterior relación, se necesitaran ensanches en la vigueta para evitar la falla por cortante.

La cortante que resiste el concreto (ϕV_c) es la siguiente:

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

En la tabla 27 se muestra las cortante para los 3 tramos del aligerado a una distancia $d=17\text{cm}$ de la cara del apoyo

Tabla 27

Cortante ultima y cortante que resiste el concreto

	Vu (ton)		ϕV_c (ton)
TRAMO 1	0.56	0.55	1.22
TRAMO 2	0.44	0.51	1.22
TRAMO 3	0.65	0.67	1.22

Nota. Fuente: Elaboración propia

La fuerza cortante ultima máxima (V_u) es menor que la resistencia del concreto (ϕV_c) en todos los tramos del aligerado. Se verifica que el aligerado no fallará por cortante y no se usaran ensanches.

4.4 Refuerzo por contracción

En el artículo 9.7 de la norma E.060, se menciona que se debe de colocar refuerzo perpendicular en el aligerado para que pueda soportar los esfuerzos que producen los cambios volumetricos y cambios de temperatura en el concreto. Además, en la norma, se muestra la cuantía mínima que debe de tener para este caso.

Tabla 28

Cuantia para el refuerzo por contraccion y temperatura

Tipo de acero	Cuantía mínima
Barra lisa	0.0025
Barras corrugadas con $f_y < 420 \text{ MPa}$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, $f_y \geq 420 \text{ MPa}$	0.0018

Nota. Tomado de “NTP E.060 CONCRETOARMADO”

Para este caso, se usaron barras corrugadas con un $f_y < 420$ MPa. Por lo tanto, la cuantía mínima es de 0.0018. Con lo que se debería colocar como mínimo 0.9 cm^2 de refuerzo. Por otro lado, se menciona que el espaciamiento de este refuerzo debe de ser como máximo cinco veces el espesor del aligerado, pero como máximo 400 mm.

Por lo tanto, se decide usar 6 mm @ 0.25 cm en el aligerado.

4.5 Deflexión por cargas de servicio y fisuración

En la tabla 9.1 de la norma E.060 se menciona el espesor mínimo que debería tener una losa aligerada para que no se calcule las deflexiones. Para el caso de este edificio se utiliza la relación $l_n/16$. La luz libre es de 3.8 m

$$\text{Peralte mínimo} = \frac{l_n}{16} = \frac{380}{16} = 24 \text{ cm}$$

Como el aligerado es de 20 cm, no se cumple con el peralte mínimo para no verificar la deflexión.

A manera de ejemplo, se calculará la deflexión del aligerado en el primer tramo del aligerado diseñado.

Para obtener la deflexión elástica de este aligerado se usa las expresiones tomadas del apartado 14.7 del libro Apunto del Curso Concreto Armado I, en el cual se muestra la siguiente expresión:

$$\Delta \phi = \frac{5L^2}{48} \frac{(M_{cl}^+ - [0.1(M_i + M_d)])}{E_c I_{ef}}$$

Para obtener la deflexión inmediata, se necesita el módulo del concreto E_c y la inercia efectiva I_{ef} .

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c} = 21\,7370.65 \text{ kg/cm}^2$$

En este caso, se debe de calcular la inercia efectiva para tramos continuos con la siguiente expresión:

$$I_{ef} = \frac{I_{cr1}^- + I_{cr2}^- + 2I_{cr3}^+}{4}$$

A manera de ejemplo se muestra la inercia efectiva para la sección de momento positivo

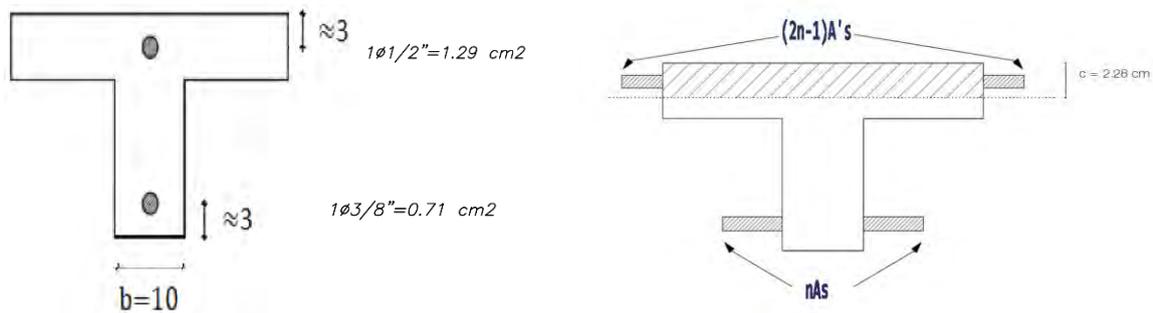


Figura 15. Inercia efectiva para la sección de momento positivo

Elaboración propia

$$I_{ef} = \frac{b \cdot c^3}{3} + A_s \cdot n \cdot (d - c)^2 + (n - 1) \cdot A's \cdot (c - d')^2$$

$$I_{ef} = \frac{40 \cdot 2.28^3}{3} + 0.71 \cdot 9.2 \cdot (17 - 2.28)^2 + (9.2 - 1) \cdot 1.29 \cdot (2.28 - 3)^2$$

$$I_{ef} = 1578.9 \text{ cm}^4$$

Considerando las cargas de servicio de carga muerta y carga viva se tiene los siguientes valores

$$M_i = 0.17 \text{ ton.m}$$

$$M_d = 0.22 \text{ ton.m}$$

$$I_{cr1}^- = I_{cr3}^- = 2148.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr2}^+ = 1578.9 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = \frac{2148.5 + 1578.9 + 2 \cdot 2148.5}{4} = 2006.1 \text{ cm}^4$$

Además, se necesitan los momentos de carga viva y carga muerta para cargas de servicio.

Apoyo izquierdo

$$MCM = 0.14 \text{ ton}$$

$$MVC = 0.07 \text{ ton}$$

$$MCM + MVC = 0.21 \text{ ton}$$

Apoyo central

$$MCM = 0.10 \text{ ton}$$

$$MVC = 0.05 \text{ ton}$$

$$MCM + MVC = 0.15 \text{ ton}$$

Apoyo derecho

$$MCM = 0.13 \text{ ton}$$

MCV=0.07 ton

MCM+MCV=0.20 ton

$$\Delta i = \frac{5(3.41)^2 (M_{cl}^+ - [0.1(M_i + M_d)])}{48 \cdot 217370.65 \cdot 2006.1}$$

Carga muerta $\Delta cm = 0.2$ cm

Carga viva $\Delta cv = 0.09$ cm

Ahora se calculará las deflexiones diferida con la siguiente expresión

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

$$\rho' = \frac{1.29}{40 \cdot 17} = 0.19\%$$

$$\lambda = 1.83$$

Carga muerta $\Delta dcm = 1.83 \times 0.2 = 0.37$ cm

Carga viva $\Delta dcv(30\%) = 1.83 \times 0.09 \times 0.3 = 0.05$ cm

De acuerdo con la tabla 9.2 de la norma E.060, se debe de tener como límite máximo de deflexión $\left(\frac{l}{240}\right)$. Se tiene una luz libre de 3.41m $\left(\frac{3.41}{240} = 1.42$ cm)

Para el cálculo de la deflexión Δdcm , $\Delta dcv(30\%)$ y Δdcv . La suma de estos valores es de 0.51cm, con lo cual se observa que no se excede el límite máximo que exige la norma.

Ahora se comprobará que la fisuración de la viga sea menor al parámetro máximo exigido en la norma E.060. Para este cálculo, se utilizarán las siguientes expresiones.

$$N_{barras} = \frac{A_{total}}{A_{s \text{ mayor diametro}}}$$

$$Act = \frac{2 \cdot dc \cdot bw}{N_{barras}}$$

$$f_s = \frac{M_{servicio}}{A_s \cdot (0.9 \cdot d)}$$

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

$$N_{barras} = \frac{0.71}{0.71} = 1$$

$$Act = \frac{2 \cdot 3 \cdot 10}{1} = 60 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{0.21}{0.71 \cdot (0.9 \cdot 17)} = 1933.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = 1933.17 \sqrt[3]{3 \cdot 60} = 10915 \text{ kg/cm}$$

El límite máximo es de $Z=26\ 000$ kg/cm. Al tener un valor menor, se concluye que el aligerado no tiene problemas de fisuración.

4.6 Corte de fierro

Para tener un presentación más uniforme y económica se realiza los cortes de fierro de la siguiente forma, el cual es un criterio práctico que resulta de la experiencia y cumple con los requerimientos de la norma E.060.

Este criterio se debe de verificar cuando las cargas y/o luces del elemento sean variables. Para ese caso se debe de aplicar las delimitaciones de la norma E.060

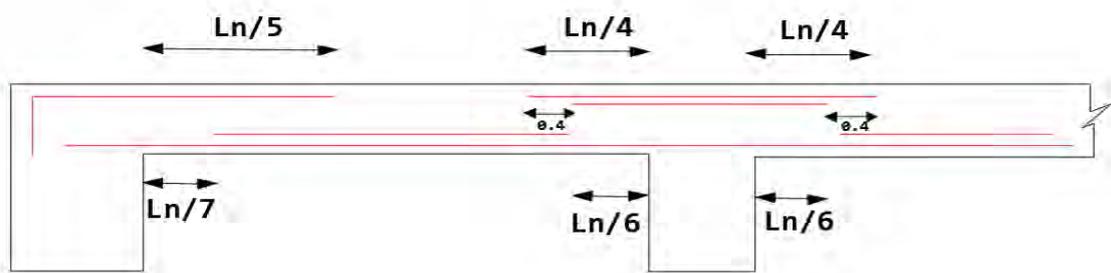


Figura 16. Corte de fierro para vigas y aligerados.

Elaboración propia

4.7 Esquema final del aligerado entre el eje A-B

Después de los cálculos mencionados realizar los cálculos correspondientes, se obtiene la siguiente distribución de acero por flexión. Además, con el criterio usado en la Figura 16, se obtiene el corte de fierro. Los resultados del diseño se muestra a continuación:

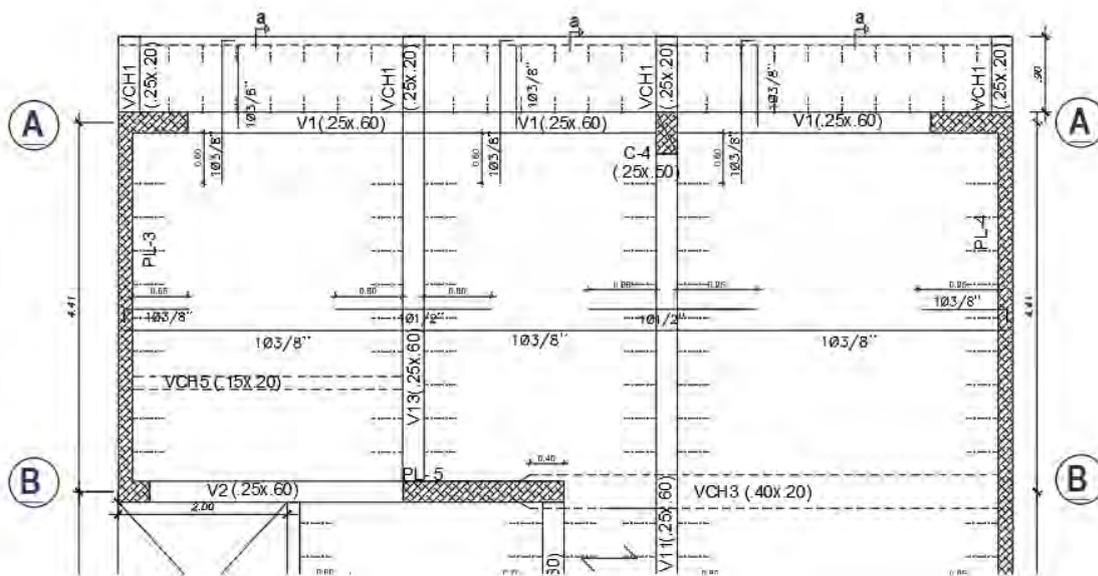


Figura 17. Encofrado típico del aligerado entre el eje A-B

Elaboración propia

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE VIGAS

A manera de ejemplo, se mostrará el diseño de la viga V-11 de 4 tramos que está orientada en el eje Y-Y.

5.1 Metrado de cargas

A continuación, se muestra el metrado de cargas de la viga V-11. Para este caso, se consideró la viga V-11 que se ubica a lo largo del eje 2. Sus extremos terminan en volado, ya que esta viga termina en el balcón. En el caso de que el aligerado no se apoya directamente en la viga, se considera un ancho tributario de cuatro veces el espesor de la losa (80cm) tal como se menciona en el libro Análisis de Edificios. Para el metrado se tiene en cuenta el peso propio, peso de la losa, los tabiques y peso propio. El área tributaria se muestra en la figura 18.

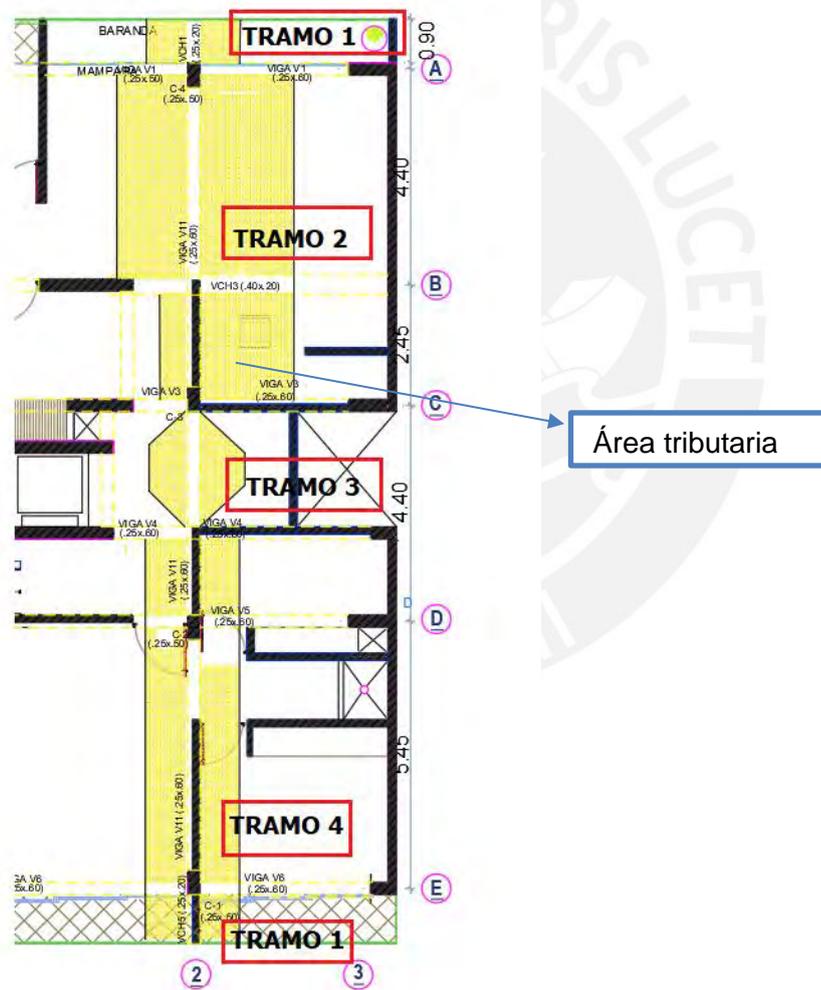


Figura 18. Área tributaria de la Viga V11

Elaboración propia

Se realiza el metrado de cargas de gravedad para cada tramo. Además, se consideró el peso de y estos resultados se muestran a continuación:

Tramo 1

Tabla 29

Metrado de cargas para la VIGA V11 (tramo 1)

Carga muerta			Cargas amplificadas	
Peso propio	2.4 ton/m ³ x0.25mx0.20 m	0.12 ton/m		
Piso terminado	0.1 ton/m ² x1.85 m	0.185 ton/m		
Peso aligerado (h=20cm)	0.3 ton/m ² x 1.6 m	0.48 ton/m		
	Cm	0.79 ton/m	x 1.4	1.11 ton/m
Carga viva				
Sobrecarga	0.2ton/m ² x 1.85 m	0.37 ton/m		
	Cv	0.37 ton/m	x 1.7	1.63 ton/m

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tramo 2

Tabla 30

En este tramo se considerara la fuerza puntual de la viga chata VCH3(solo se considera el peso propio de la viga chata). La carga puntual que le transmite a este tramo es de 0.83 ton

Carga muerta			Cargas amplificadas	
Peso propio	2.4 ton/m ³ x0.25mx0.60 m			
	0.1ton/m ² x(1.38+1.9+0.25)m	0.353 ton/m		
Piso terminado	0.1ton/m ² x(0.54+1.9+0.25)m	0.269 ton/m		
Peso aligerado (h=20cm)	0.3 ton/m ² x (1.38+1.9) m			
	0.3 ton/m ² x (0.54+1.9) m			
Peso tabique	1.35 ton/m ³ x0.15mx2.2m	0.446 ton/m		
P(VCH3)	0.83 ton	0.83 ton	X1.4	1.16 ton
		1.693 ton/m		2.37 ton/m
	Cm	1.805 ton/m	x 1.4	2.53 ton/m

Carga viva			
	0.2ton/m ² x(1.38+1.9+0.25) m	0.706ton/m	
Sobrecarga	0.2ton/m ² x(0.54+1.9+0.25) m	0.538ton/m	
		0.706ton/m	1.2 ton/m
Cv		0.538ton/m	x 1.7 0.91 ton/m

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tramo 3

Tabla 31

Metrado de cargas para la VIGA V11 (tramo 3)

En este tramo se considerara la fuerza puntual de la viga VIGA 4(se considera el peso propio y el peso del tabique). La carga puntual que le transmite a este tramo es de 1.28 ton

Carga muerta			Cargas amplificadas	
Peso propio	2.4 ton/m ³ x0.25mx0.60 m	0.36 ton/m		
Piso terminado	0.1ton/m ² x(0.72+0.91)m	0.163 ton/m		
	0.1ton/m ² x(1.85)m	0.185 ton/m		
Peso maciza/aligerado (h=20cm)	2.4 ton/m ³ x 0.2 m x(0.72+0.91)m	0.782 ton/m		
	0.3 ton/m ² x 1.60 m	0.48 ton/m		
Peso tabique	1.35 ton/m ³ x0.15mx2.2m	0.446 ton/m		
P(VIGA4)	1.28 ton	1.28 ton	X1.4	1.79 ton
Cm		1.305 ton/m		1.83 ton/m
		1.471 ton/m	x 1.4	2.06 ton/m
Carga viva				
Sobrecarga	• 0.2ton/m ² x(0.72+0.91) m	0.326 ton/m		
	• 0.2ton/m ² x1.6m	0.32 ton/m		
Cv		0.326 ton/m		0.55 ton/m
		0.32 ton/m	x 1.7	0.54 ton/m

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tramo 4

En este tramo se considerara las dos fuerzas puntuales de la vigas VCH4(se considera el peso propio y el peso del tabique). Las cargas puntuales que le transmite a este tramo es de 0.63 ton

Tabla 32

Metrado de cargas para la VIGA V11 (tramo 4)

Carga muerta			Cargas amplificadas	
Peso propio	2.4 ton/m ³ x0.25mx0.60 m	0.36 ton/m		
Piso terminado	0.1ton/m ² x1.85m	0.185 ton/m		
Peso aligerado (h=20cm)	0.3 ton/m ² x 1.60 m	0.48 ton/m		
Peso tabique	1.35 ton/m ³ x0.15mx2.2m	0.446 ton/m		
P(VCH4)	0.63 ton	0.63 ton	X1.4	0.88 ton
	Cm	1.471 ton/m	x 1.4	2.06 ton/m
Carga viva				
Sobrecarga	0.2ton/m ² x1.85	0.37 ton/m		
	Cv	0.37 ton/m	x 1.7	0.63 ton/m

Nota. Fuente: Elaboración propia

Con los resultados obtenidos se obtiene la carga ultima de cada tramo. Estos valores se muestran a continuación:

Tramo 1

Cm: 1.11 ton/m

Cv: 1.63 ton/m

Wu: 2.73 ton/m

Tramo 2

Cm: 2.37 ton/m

Cm:2.53ton/m

Cv: 1.2ton/m

Cv:0.91ton/m

Wu: 3.57 ton/m

Wu:3.44 ton/m

P: 1.16 ton

Tramo 3

Cm: 1.83 ton/m

Cv: 0.55 ton/m

Wu: 2.38 ton/m

P: 1.79 ton

Cm: 2.06 ton/m

Cv: 0.54 ton/m

Wu: 2.59 ton/m

Tramo 4

Cm: 2.06 ton/m

Cv: 0.63 ton/m

Wu: 2.69 ton/m

P: 0.88 ton

En la figura 19, se muestra el modelo de la viga V-11 junto con las cargas muerta y viva que esta recibe.

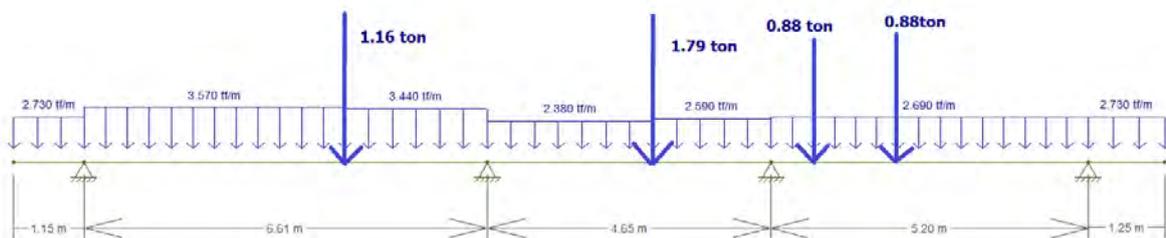


Figura 19. Cargas de gravedad amplificadas para la VIGA V11

Elaboración propia

5.2 Diseño por flexión

A manera de ejemplo se diseñará la VIGA V11 (25x60 cm).

Para realizar el diseño de las vigas se deben tener en cuenta las consideraciones mencionadas en la norma E.060. Es importante tener en cuenta el acero mínimo y máximo para la sección a diseñar.

Acero mínimo

Primero se calcula el acero mínimo y máximo de la sección de 25x60 cm

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 25 * 54}{4200} = 3.24 \text{ cm}^2$$

Acero máximo

El acero máximo debe de ser el 75% del acero balanceado para no tener una falla frágil.

Para

este cálculo, se debe de calcular el acero balanceado.

$$\frac{0.003}{cb} = \frac{4200}{2 * 10^6 * (54 - cb)}$$

$$cb = 31.76 \text{ cm}$$

$$As_b = \frac{0.85 * 0.85 * 31.76 * 210 * 25}{4200} = 28.68 \text{ cm}^2$$

$$As_{max^+} = 0.75 * As_b = 0.75 * 28.68 = 21.51 \text{ cm}^2$$

Para conocer los momentos últimos que soporta la viga, se debe de realizar las combinaciones de carga que se muestran en el ítem 1.5

Con estas combinaciones se realiza el diagrama de momentos últimos que se obtuvieron a partir del programa Etabs, el cual considera la envolvente de todas las combinaciones exigidas por la norma. Los momentos mostrados se ubican a la cara de la viga.

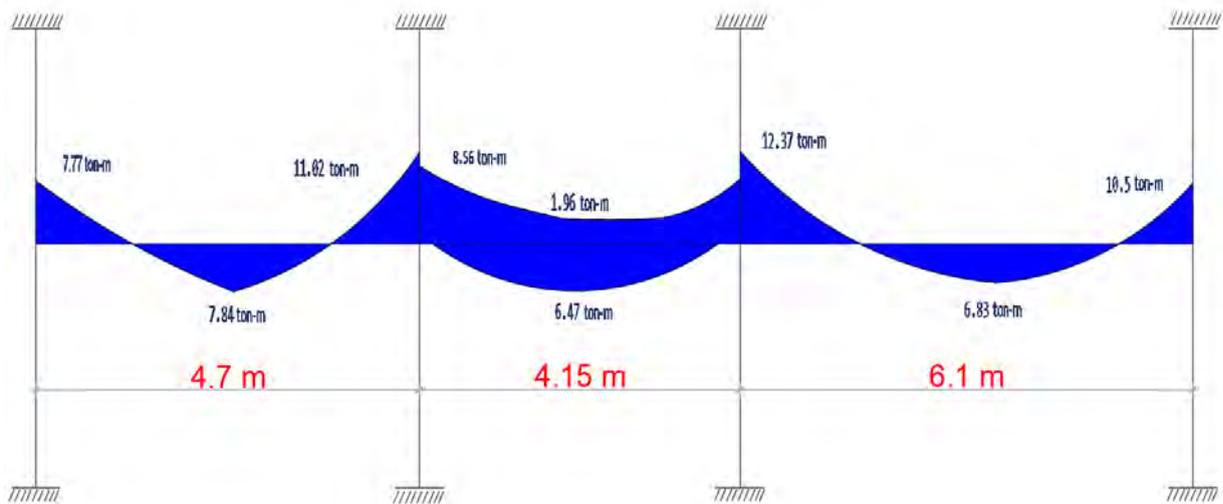


Figura 20. Momentos últimos de la viga V11 (ton-m)

Elaboración propia

A partir del diagrama de momentos flectores mostrado, se calculará el acero necesario para cada tramo de la viga.

Para esta viga, se coloca acero mínimo en ambas direcciones 2Ø5/8 y en las secciones que se necesiten mayor momento se colocan bastones que se muestran en la tabla 33.

Tabla 33

Momento ultimo y acero colocado para la viga V11

	Momento (ton-m)	a (cm)	As necesario (cm ²)	Acero elegido	As colocado (cm ²)
Mu (+)	7.84	3.74	3.98	2Ø5/8"	4
Mu (+)	6.47	3.07	3.26	2Ø5/8"	4
Mu (+)	6.83	3.25	3.45	2Ø5/8"	4
Mu (-)	7.77	3.71	3.94	2Ø5/8"	4
Mu (-)	11.02	5.35	5.68	2Ø5/8" + 1Ø5/8"	6
Mu (-)	8.56	4.1	4.36	2Ø5/8"	4
Mu (-)	1.96	0.91	0.97	2Ø5/8"	4
Mu (-)	12.37	6.04	6.42	2Ø5/8" + 1Ø3/4"	6.84
Mu (-)	10.5	5.08	5.40	2Ø5/8" + 1Ø5/8"	6

Nota. Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que en todos los casos se cumple con los requerimientos de acero máximo y mínimo exigidos por la norma E.060.

5.3 Corte de fierro

Por temas de economía se deben de cortar hasta la longitud donde sea necesario este bastón. Se debe de calcular el momento nominal de las dos barras corridas. Para dos barras de 5/8" se tiene un momento (ΦM_n) de 7.88 ton-m. Con ayuda del programa Etabs, se debe de ubicar a partir de que distancia ya no se necesita colocar los bastones. El punto teórico de corte de fierro se muestra en la figura 21

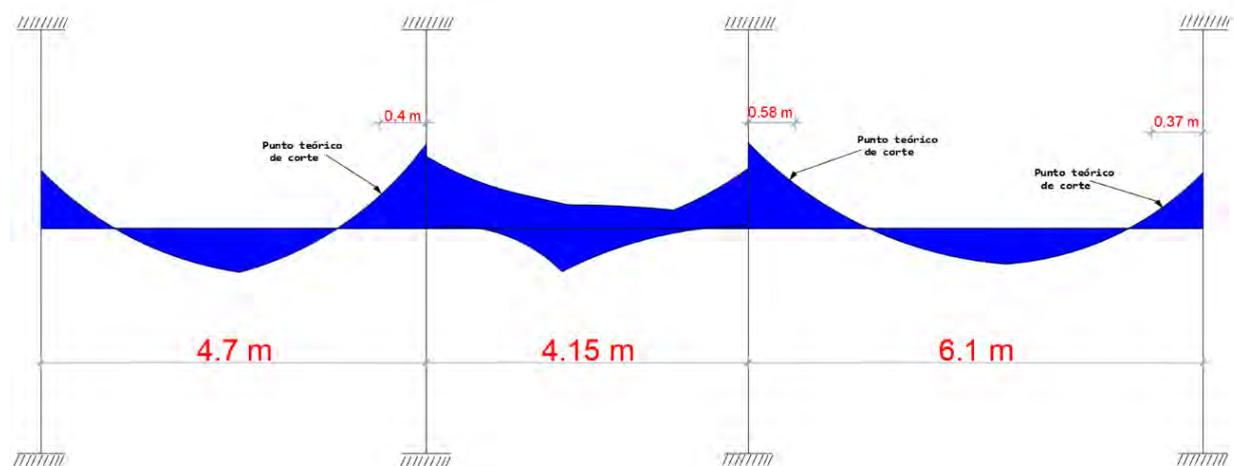


Figura 21. Punto teórico de corte para la viga V11

Elaboración propia

Desde esa distancia se debe de aumentar la mayor longitud entre d o $12db$. Para este caso, la mayor longitud es de $d = 54$ cm.

Con lo que las longitudes finales de los bastones serian de la siguiente manera.

$$0.4 + 0.54 \approx 1 \text{ m}$$

$$0.58 + 0.54 \approx 1.15 \text{ m}$$

$$0.37 + 0.54 \approx 0.95 \text{ m}$$

5.4 Diseño por corte

Para determinar la cortante de diseño, se debe de tener en cuenta el diseño por capacidad y el resultado de la envolvente que incluye las combinaciones de carga.

Las fuerzas cortantes ultimas a una distancia “ d ” de la cara de los apoyos se muestran en la figura 22.

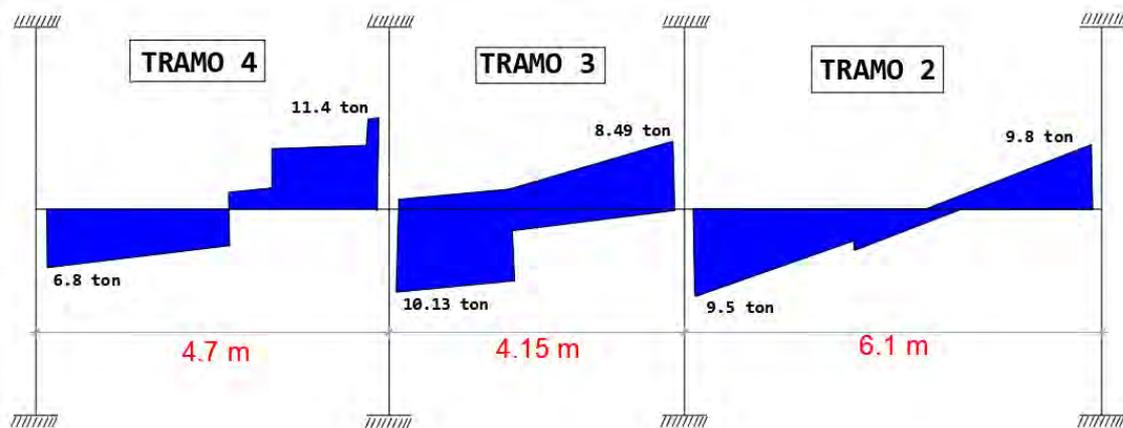


Figura 22. Fuerza cortante para la viga V11

Elaboración propia

5.4.1 Diseño por capacidad

Como se puede notar, la viga V11 es un elemento estructural que trabaja solo para cargas de gravedad, ya que para este sentido Y-Y se cuenta con un área importante de placas, las cuales absorben casi en su totalidad la fuerza cortante que produce el sismo. A manera de ejemplo se hará el diseño por capacidad para esta viga.

Con los requerimientos de la norma, se puede obtener dos valores de cortantes para el diseño por capacidad. De estos valores, se escoge el menor de ellos.

$$\text{Caso a) } V_u = \frac{(M_{nd} + M_{ni})}{l_n} + \frac{w_u \cdot l_n}{2}$$

El primer término, se obtiene a partir del acero colocado y el segundo término es la cortante

isostática que se obtiene de amplificar la carga viva y carga muerta en 1.25, estos valores se obtienen del metrado de cargas realizado en la sección de metrado de cargas.

Se analizará cuando el momento nominal actúe en sentido antihorario y horario.

Sentido antihorario

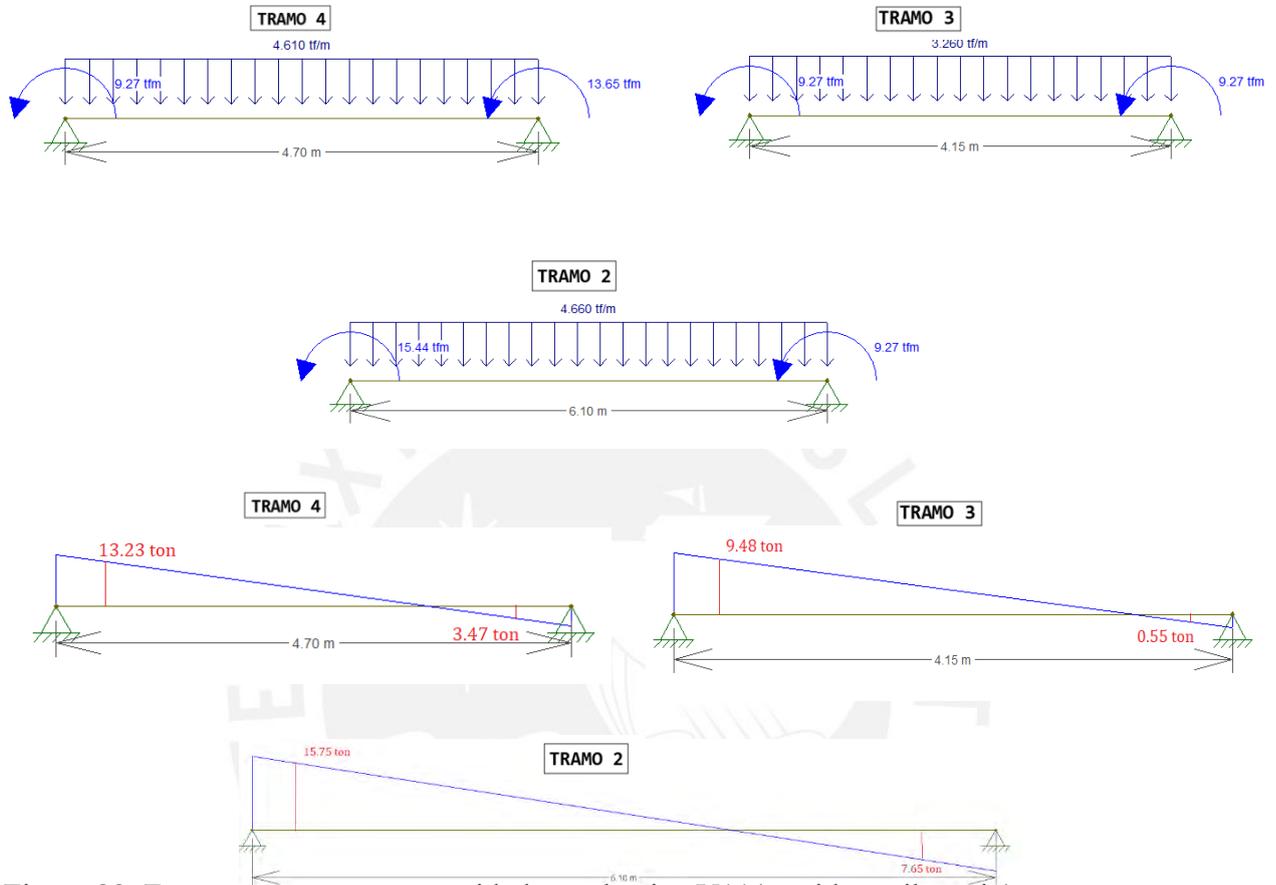
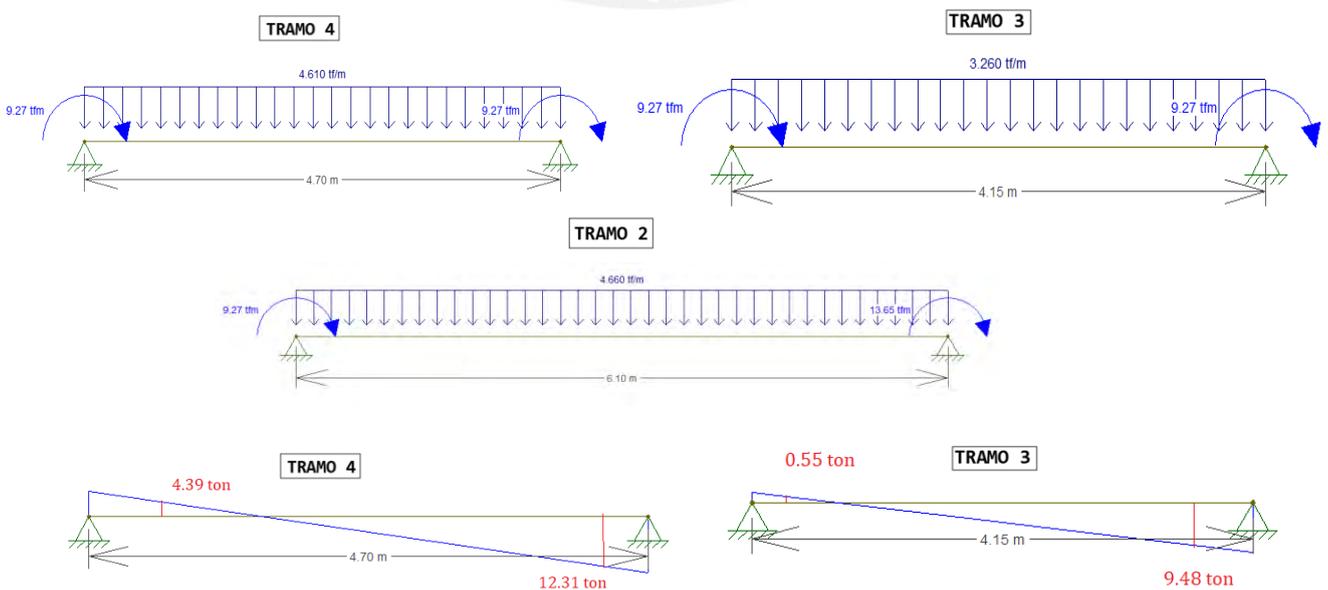


Figura 23. Fuerza cortante por capacidad para la viga V11(sentido antihorario)

Elaboración propia

Sentido horario



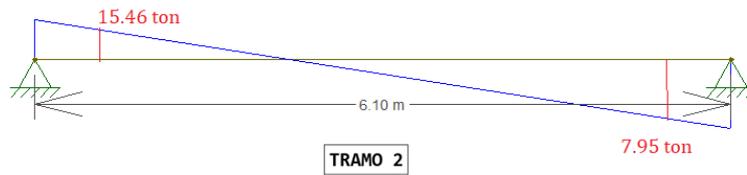


Figura 24. Fuerza cortante por capacidad para la viga V11(sentido horario)

Elaboración propia

Para la carga ultima de cada tramo se usa el metrado de la viga V-11 que se detalló anteriormente

$$\text{Tramo 2 : } W_u = 1.25 (CM+CV) = 1.25(2.53+1.2) = 4.66 \text{ ton-m}$$

$$\text{Tramo 3 : } W_u = 1.25 (CM+CV) = 1.25(2.06+0.55) = 3.26 \text{ ton-m}$$

$$\text{Tramo 4 : } W_u = 1.25 (CM+CV) = 1.25(2.06+1.63) = 4.61 \text{ ton-m}$$

Se debe de considerar, para cada tramo, la fuerza cortante última de las vigas a la distancia “d=54 cm” de la cara de la viga.

Para el tramo 2, la cortante ultima es de 15.75 ton. Para el tramo 3, la cortante ultima es de 9.48 ton. Para el tramo 4, la cortante ultima es de 13.23 ton.

. Caso b) Se debe de obtener la cortante de las siguientes combinaciones con un factor de amplificación de 2.5 para el sismo

$$\text{-) } 1.25(CM+CV) \pm 2.5CS$$

$$\text{-) } 0.9CM \pm 2.5CS$$

Con estas combinaciones, se obtiene los siguientes valores para cada tramo de la viga

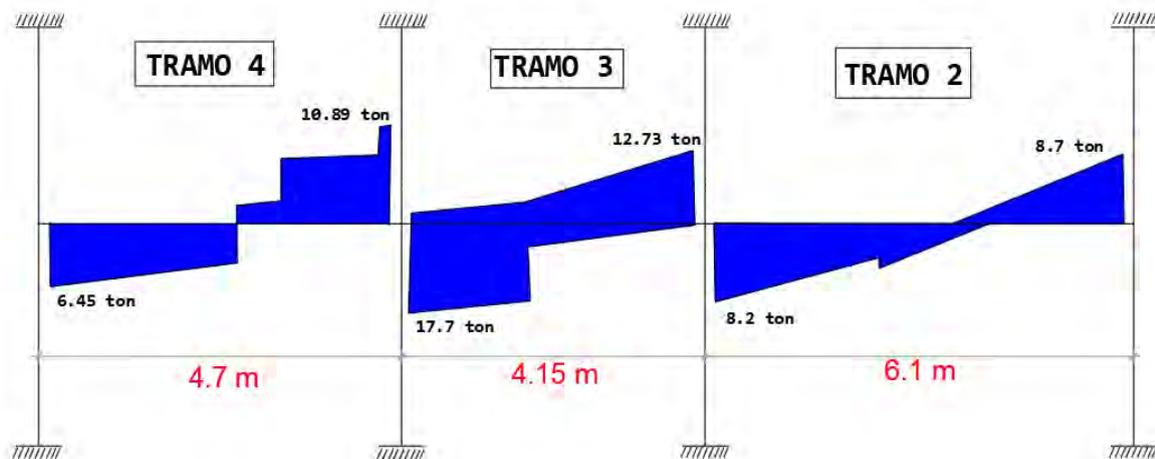


Figura 25. Fuerza cortante por capacidad para la viga V11 (caso b)

Elaboración propia

Tramo 2: $V_u = 8.7$ ton

Tramo 3: $V_u = 17.7$ ton

Tramo 4: $V_u = 10.89$ ton

La norma permite que de los casos a y b se escoge el menor valor para cada tramo. La cortante ultima para el tramo 2 es de 8.7 ton, para el tramo 3 es de 10.13 ton y para el tramo 4 es de 10.89 ton. Por lo tanto, se diseñará con las siguientes cargas:

Tramo 2: $V_u = 8.7$ ton

Tramo 3: $V_u = 10.13$ ton

Tramo 4: $V_u = 10.89$ ton

5.5 Distribución de estribos

Se debe de considerar los requerimientos especificados en el capítulo 21 de la norma E.060.

En toda la sección de la viga se debe de cumplir

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

La resistencia al corte del concreto es

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

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 54 = 10.36 \text{ ton.}$$

Como se puede notar, en los tramos tres y cinco $V_u > \phi V_c$, es decir, se necesitan estribos.

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

En el capítulo 21 de la norma E.060 se menciona que en ambos extremos de la viga se deben de colocar estribos cerrados en una longitud de confinamiento que es igual a dos veces el peralte de la viga. Esta distancia se debe de considerar desde la cara de la viga hacia el centro de la luz de la misma. Para la viga V11, se considera un peralte de 60 cm. La longitud de confinamiento es de dos veces el peralte de la viga ($60 \times 2 = 1.20$ m).

Además, se debe de tener en cuenta el espaciamiento de estos estribos. Para lo cual se mencionan lo siguiente:

- El menor entre $d/4$ o 15 cm
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 24 veces el diámetro del estribo de confinamiento
- 30 cm

Tabla 34

Espaciamiento de estribos de confinamiento

Espaciamiento de estribos confinados	
d/4	15 cm
10db	15.9 cm
24db	22.8 cm
300 mm	30 cm

Nota. Tomado de "NTP E.060 CONCRETOARMADO"

Para la distribución de estos estribos, se debe de tomar el menor valor de la tabla 34. Por consiguiente, el espaciamento debe de ser de 15 cm.

Fuera de la zona de confinamiento se debe de considerar el espaciamento de los estribos de acuerdo a la siguiente expresión:

$$s = \frac{Av*fy*d}{Vs}$$

Tramo 2:

$$Vs = \frac{9.8}{0.85} - 10.36 = 1.16 \text{ ton} \quad s = \frac{2*0.71*4200*54}{3.18} = 277.4 \text{ cm}$$

Tramo 3:

$$Vs = \frac{10.13}{0.85} - 10.36 = 1.55 \text{ ton} \quad s = \frac{2*0.71*4200*54}{1.55} = 207.9 \text{ cm}$$

Tramo 4:

$$Vs = \frac{11.4}{0.85} - 10.36 = 3.04 \text{ ton} \quad s = \frac{2*0.71*4200*54}{3.04} = 105.8 \text{ cm}$$

Un criterio que se menciona a tomar en cuenta es que la distribución máxima de los estribos no debe de exceder a $d/2=27 \text{ cm}$

Con estas disposiciones se obtiene la siguiente distribución de estribos para todos los tramos de esta viga:

□3/8" 1@0.05, 8@0.15, R @0.25

5.6 Control de fisuración

En la norma E.060 se menciona que para cargas de servicio el parámetro Z debe de ser menor a 26 000 kg/cm. Se verificará en los tramos de la viga si se cumple esta condición. En la figura 26 se muestra los momentos de servicio que soporta la viga V11.

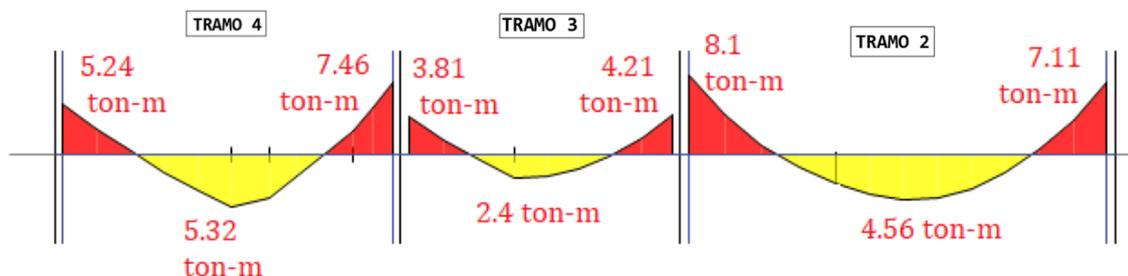


Figura 26. Momentos de servicio para la viga V11

Elaboración propia

Se debe de usar las siguientes expresiones para el cálculo del parámetro Z:

$$N_{barras} = \frac{A_{stotal}}{A_{s \text{ mayor diametro}}}$$

$$Act = \frac{2 * dc * bw}{N_{barras}}$$

$$fs = \frac{M_{servicio}}{As * (0.9 * d)}$$

$$Z = fs^3 \sqrt{dc * Act}$$

Tabla 35

Calculo del parámetro Z

	TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4		
Momento (ton-m)	5.24	5.32	7.46	3.81	2.4	4.21	8.1	4.56	7.11
dc (cm)	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75	5.75
bw (cm)	25	25	25	25	25	25	25	25	25
As	4	4	6	4	4	4	6.84	4	6
N barras	2	2	3	2	2	2	2.41	2	3
Act(cm²)	144	144	95.8	144	144	144	119.37	144	95.8
fs(kg/cm²)	2695.47	2736.6	2558.2	1959.8	1234.5	2165.6	2436.6	2345.6	2438.2
Z(kg/cm²)	25296.5	25682.7	20973.9	18393.1	11586.2	20324.1	21493.9	22013.7	19989.8

Nota. Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar, en todos los tramos de la viga V11 el parámetro Z es menor a 26 000 kg/cm^2 que es lo que se menciona en la norma E.060

5.6 Deflexiones en la viga

En la tabla 9.1 de la norma E.060 se menciona el peralte mínimo de vigas para no verificar deflexiones.

$$\text{Tramo 2: } \frac{ln}{21} = \frac{6.1}{21} = 29 \text{ cm}$$

$$\text{Tramo 3: } \frac{ln}{21} = \frac{4.15}{21} = 19.8 \text{ cm}$$

$$\text{Tramo 4: } \frac{ln}{21} = \frac{4.7}{21} = 22.4 \text{ cm}$$

En todos los tramos la viga es de mayor peralte que el mínimo exigido por la norma para calcular deflexiones. Por lo tanto, no es necesario verificar las deflexiones en la viga.

Sin embargo, se calculará la deflexión de la viga para demostrar que no se exceden los límites permisibles. Se analizará el tramo 4 de la viga V11.

Para obtener la deflexión elástica de este aligerado se usa la tabla 14-3 del libro Apunte del Curso Concreto Armado I, en el cual se muestra la siguiente expresión:

$$\Delta \phi = \frac{5L^2 (M_{cl}^+ - [0.1(M_i + M_d)])}{48 E_c I_{ef}}$$

Para obtener la deflexión inmediata, se necesita el módulo del concreto E_c y la inercia efectiva I_{ef} .

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c} = 21\,7370.65 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

En este caso, se debe de calcular la inercia efectiva para tramos continuos con la siguiente expresión:

$$I_{ef} = \frac{I_{cr1}^- + I_{cr2}^- + 2I_{cr3}^+}{4}$$

A manera de ejemplo se muestra la inercia efectiva para la sección de momento positivo.

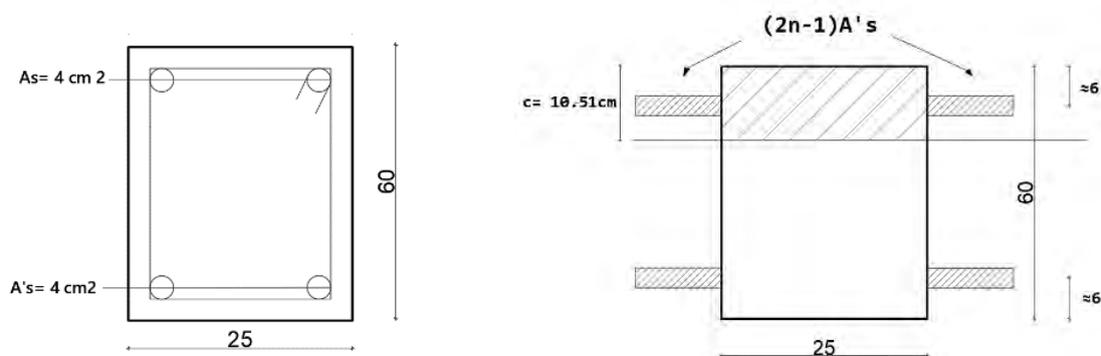


Figura 27. Inercia efectiva para la sección de momento positivo

Elaboración

propia

$$I_{ef} = \frac{b \cdot c^3}{3} + A_s * n * (d - c)^2 + (n - 1) * A's * (c - d')^2$$

$$I_{ef} = \frac{25 * 10.51^3}{3} + 4 * 9 * (54 - 10.51)^2 + (9 - 1) * 4 * (10.51 - 6')^2$$

$$I_{ef} = 78\,415 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr1}^- = I_{cr3}^- = 78\,415 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr2}^+ = 78\,839 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = \frac{3 * 78\,415 + 79\,839}{4} = 78\,318.5 \text{ cm}^4$$

Además, se necesitan los momentos de carga viva y carga muerta para cargas de servicio.

Apoyo izquierdo

$$MCM = 4.14 \text{ ton}$$

$$MCV = 1.1 \text{ ton}$$

$$MCM + MCV = 5.25 \text{ ton}$$

Apoyo central

$$MCM = 4.04 \text{ ton}$$

$$MCV = 1.28 \text{ ton}$$

$$MCM + MCV = 5.3 \text{ ton}$$

Apoyo derecho

$$MCM = 6 \text{ ton}$$

$$MCV = 1.46 \text{ ton}$$

$$MCM + MCV = 7.46 \text{ ton}$$

5.7.1 Deflexión por carga viva

$$\Delta_{cv} = \frac{5(470)^2 (1.28 - [0.1(1.1 + 1.46)])}{48 \cdot 21\,7370.65 \cdot 78\,318.5}$$

$$\Delta_{cv} = 0.0013 \text{ cm}$$

Como la carga viva no actúa siempre al 100%, se recomienda usar una fracción de esta. Se considerará el 30% de esta, como se muestra en el libro de Apuntes del Curso Concreto Armado I.

$$\Delta_{cv}(30\%) = 0.0014 \text{ cm} * 0.3 = 0.0004 \text{ cm}$$

5.7.2 Deflexión por carga muerta

$$\Delta_{cm} = \frac{5(470)^2 (4.14 - [0.1(4.04 + 6)])}{48 \cdot 21\,7370.65 \cdot 78318.5}$$

$$\Delta_{cm} = 0.004\text{cm}$$

Además, se debe de calcular la deflexión diferida. Para este cálculo, se debe de utilizar la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50p'}$$

Donde

ξ : es un parametro que para 5 años o mas tiene el valor de 2

p' : cuantia de acero en compresión(2 Φ 5/8")

$$p' = \frac{4}{25 \cdot 54} \approx 0.3\%$$

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50(0.3\%)} = 1.74$$

$$\Delta_{dcm} = 1.74 \cdot 0.0004 \approx 0.0007 \text{ cm}$$

$$\Delta_{dcv} = 1.74 \cdot 0.004 \approx 0.007 \text{ cm}$$

De acuerdo con la tabla 9.2 de la norma E.060, se debe de considerar el límite de deflexión para pisos que soporten elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños debido a deflexiones grandes($\frac{l}{480}$). La luz libre de este tramo es de 4.70m ($\frac{470}{360} = 1.31 \text{ cm}$). Para el cálculo de la deflexión Δ_{dcm} , $\Delta_{dcv}(30\%)$ y Δ_{dcv} . La suma de estos valores es menor a 1.31cm, con lo cual se observa que no se excede el límite máximo que exige la norma.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE COLUMNAS

6.1 Metrado de cargas

Para realizar el metrado de cargas de las columnas, se considera el peso propio, peso de vigas, peso de losas, la tabiquería y sobrecarga que se encuentren en el área tributaria.

Las columnas deben de ser capaz de transmitir las fuerzas que reciben hacia la cimentación. En la siguiente imagen se muestra la columna considerada para el metrado

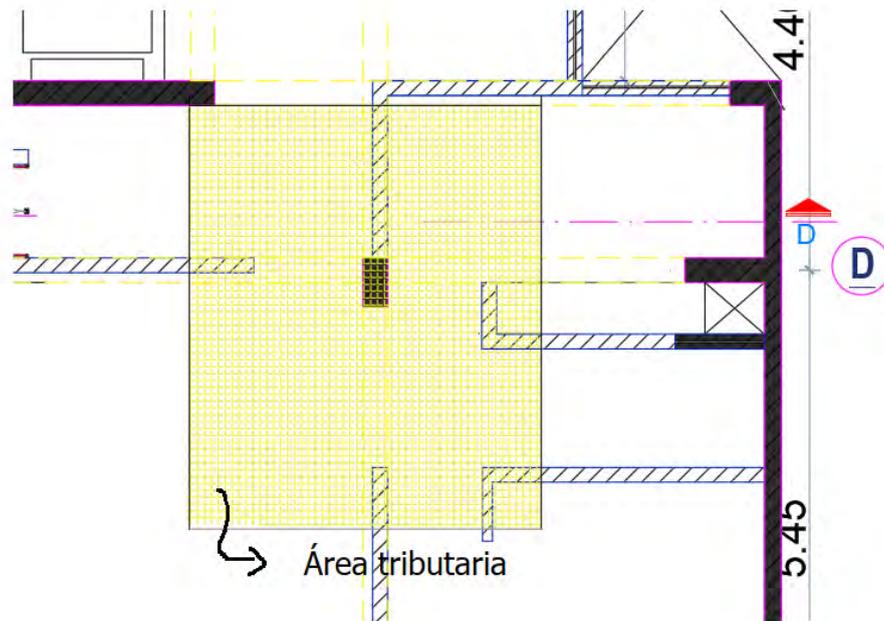


Figura 29. Columna analizada (C2) en el eje 2

Elaboración propia

Primero se realiza el metrado de cargas para un piso típico y luego para la azotea. Los resultados obtenidos se pueden apreciar en las siguientes tablas:

Tabla 36

Metrado de carga muerta para columna de primer piso

Area aligerado (m2)	10.9	
Area tributaria (m2)	12.75	
Carga muerta		
Peso propio	2.4 ton/m ³ x 0.25m x 0.50m x 4m	1.2 ton
Piso terminado	0.1 ton/m ² x 12.75m	1.275 ton
Peso aligerado	0.3 ton/m ² x 7.18m ²	3.27 ton
Peso tabique1	1.35ton/m ³ x 0.15m x 1.48m x 2.2m	0.65 ton
Peso tabique2	1.35ton/m ³ x 0.15m x 2.84m x 2.6	1.49 ton
Peso vigas	2.4ton/m ³ x 0.25m x 0.60m x (2.255m + 1.75m + 1.499m + 0.78m)	2.26 ton
	Cm	10.15 ton

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 37

Metrado de carga muerta para columna de piso típico

Area aligerado (m2)	10.9	
Area tributaria (m2)	12.75	
Carga muerta		
Peso propio	2.4 ton/m ³ x0.25mx0.50mx2.8m	0.84 ton
Piso terminado	0.1 ton/m ² x12.75m	1.275 ton
Peso aligerado	0.3 ton/m ² x10.9m	3.27 ton
Peso tabique1	1.35ton/m ³ x0.15mx1.48mx2.2m	0.65 ton
Peso tabique2	1.35ton/m ³ x0.15mx2.84x2.6	1.49 ton
Peso vigas	2.4ton/m ³ x0.25mx0.60x(2.255m+1.75m+1.499m+0.78m)	2.26 ton
	Cm	9.79 ton

Nota. Fuente: Elaboración propia

Tabla 38

Metrado de carga muerta para columna de azotea

Area aligerado (m2)	10.9	
Area tributaria (m2)	12.75	
Carga muerta		
Peso propio	2.4 ton/m ³ x0.25mx0.50mx2.8m	0.84 ton
Piso terminado	0.1 ton/m ² x12.75m	1.275 ton
Peso aligerado	0.3 ton/m ² x10.9m	3.27 ton
Peso vigas	2.4ton/m ³ x0.25mx0.60x(2.255m+1.75m+1.499m+0.78m)	2.26 ton
	Cm	7.64 ton

Nota. Fuente: Elaboración propia

Para el metrado de la carga viva, se debe de considerar la reducción de sobrecarga que se indica en la Norma E.020.

$$Lr = Lo \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right) \dots\dots\dots (6.1)$$

Después de reducir la sobrecarga, utilizando la ecuación (4), se obtienen los valores de la carga viva mostrados en la siguiente tabla.

Tabla 39

Metrado de carga viva para la columna C-2

Nivel	Sobrecarga azotea		0.1 ton/m ²	
	Sobrecarga piso típico		0.2 ton/m ²	
	Area tributaria (m ²)	Ai (m ²)	Factor de reduccion	Carga viva (ton)
6	12.75	37.678	1.16	1.48
5	25.5	75.356	0.86	3.97
4	38.25	113.03	0.78	5.97
3	51	150.71	0.71	7.69
2	63.25	188.39	0.66	9.25
1	76.5	226.07	0.62	10.67

Nota. Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de columnas, se debe de diseñar por flexión compresión y luego realizar el diseño por cortante. Para el diseño por cortante, se debe de tener en cuenta el diseño por capacidad.

6.2 Diseño por flexo compresión

Para realizar el diseño por flexo compresión, se debe de realizar el diagrama de interacción. La norma E.060 menciona que la cuantía de acero que se debe de considerar para columnas debe de ser entre 1% a 6%. Para realizar el diseño, se debe de asumir una cuantía de acero mínimo (1%). Con este valor, se realiza el diagrama y se verifica que las cargas amplificadas se encuentren dentro del diagrama; si no se cumple esta condición, se debe de aumentar la cuantía de acero hasta que las solicitaciones se encuentren dentro del diagrama de interacción.

La sección de la columna C2 es de 25cm x 50cm. Si se considera 4Ø3/4" + 4Ø5/8" (19.36cm²) se obtiene una cuantía de 1.54%.

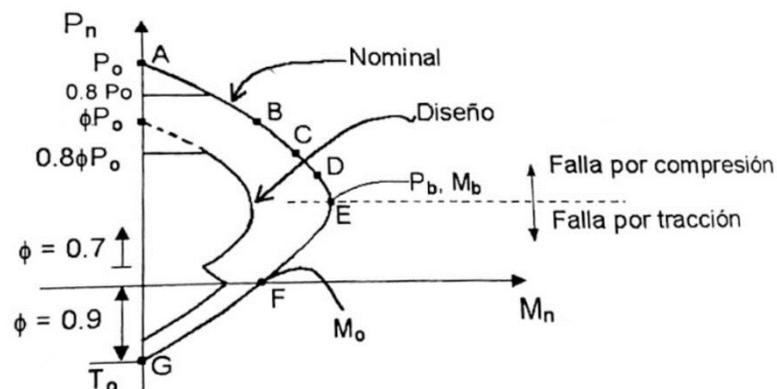


Figura 30: Diagrama de interacción para una columna

Tomada de "Apuntes del Curso Concreto Armado I", por Ottazzi

Elaboración propia

Con la cuantía de acero mencionada anteriormente, se debe de realizar el diagrama de interacción. El cual depende de la geometría de la columna y del acero colocado.

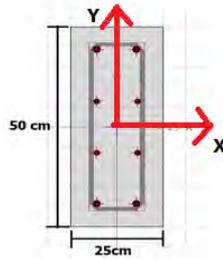


Figura 31. Columna C-2 $4\text{Ø}3/4'' + 4\text{Ø}5/8''$ (19.36cm^2)

Elaboración propia

Además, dentro de este diagrama se deben de ubicar las cargas que se obtienen de las combinaciones de la norma E.060, las cuales se muestran en la tabla 40.

Tabla 40

Combinaciones de cargas ultimas para la columna C2

Combinaciones	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	189.60	0.01	-0.66	0.35	0.01
1.25(CM+CV)+CSX	189.86	0.07	-0.55	0.75	0.34
1.25(CM+CV)-CSX	136.37	-0.06	-0.58	-0.16	-0.32
0.9CM+CSX	123.46	0.07	-0.31	0.59	0.34
0.9CM-CSX	69.98	-0.06	-0.34	-0.32	-0.33
1.25(CM+CV)+CSY	167.25	0.01	-0.42	0.76	0.03
1.25(CM+CV)-CSY	158.99	-0.01	-0.71	-0.18	-0.02
0.9CM+CSY	100.85	0.01	-0.18	0.61	0.03
0.9CM-CSY	92.59	-0.01	-0.47	0.61	0.03

Nota. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentará el diagrama de interacción para ambos sentidos

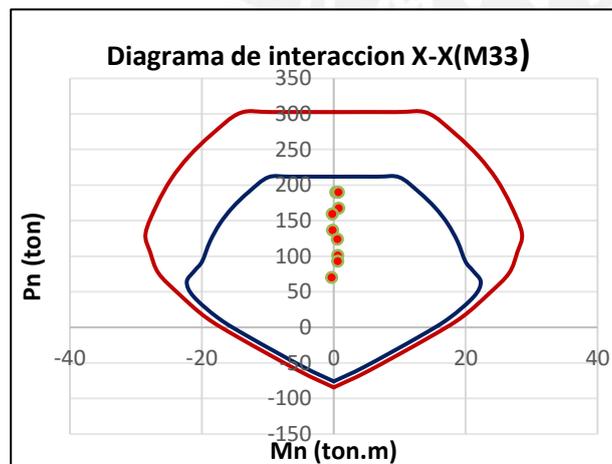


Figura 32. Diagrama de interacción X-X (M22)

Elaboración propia

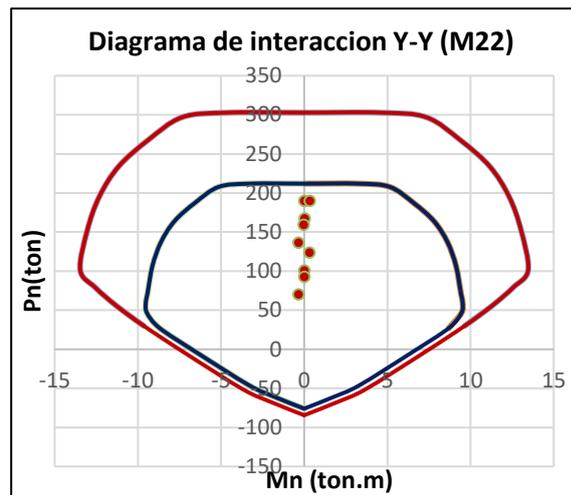


Figura 33. Diagrama de interacción Y-Y (M33)

Elaboración propia

Las combinaciones de cargas ultimas se ubican dentro de los gráficos tanto para el eje X-X y Y-Y y se logra ver que todas están dentro del diagrama de interacción. Por lo que se cumple que el diseño es el adecuado. Además, se considera la misma distribución de acero para todos los pisos debido a que se esta usando la cuantía mínima.

6.3 Diseño por cortante

6.3.1 Diseño por capacidad

En el capítulo 21 de la norma E.060, se especifica los siguientes criterios para obtener la cortante por capacidad

Caso a)

Se analizará la fuerza cortante que se obtenga del diagrama de interacción para el eje X-X y el eje Y-Y.

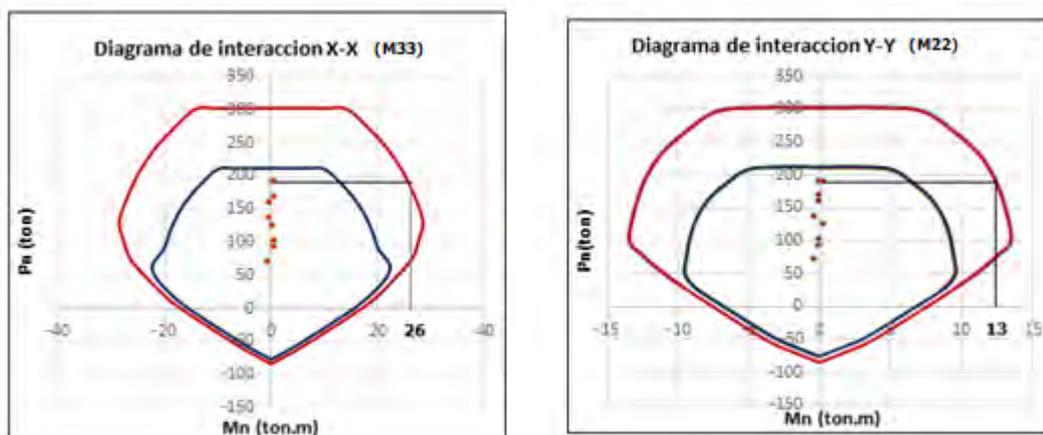


Figura 34: Fuerza cortante que se obtiene para el eje X-X y eje Y-Y

Elaboración propia

De ambos sentidos analizados se obtiene que el mayor valor es de 26 ton.m. Con este valor, se calculará la cortante ultima por capacidad para este caso

$$V_u = \frac{26+26}{2.8} = 18.57 \text{ ton}$$

Caso b)

Se debe de obtener la cortante de las siguientes combinaciones con un factor de amplificación de 2.5 para el sismo

$$\text{-) } 1.25(\text{CM}+\text{CV}) \pm 2.5\text{CS}$$

$$\text{-) } 0.9\text{CM} \pm 2.5\text{CS}$$

Con estas combinaciones, se obtiene los siguientes valores:

Tabla 41

Combinaciones de fuerza cortante ultima para la columna C-2

Combinaciones	V(X-X)ton	V(Y-Y)ton
1.4 CM+ 1.7 CV	0.01	-0.66
1.25(CM+CV)+ CSX	0.162	1.073
1.25(CM+CV)- CSX	-0.169	-0.623
0.9CM+CSX	0.164	0.956
0.9CM-CSX	-0.168	-0.740
1.25(CM+CV)+CSY	0.013	0.875
1.25(CM+CV)-CSY	-0.020	-0.425
0.9CM+CSY	0.014	0.758
0.9CM-CSY	-0.018	-0.542

Nota. Fuente: Elaboración propia

De la tabla anterior se observa que el valor de cortante máxima es $V_u=1.07$ ton

De los dos casos analizados anteriormente, la norma permite realizar el diseño con el menor valor de cortante ultima (1.07 ton). Con este valor obtenido se diseñará por cortante la columna C-2.

El aporte del concreto a resistir la cortante es la siguiente:

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{P_u}{140 * A_g} \right) b_w * d$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} \left(1 + \frac{189.86}{140 * 25 * 50} \right) 25 * 44$$

$$\emptyset V_c = 7.19 \text{ ton}$$

Se puede notar que: $\emptyset V_c > V_u$. Según esta expresión, no se necesitan estribos, ya que la cortante ultima puede ser resistida por el aporte del concreto. Sin embargo, la norma E.060 exige que

se coloque estribos en la zona de confinamiento y luego una separación máxima en la zona central. Las especificaciones mencionadas para la separación de estribos en la zona de confinamiento se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 42

Separación de estribos en la zona de confinamiento

Espaciamiento de confinamiento S_o (cm)	
8 veces el diametro de la menor barra	12.7
Mitad de la menor dimension	12.5
Minimo	10

Nota. Fuente: Elaboración propia

De estos tres valores, se elige el menor que es 10 cm.

La norma E 0.60 señala la longitud de confinamiento que se debe de considerar para columnas.

Estas especificaciones se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 43

Longitud de confinamiento

Longitud de confinamiento L_o (cm)	
Sexta parte de la luz libre	47
Mayor dimension	50
Minimo	50

Nota. Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, se tiene lo siguiente para la zona confinada:

- Distancia de la zona confinada (L_o): 50 cm
- Espaciamiento en la zona confinada (S_o): 10 cm

En la zona central (fuera de la zona de confinamiento) la distribución de estribos que se menciona en la norma E 0.60 se resumen en la siguiente tabla:

Tabla 44

Estribos en la zona central

Zona central (cm)	
16 veces diam de barra long	25.44
48 veces diam de estribo	45.6
Menor dimension	25
Minimo	30

Nota. Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, se considera una separación de 25 cm.

Para la zona de los nudos, se considera un espaciamento de 15cm.

6.4 Esquema final de la columna C-2

Con los calculos mencionados, se muestra la distribucion de acero en la columna C-2

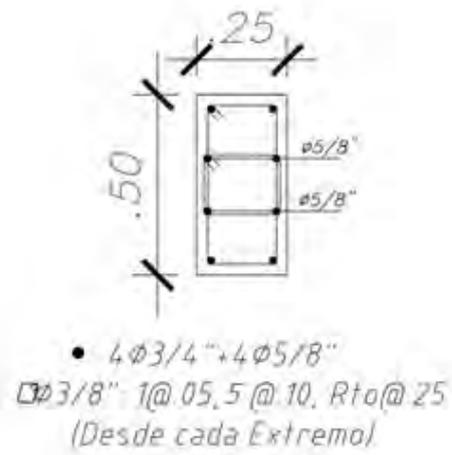


Figura 35: Armadura de la columna C-2

Elaboración propia

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE PLACAS

El diseño para flexo compresión es el mismo que se realizó para columnas. Se coloca una armadura de acuerdo con la cuantía mínima de la norma. Luego, se realiza el diagrama de interacción y se verifica que todas las combinaciones de fuerzas se encuentren dentro del diagrama de interacción. En caso de que no se cumpla esta verificación, se aumenta la cuantía de acero hasta lograr el resultado correcto.

A manera de ejemplo se va a diseñar la placa PL-7 que se ubica en la caja del ascensor.

7.1 Diseño por flexo compresión

Para poder realizar el diagrama de interacción se necesita el acero vertical en la placa PL-7. Se colocará la cuantía mínima en el ala de la placa y para el núcleo se colocará un acero estimado de acuerdo al momento máximo actuante en la placa.

Tabla 45

Cargas del análisis para la placa PL-7

Caso de analisis	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
CM	-136.54	0.05	0.35	-1.56	11.13
CV	-11.75	0.17	0.06	-1.25	4.21
SISMO X-X	41.24	63.58	2.65	30.24	401.73
SISMO Y-Y	3.16	4.90	10.12	68.72	24.58

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Tabla 46

Combinaciones de carga para la placa PL-7

Combinaciones	P (tn)	Vx (tn)	Vy (tn)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	211.13	0.36	0.59	-4.31	22.73
1.25(CM+CV)+CSX	226.60	63.86	3.17	26.73	420.89
1.25(CM+CV)-CSX	144.11	-63.30	-2.14	-33.76	-382.56
0.9CM+CSX	164.13	63.63	2.97	28.84	411.74
0.9CM-CSX	81.64	-63.53	-2.33	-31.65	-391.71
1.25(CM+CV)+CSY	188.52	5.18	10.63	65.20	43.74
1.25(CM+CV)-CSY	182.20	-4.62	-9.60	-72.23	-5.41
0.9CM+CSY	126.04	4.95	10.43	67.31	34.59
0.9CM-CSY	119.72	4.95	10.43	67.31	34.59

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

El momento M3 máximo es de 420.89 ton.m. Con este valor, se calcula cuanto acero se necesitará en los núcleos. Además, en el capítulo 21 de la norma E.060 se menciona que los núcleos deben de extenderse al menos 30 cm en el ala.

$$M_u = \phi * A_s * 0.8L * f_y$$

$$A_s = \frac{420.89 * 10^5}{0.9 * 0.8 * 472 * 4200} = 29.49 \text{ cm}^2$$

Para empezar, se colocará como mínimo en los dos núcleos del vértice 10 Ø 5/8" que se distribuirán simétricamente. En los otros dos núcleos restantes se colocará 12 Ø 5/8". Para el alma de la placa se colocará la cuantía mínima que indica la norma $p_v=0.0025$

$$A_{s \text{ min vertical}} = p_v * b * h$$

$$A_{s \text{ min vertical}} = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Se usarán varillas de 3/8" (0.71 cm²)

$$s = \frac{A_s \text{ colocado}}{A_s \text{ requerido}}$$

$$s = \frac{2 * 0.71}{6.25} \approx 0.2$$

Por lo tanto, en el alma se colocará 3/8" @ 0.20 m.

Después de hacer una verificación que con estos aceros mínimos se pudo notar que se requería mas acero, ya que cuando se ubicaron las fuerzas dentro del diagrama de interacción estabas fuera del diagrama. Se realizo un proceso iterativo hasta tener el acero necesario que cumpla con el diagrama de interacción. Con esta armadura colocada, se realizaron todos los cálculos que se muestran.

Ahora se verificará si se necesitan núcleos confinados en los bordes de la placa PL-7. En la norma E.060 se indica los parámetros a seguir. Para esto se debe de calcular el valor de c límite. Cuando el valor de "c" exceda el valor de "c límite" se debe de colocar elementos de borde

$$c > c \text{ limite}$$

$$c > \frac{lm}{600 * (\delta u / hm)}$$

Donde:

lm : Longitud del muro en el plano horizontal.

hm : Altura del muro.

δu : Desplazamiento lateral inelástico producido por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro.

Se debe de tener en cuenta q el valor $(\delta u / hm)$ no debe de ser menor que 0.005.

$$c \text{ limite} = \frac{lm}{600 * (\delta u / hm)}$$

$$\frac{\delta u}{hm} = 0.001 * 0.75 * \frac{6}{18} = 0.00025$$

Como en valor de $(\delta u / hm)$ es 0.00025, se tomará el valor de 0.005. Con esa restricción, se calcula el c limite.

$$c \text{ limite} = \frac{422}{600 * (0.005)} = 140.67 \text{ cm}$$

Para determinar el valor de “ c ” de la placa PL-7, se realizará una simplificación de la distribución de acero como se muestra en la figura 36.

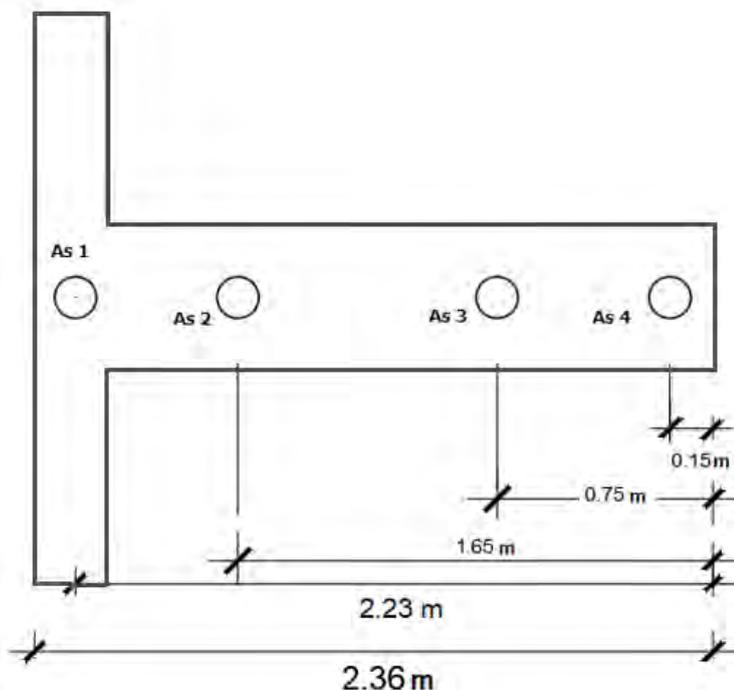


Figura 36: Distribución de acero en la placa PL-7 para el cálculo de “ c ”

Elaboración propia

Con esta distribución de acero, se calcula el valor de “c” que es la distancia del bloque de compresión.

$$As\ 1 = 37.68\ \text{cm}^2\ (8\Phi 3/8'' + 16\Phi 5/8'') \quad d_1 = 2.23\ \text{m}$$

$$As\ 2 = 24.52\ \text{cm}^2\ (8\Phi 5/8'' + 12\Phi 3/8'') \quad d_2 = 1.65\ \text{m}$$

$$As\ 3 = 11.36\ \text{cm}^2\ (16\Phi 3/8'') \quad d_3 = 2.23\ \text{m}$$

$$As\ 4 = 32\ \text{cm}^2\ (16\Phi 3/4'') \quad d_4 = 0.15\ \text{m}$$

Para el cálculo del valor de “c”, se realiza un proceso iterativo el cual depende del equilibrio, en el cual se considera el valor axial máximo del sismo de 226.6 Ton y el momento de 420.89 ton.m. Luego de este procedimiento, se obtiene el valor de “c” igual a 42.71 cm

$$c < c\ \text{limite}$$

Como el valor de “c” es menor q el valor de “c limite” no se necesitará elementos de borde en la placa. Sin embargo, en el artículo 21.9.7.5 de la norma E. 060 se menciona otra forma de verificar si se necesitan núcleos en la placa. Se debe de calcular el esfuerzo a compresión en el extremo de la placa y este valor debe de ser mayor a $0.2f'c$ para colocar núcleos confinados.

$$\sigma = \frac{P}{t * lm} + \frac{6 * M}{t * lm^2} > 0.2f'c$$

$$\sigma = \frac{226.6}{0.25 * 422} + \frac{6 * 420.89}{0.25 * 422^2} > 0.2 * 210$$

$$782.11\ \text{ton}/\text{m}^2 > 420\ \text{ton}/\text{m}^2$$

Como el esfuerzo es mayor al indicado en la norma E.060 se deben de colocar núcleos en la placa.

Además, se debe de tener en cuenta que en donde se requiera núcleos confinados el refuerzo vertical debe de extenderse un valor mayor entre lm , $Mu/4vu$ o la altura de los dos primeros pisos.

El elemento de borde debe de extenderse horizontalmente desde el extremo en compresión hasta una distancia no menor a $c - 0.1lm$ y $0.5c$.

Lo mencionado anteriormente se resumen en la figura 37.

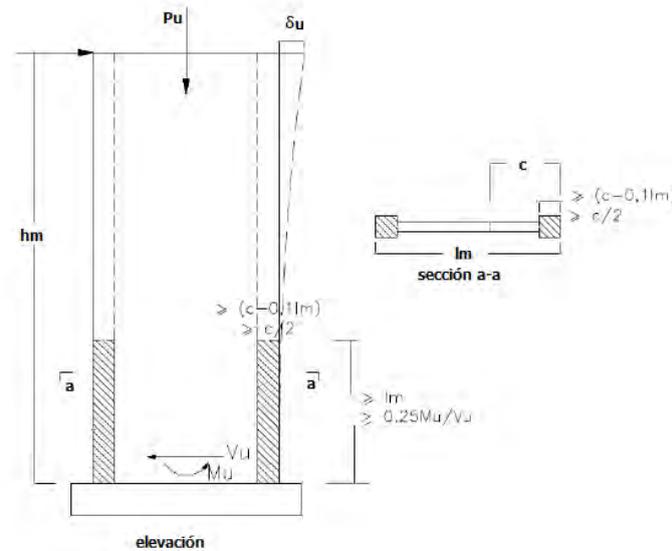


Figura 37: Elementos confinados de borde (núcleos) en muros

Nota. Tomado de “NTP E.060 CONCRETOARMADO”

Ahora se calculará la distancia hasta el cual se debe de extender estos elementos de borde.

$$c - 0.1lm = 42.71 - 0.1 * 422 = 0.51 \text{ cm}$$

$$0.5 * c = 0.5 * 42.71 = 21.36 \text{ cm}$$

Además, en el artículo 21.9.7.6 de la norma E.060 se menciona que el núcleo se debe de extender al menos 30 cm dentro del ala de la placa. Por lo tanto, el núcleo se extenderá hasta esta dimensión de 30 cm y en los extremos de 40 cm.

Con esta distribución de acero se realiza el diagrama de interacción para la placa PL-7, los cuales se muestran en las figuras 38 y 39

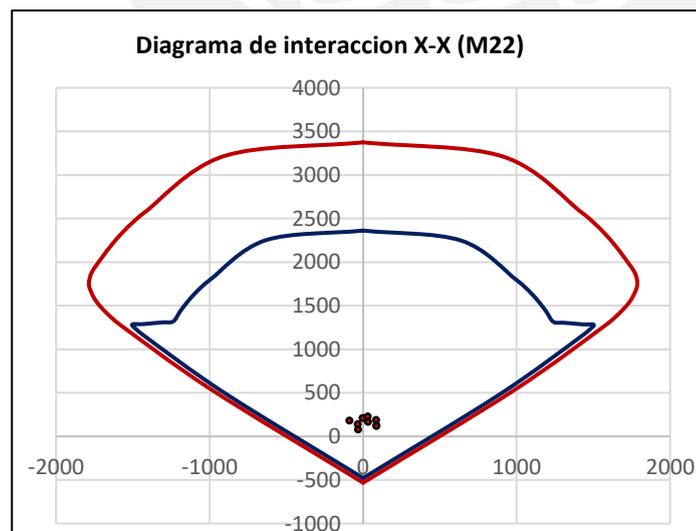


Figura 38: Diagrama de interacción X-X(M22) de la placa PL7

Elaboración propia

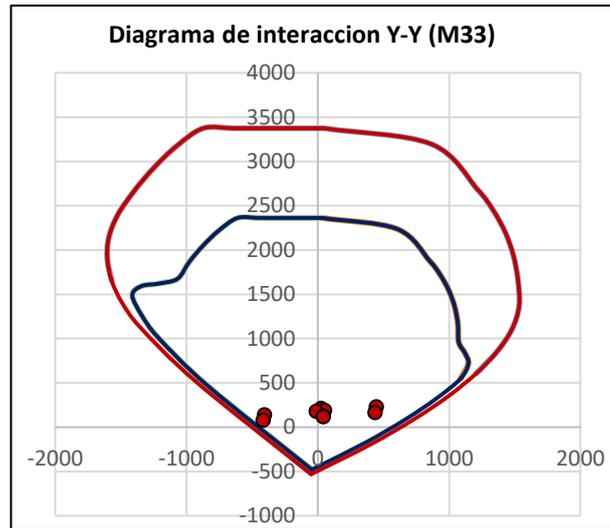


Figura 39: Diagrama de interacción Y-Y(M33) de la placa PL7

Elaboración propia

Como todas las fuerzas de las combinaciones de cargas están dentro del diagrama de interacción tanto para el eje X-X y el eje Y-Y, el acero colocado cumple con el diseño por flexo compresión.

7.2 Diseño por capacidad

Se calculará hasta que altura se debe de realizar el diseño por capacidad.

Tabla 47

Calculo de altura para el diseño por capacidad.

	Eje X-X	EJE Y-Y
lm (m)	4.22 m	4 m
4Mu/Vu	1.58 m	1.7 m
2 pisos	5.75 m	5.75 m

Nota. Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, para esta placa, la altura hasta que se debe de hacer el diseño por capacidad es hasta los 2 primeros pisos (5.75 m).

Para el cálculo de ϕV_c se usa la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 * \alpha * \sqrt{f'_c} * t * l$$

Donde α se debe de calcular de acuerdo a lo especificado en el capítulo 11 de la norma E.060

$$\text{Si } h_m/l_m < 1.5, \alpha = 0.8$$

$$\text{Si } h_m/l_m > 2, \alpha = 0.53$$

En la siguiente tabla se calcula ϕV_c de la placa PL7 para el eje X-X y el eje Y-Y

Tabla 48

Calculo de la resistencia del concreto

	Eje X-X	Eje Y-Y
hm (m)	16.95	16.95
lm (m)	4.22	4.00
hm/lm	4.02	4.23
α	0.53	0.53
ϕV_c (ton)	55.10	52.23

Nota. Fuente: Elaboración propia

La cortante ultima para el eje X-X es de 63.58 ton y la cortante ultima para el eje Y-Y es de 10.12 ton.

En el capítulo 21 de la norma E.060, se menciona que la cortante ultima se debe de ajustar a la capacidad de flexión instalada del muro.

$$Vu' = Vua \left(\frac{Mn}{Mua} \right)$$

Donde:

Vua : Cortante amplificado proveniente del análisis.

Mua :Momento amplificado proveniente del análisis.

Mn : Momento nominal resistente del muro (depende del acero colocado en el muro) y se asocia a la carga P_u

$\frac{Mn}{Mua}$: No debe de tomarse mayor a R (6). Se usará como máximo el valor de 6 para el eje Y-Y

Ahora se calculará VU' por capacidad para el eje X-X y el eje Y-Y

Tabla 49

Calculo de la cortante ultima (VU')

	Eje X-X	Eje Y-Y
Mn (ton.m)	850	900
Mua (ton.m)	401.73	68.72
Vu'(ton)	134.53	60.72
Vua (ton)	63.58	10.12
p horizontal mínima	0.0025	0.0020
p vertical mínima	0.0025	0.0015

Nota. Fuente: Elaboración propia

Con esta cuantía, se calculará el acero horizontal y vertical de las placas. Además, se verificará que el cortante máximo ($\emptyset V_n$) sea mayor al cortante ultimo por capacidad.

$$\begin{aligned} \text{Eje X: } \quad \emptyset V_n &= 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 0.25 * 0.8 * 4.22 \\ \emptyset V_n &= 270.3 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Eje Y: } \quad \emptyset V_n &= 0.85 * 2.6 * \sqrt{210} * 0.25 * 0.8 * 4 \\ \emptyset V_n &= 256.2 \text{ ton} \end{aligned}$$

Para ambos casos se verifica que $\emptyset V_n > V_u$ capacidad

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

$$\text{Eje X: } \quad V_s = \frac{134.53}{0.85} - \frac{55.1}{0.85} = 93.45 \text{ ton}$$

Se calculará el espaciamiento considerando dos mallas de $\emptyset 3/8''$

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_s * f_y * d}{V_s} \\ s &= \frac{2 * 0.71 * 4200 * 0.8 * 422}{9345} = 21.54 \text{ cm} \end{aligned}$$

Considerando la cuantía mínima se obtiene:

$$p \text{ horizontal mínima} = 0.0025$$

$$A_{sh} = 0.0025 * 100 * 25 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Si se usa dos mallas de $\emptyset 3/8''$

$$s = \frac{0.71 * 2}{6.25} = 23 \text{ cm}$$

Se usará $\emptyset 3/8''$ cada 20 cm

$$p_{\text{horizontal}}(\text{real}) = \frac{2 * 0.71}{0.20 * 100 * 25} = 0.000568$$

$$p_{\text{vertical}} = 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - \text{hm/lm}) \cdot (p_{\text{horizontal}} - 0.0025)$$

Como la relación hm/lm es mayor que 2.5, el resultado de la anterior expresión es negativa.

Por lo tanto, se tomará la cuantía mínima vertical.

Se usará $\emptyset 3/8''$ cada 20 cm

$$\text{Eje Y: } V_s = \frac{60.72}{0.85} - \frac{52.23}{0.85} = 9.64 \text{ ton}$$

Se calculará el espaciamiento considerando dos mallas de $\emptyset 3/8''$

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

$$s = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 0.8 * 200}{9640} = 99 \text{ cm}$$

Ahora se verificará la separación considerando la cuantía horizontal mínima.

$$p_{\text{vertical}} \text{ mínima} = 0.0020$$

$$A_{sh} = 0.0020 * 100 * 25 = 5 \text{ cm}^2$$

Si se usa dos mallas de $\emptyset 3/8''$

$$s = \frac{0.71 * 2}{5} = 28 \text{ cm}$$

Se usará $\emptyset 3/8''$ cada 25 cm

$$p_{\text{vertical}} = 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - \text{hm/lm}) \cdot (p_{\text{horizontal}} - 0.0025)$$

Como la relación hm/lm es mayor que 2.5, el resultado de la anterior expresión es negativa. Se usará la p_{vertical} mínima de 0.0015

$$A_{sv} = 0.0015 * 100 * 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{0.71 * 2}{3.75} = 38 \text{ cm}$$

Para facilidad de armado y proceso constructivo se decide usar dos mallas de $3/8@0.25$.

Además, en la norma E.060 se menciona que el espaciamiento dentro de estos elementos de borde no debe de ser mayor a lo siguiente:

- Diez veces el diámetro de la barra longitud confinada de mayor diámetro
($10 * 1.59 = 15.9 \text{ cm}$)
- La menor dimensión de la sección transversal del núcleo (25 cm)
- 250 mm

Por lo tanto, la separación de estribos dentro del núcleo debe de ser $3/8 @ 0.25 \text{ cm}$

7.3 Esquema final de la placa

La distribución final de la placa PL-7 es la siguiente:

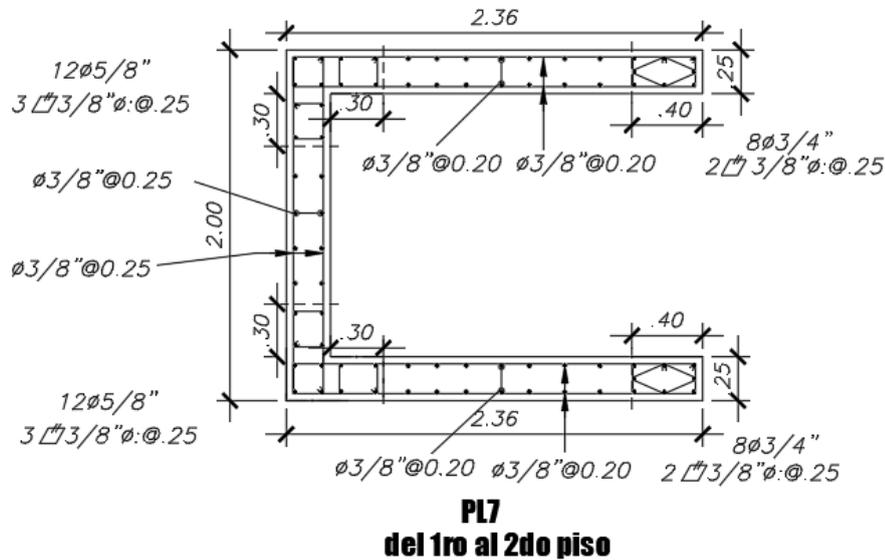


Figura 40: Armadura final de la placa PL7 (1er piso al 2do piso)

Elaboración propia

A partir del 3er piso hasta el último nivel, se puede cambiar la cantidad de acero que se coloca en el núcleo de la placa debido a que las fuerzas en pisos superiores son menores a que en la base del edificio.

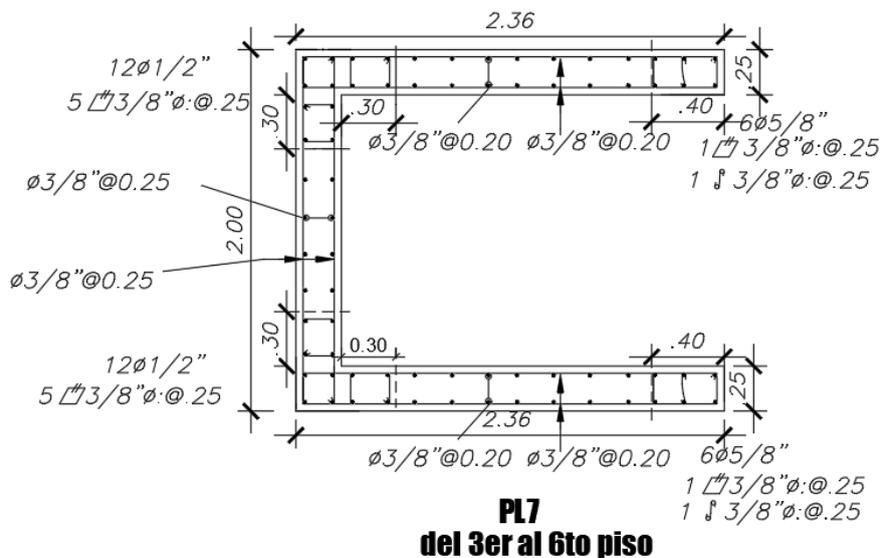


Figura 41: Armadura final de la placa PL7 (3er piso al 6to piso)

Elaboración propia

CAPITULO 8: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Para empezar con el dimensionamiento de la zapata que se realizara, se debe de tener en cuenta la presión admisible del suelo. Para este edificio, se considera la presión admisible de 4kg/cm². Para las dimensiones que se obtenga, se deben de considerar las cargas en servicio y cargas sísmicas. Según la norma E.060, las cargas provenientes de las solicitaciones sísmicas se pueden reducir en un 80%. Además, se puede considerar hasta un 30% más en la presión admisible del suelo para cargas temporales como las solicitaciones sísmicas.

Como se tiene un suelo bueno, se puede considerar el peso propio de la zapata como un 5% de la carga axial que se presenta.

8.1 Diseño de zapata aislada

A modo de ejemplo, se diseñará la cimentación de la placa PL-5. Si bien es cierto, la cimentación de esta placa se va a conectar con una viga a la cimentación de la placa PL-3, con lo cual las resistencias van a ser diferentes a que se trabaje con una zapata aislada. Para mostrar esta diferencia, se harán los cálculos como si fuera una zapata aislada y posteriormente con la ayuda del programa Safe se mostrará los resultados de esta zapata conectada.

Para la placa PL5, Se tienen las siguientes cargas:

Tabla 50

Cargas de servicio para la placa PL-5

	P(ton)	Mx (ton*m)	My (ton*m)
Carga muerta	67.36	0.22	2.1
Carga viva	10.87	0.05	0.53
DIN X-X	18.02	0.23	69.26
DIN Y-Y	1.85	0.38	7.37

Nota. Fuente: Datos obtenidos del software ETABS

Para calcular el área tentativa, se considera el 90% de la capacidad portante del suelo, ya que no se están considerando los momentos.

$$\text{Área tentativa} = \frac{1.05 * (67.36 + 10.87)}{0.9 * 40} = 2.3 \text{ m}^2$$

Además, se consideró volados de 40 cm en ambas direcciones para poder asegurar la longitud del gancho. Se considerará las siguientes dimensiones

B= 2.7 m y L= 1.05 m

Ahora se verificará que las presiones en la zapata sean menores que la presión admisible del suelo.

1era verificación (Solo con cargas de gravedad)

$$\sigma = \frac{(67.36 + 10.87) * 1.05}{2.7 * 1.05} \pm \frac{6 * (0.22 + 0.05)}{2.7 * 1.05^2} = \text{ton/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 29.52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 28.43 \text{ ton/m}^2$$

Como el valor es menor a 40ton/m² las dimensiones con estas condiciones son la adecuada

2da verificación (incluye sismo en X-X)

$$\sigma = \frac{(67.36 + 10.87 + 18.02) * 1.05}{2.7 * 1.05} \pm \frac{6 * (0.22 + 0.05 + 0.23)}{2.7 * 1.05^2} \pm \frac{6 * (2.1 + 0.53)}{2.7^2 * 1.05}$$

$$\sigma_{max} = 38.72 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 32.58 \text{ ton/m}^2$$

Como el valor menor a 40ton/m² las dimensiones con estas condiciones son la adecuada

3ra verificación (incluye sismo en Y-Y)

$$\sigma = \frac{(67.36 + 10.87 + 1.85) * 1.05}{2.7 * 1.05} \pm \frac{6 * (0.22 + 0.05)}{2.7 * 1.05^2} \pm \frac{6 * (2.1 + 0.53 + 7.37)}{2.7^2 * 1.05}$$

$$\sigma_{max} = 34.91 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 24.41 \text{ ton/m}^2$$

Como el valor menor a 40ton/m² las dimensiones con estas condiciones son la adecuada.

En las tres verificaciones realizadas se puede notar que el esfuerzo de la zapata es menor al esfuerzo admisible del suelo. Por lo tanto, las dimensiones son las correctas.

El esfuerzo máximo para diseñar la zapata es de 38.72 ton/m². A este esfuerzo, se le multiplicara por 1.25 ya que proviene de la verificación q incluye sismo

$$\sigma_u = 38.72 * 1.25 = 48.4 \text{ ton/m}^2$$

Con el programa Safe se tienen los siguientes resultados

En la siguiente figura, se muestran el modelo utilizado en el software Safe para el análisis de la cimentación de la placa PL5

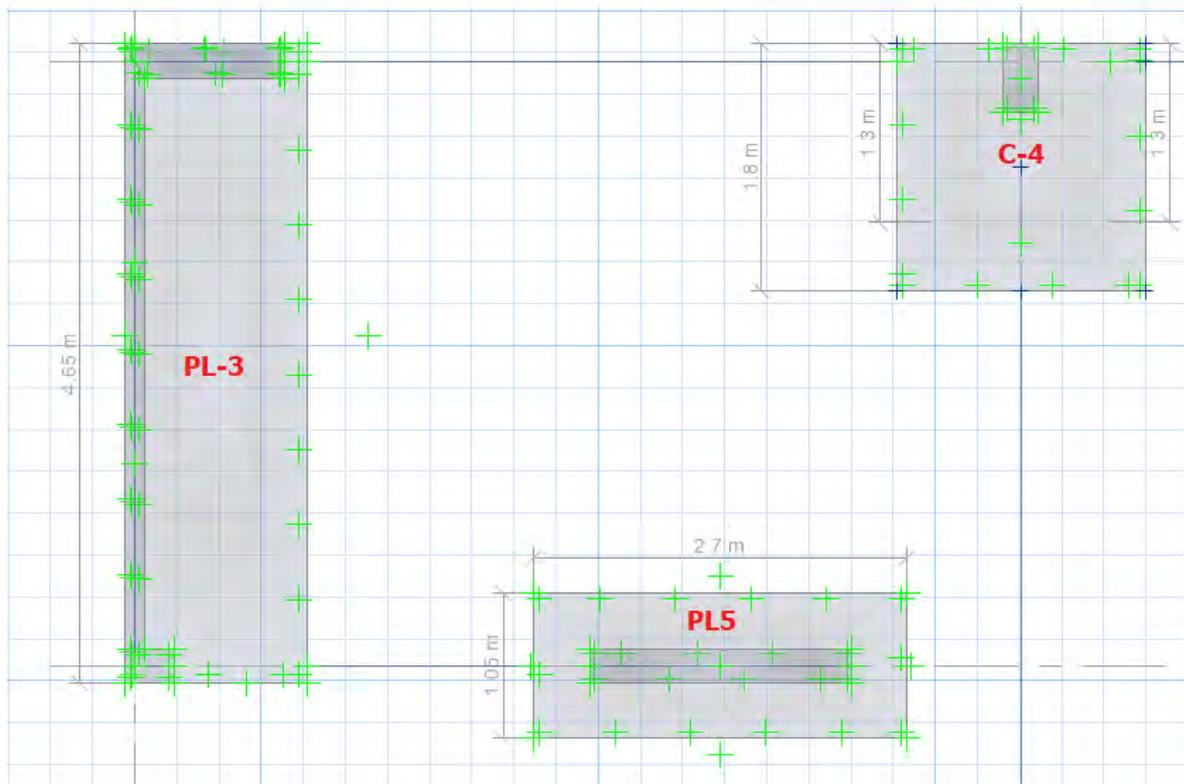


Figura 42: Cimentación para las placas PL-3, PL-5, C-4.

Obtenido del software SAFE 2016

Ahora se debe de verificar los esfuerzos que se producen la placa PL5 tanto para las cargas de servicio como para las fuerzas del sismo



Figura 43: Presiones en la cimentación debido a las cargas de servicio

Obtenido del software SAFE 2016

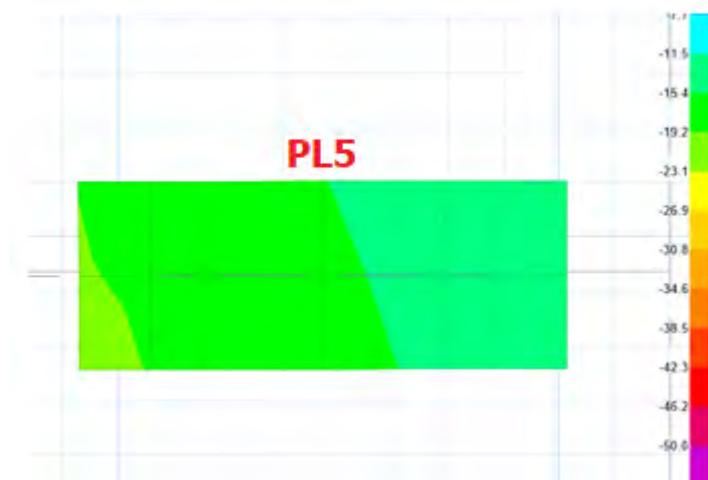


Figura 44: Presiones en la cimentación debido a las fuerzas sísmicas en el eje X-X

Obtenido del software SAFE 2016

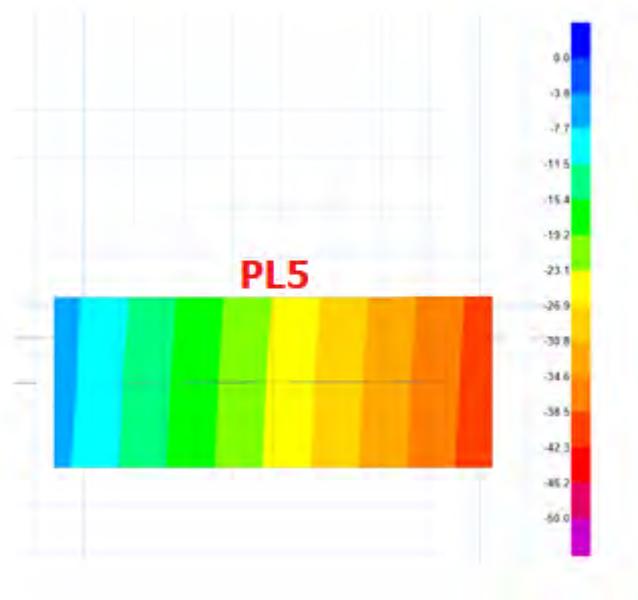


Figura 45: Presiones en la cimentación debido a las fuerzas sísmicas en el eje Y-Y

Obtenido del software SAFE 2016

Como se puede observar en las anteriores imágenes, los valores de los esfuerzos son menores debido a que esta zapata está conectada con una viga. Para efectos de diseño, se diseñará con la carga última considerando como si fuera una zapata aislada

8.1.1 Diseño por punzonamiento

Para el diseño por punzonamiento es necesario calcular el perímetro y el área de la sección crítica. Esta sección depende del peralte que se considere. La sección crítica se ubica a una distancia " $d/2$ " para ambos ejes.

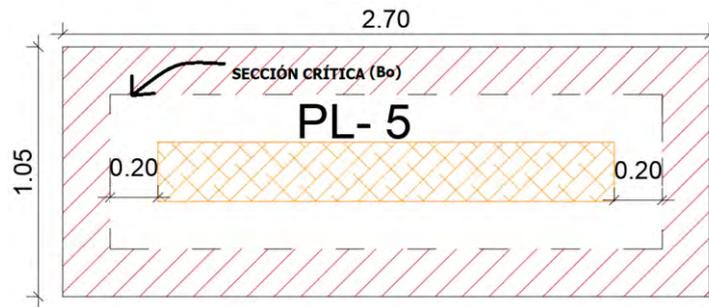


Figura 46: Sección crítica para el diseño por punzonamiento

Elaboración propia

Se considera un peralte de 0.5m y un peralte efectivo llamado “d” que es de 0.4 m

Con lo que se obtiene

$$B_o = 2(0.4 + 1.9) + 2(0.4 + 0.25) = 9.1 \text{ m}$$

$$A_o = 2.3 \times 0.65 = 1.5 \text{ m}^2$$

$$A_t = 2.7 \times 1.05 = 2.84 \text{ m}^2$$

Donde:

B_o : perímetro de la sección crítica

A_o : área de la sección crítica

A_t : área total de la zapata

$$V_u = \sigma_u (A_t - A_o) = 48.4(2.84 - 1.5) = 64.9 \text{ ton.}$$

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

$$\phi V_c = 0.85 * (1.06 * \sqrt{210} * 910 * 50) = 594.1 \text{ ton}$$

Como $\phi V_c > V_u$, el peralte es el correcto

8.1.2 Diseño por cortante

Para el diseño por cortante se analiza la sección crítica de la zapata, la cual se encuentra a “d” de la cara.

Eje X-X

$$V_u = 48.4 * 1.05 * (0.4 - 0.4) = 0 \text{ ton}$$

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

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 105 * 40 = 27.4 \text{ ton}$$

Eje Y-Y

$$V_u = 48.4 * 2.7 * (0.4 - 0.4) = 0 \text{ ton}$$

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

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 270 * 40 = 70.5 \text{ ton}$$

Para el sentido X-X y el sentido Y-Y se cumple que $\phi V_c > V_u$. Es decir, el peralte elegido para la zapata es el correcto.

8.1.3 Diseño por Flexión

Para el diseño por flexión, se debe de considerar la cuantía mínima de acero

$$\rho = 0.0018 * 100 * 50 = 9\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Ø}5/8'' @.20$$

Eje X-X

$$M_u = \frac{48.4 * (0.4)^2 * 1.05}{2} = 4.07 \text{ ton. m}$$

$$A_s = 2.71 \text{ cm}^2$$

Como el acero necesario para este sentido es menor al A_s mínimo, se usará el acero por cuantía mínima de la zapata (Ø5/8'' @.20)

Eje Y-Y

$$M_u = \frac{48.4 * (0.4)^2 * 2.7}{2} = 10.45 \text{ ton. m}$$

$$A_s = 6.96 \text{ cm}^2$$

Como el acero necesario para este sentido es menor al A_s mínimo, se usará el acero por cuantía mínima de la zapata (Ø5/8'' @.20m).

En ambos casos no se supera la cuantía mínima. Por tanto, se usará 5/8 @0.20m tanto para el eje X-X y el eje o Y-Y.

Con lo cual se tiene la siguiente distribución de acero.

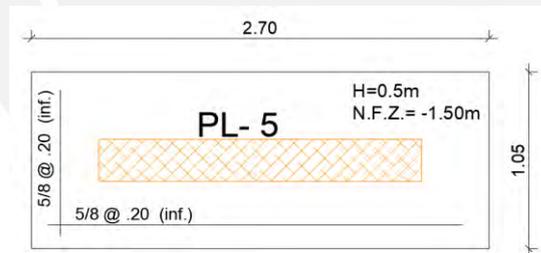


Figura 47: Distribución final de acero para la zapata de la placa PL-5

Elaboración propia

8.2 Diseño de zapata conectada/combinada

Ahora se realizará el diseño de dos zapatas conectadas a la cimentación de las placas PL-1, PL-6 y PL-7.

Debido a la cercanía de elementos verticales de placas y columnas se realiza una zapata combinada para estos elementos. Los aceros de los elementos verticales necesitan una longitud de anclaje de 35 cm para un diámetro de 5/8'' que se usó en la placa del ascensor. A esta longitud se le aumenta el recubrimiento con la que debería contar y se obtiene un peralte de 45 cm, con esta dimensión se realiza la cimentación en el programa Safe. Por otra parte, se

debe de considerar la profundidad del PIT del ascensor, la cual será de 1.20 m. Para el módulo de balasto considerado para el análisis es de $8\text{kg}/\text{cm}^3$.

En esta zapata combinada y conectada se ubican las placas PL-1, PL-6, PL-7, la columna C-1 y C-2. La zapata combinada se conectará a las columnas C-1 y C-2 tal como se muestra en la siguiente figura:

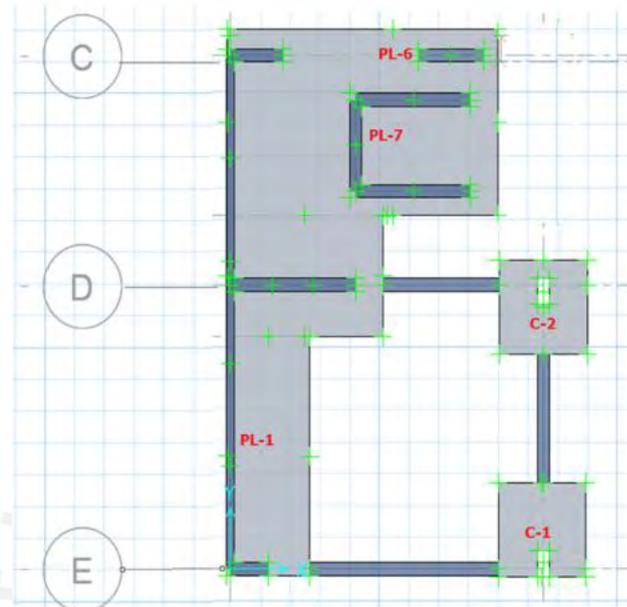


Figura 48: Cimentación para las placas PL-1, PL6, PL-7, C-1, C-2 Y C-3

Obtenido del software SAFE 2016

Se debe de verificar que las presiones en la cimentación no excedan la presión admisible del suelo tanto para fuerzas de gravedad como para solicitaciones sísmicas. Los resultados de la presión que se presentan en la zapata se pueden observar en la siguiente imagen:

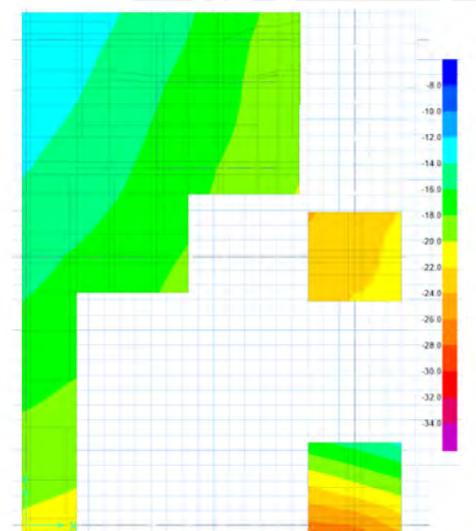


Figura 49: Presiones en la cimentación debido a las cargas de servicio

Obtenido del software SAFE 2016

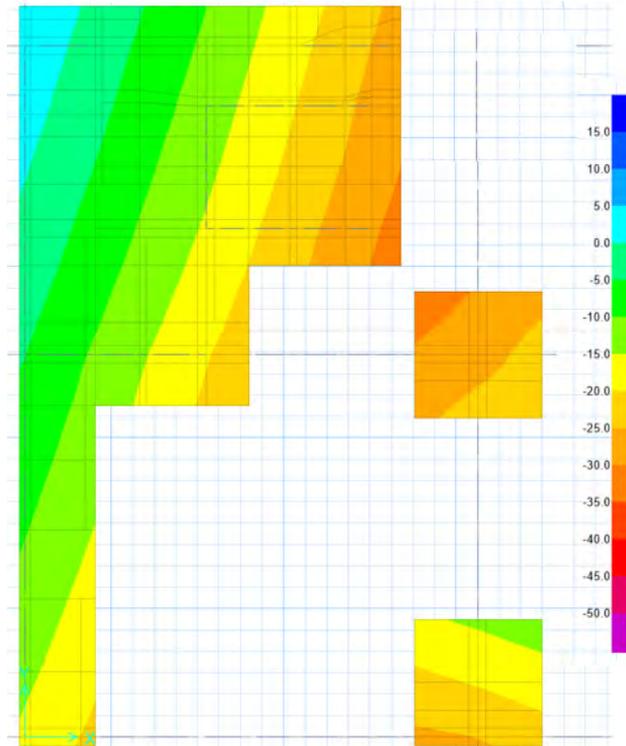


Figura 50: Presiones en la cimentación debido a las fuerzas sísmicas en el eje X-X

Obtenido del software SAFE 2016

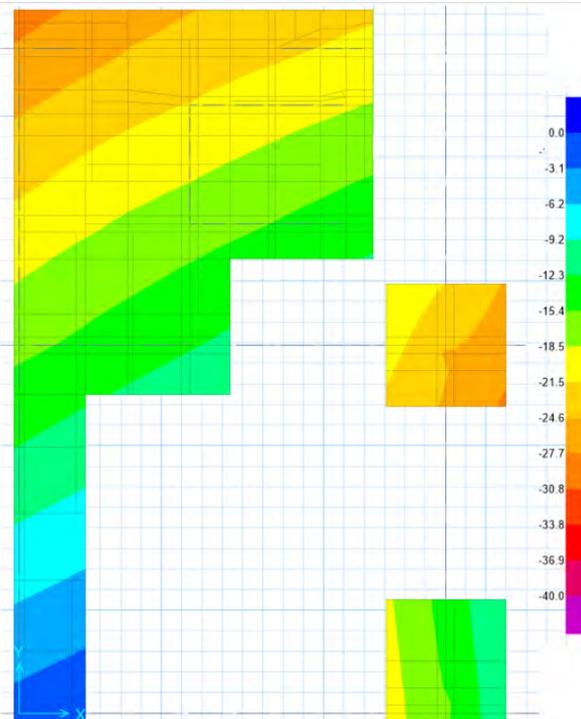


Figura 51: Presiones en la cimentación debido a las fuerzas sísmicas en el eje Y-Y

Obtenido del software SAFE 2016

En los casos por cargas de servicio, fuerza sísmica en el eje X-X y fuerza sísmica en el eje Y-Y, se puede notar que no se supera el esfuerzo admisible del suelo de 4 kg/cm^2 . Por lo tanto, las dimensiones son las correctas.

Para el diseño por flexión se necesita los momentos flectores de la envolvente tanto para el eje X-X y el eje Y-Y.

Estos resultados se muestran en las siguientes imágenes:

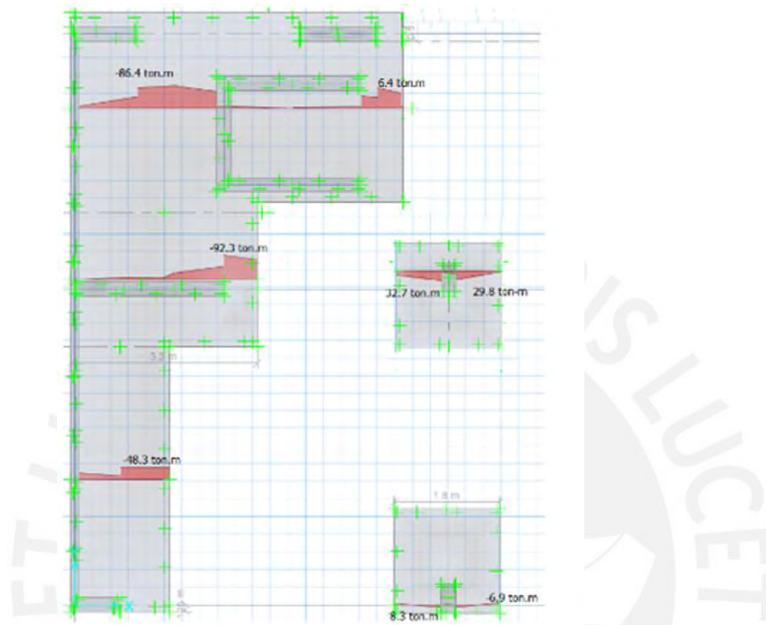


Figura 52: Momentos mínimos producidos por la envolvente en el eje X-X

Obtenido del software SAFE 2016

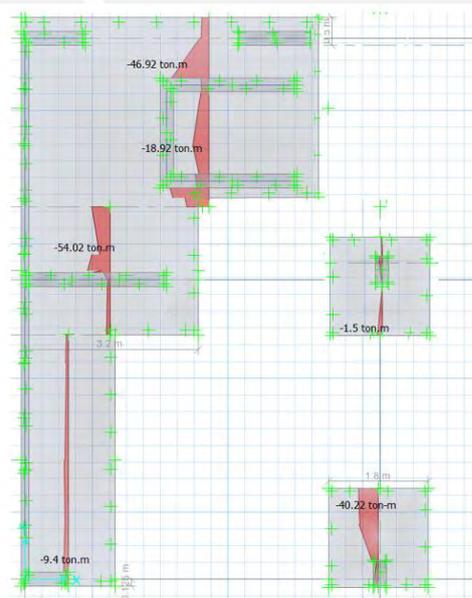


Figura 53: Momentos máximos producidos por la envolvente en el eje X-X

Obtenido del software SAFE 2016



Figura 54: Momentos mínimos producidos por la envolvente en el eje Y-Y
Obtenido del software SAFE 2016

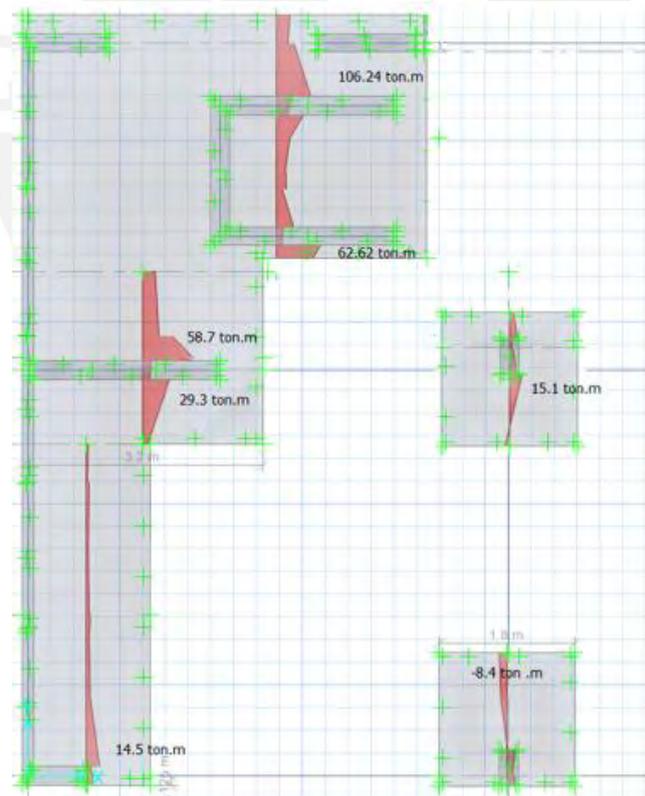


Figura 55: Momentos máximos producidos por la envolvente en el eje Y-Y
Obtenido del software SAFE 2016

8.2.1 Esquema final de la cimentación

Con los momentos flectores mostrados, se realizará el diseño por flexión de esta cimentación y las zapatas mostradas en las anteriores imágenes. El diseño realizado se muestra en la siguiente imagen:

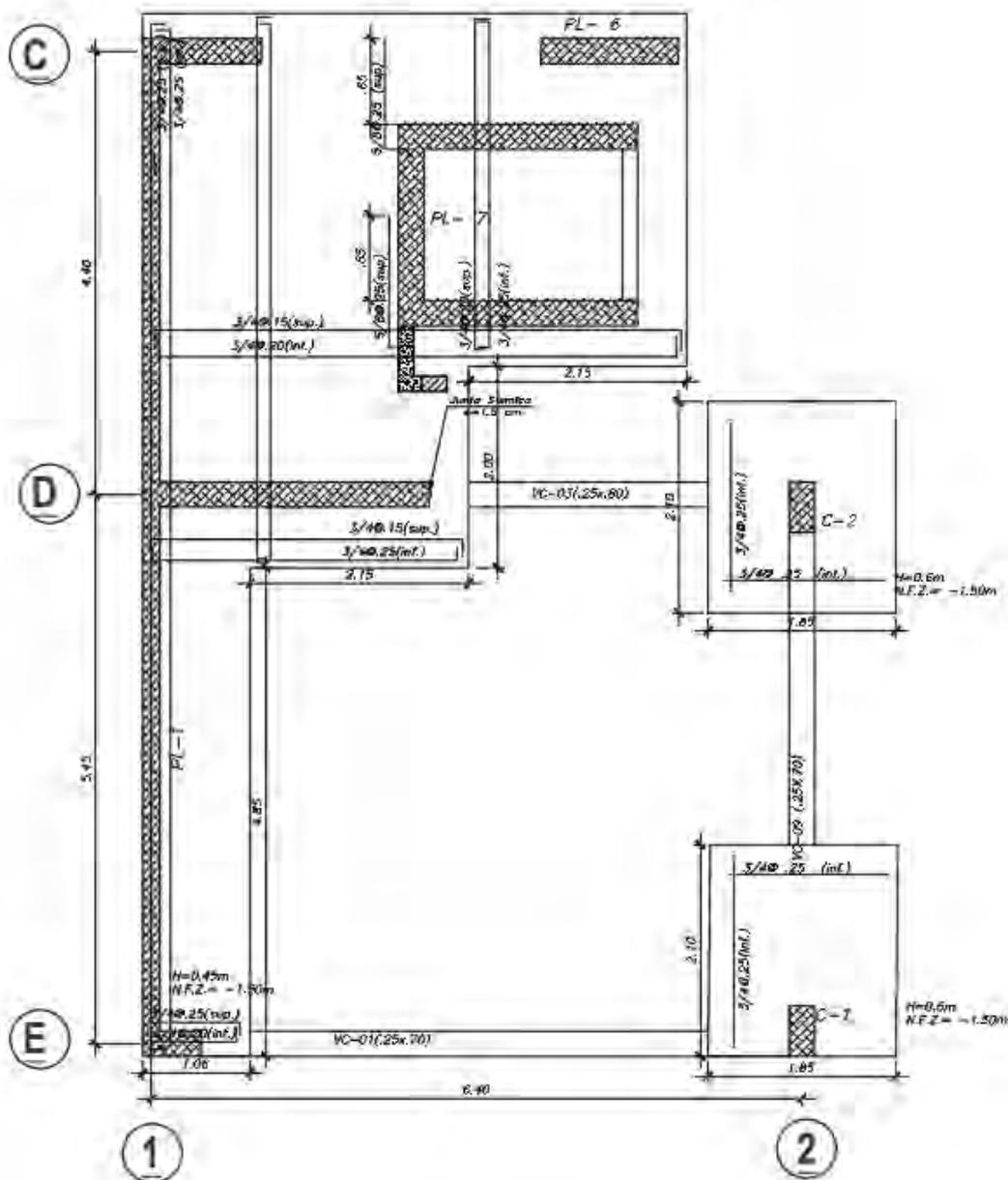


Figura 56: Distribución final de acero para las cimentaciones

Elaboración propia

8.3 Diseño de vigas de cimentación

Ahora se mostrará el diseño de las vigas de cimentación, las cuales tienen peraltes de 70 cm y 80cm. Con la envolvente de momentos flectores se realizará el diseño de cada una de las vigas. A continuación, se muestra el diseño de la viga VC-01 (0.25 X 0.70), de la viga VC-03 (0.25X0.8) y de la viga VC-09(0.25x0.70).

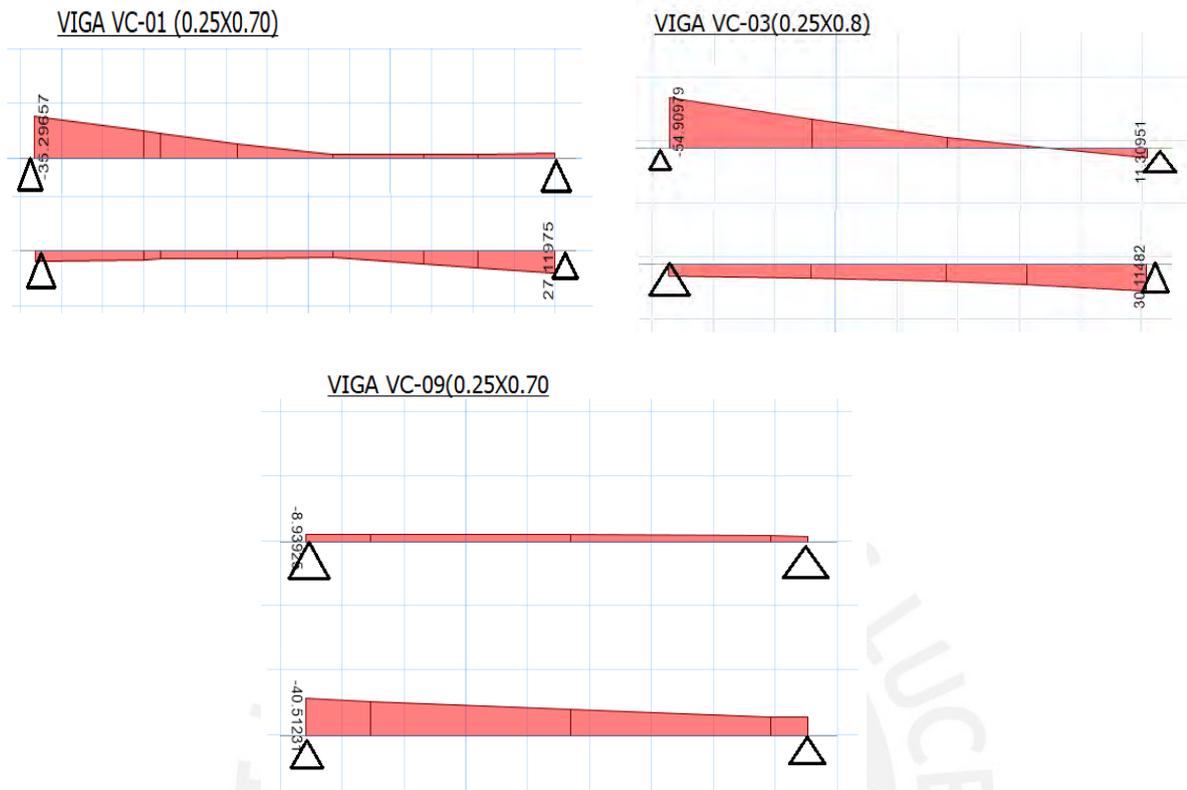


Figura 57: Diagramas de momentos considerando la envolvente de todas las combinaciones de cargas.

Obtenido del software SAFE 2016

8.3.1 Esquema final de vigas de cimentación

Con los momentos mostrados de las vigas de cimentación tanto positivo como negativo se realiza el diseño por flexión de cada una de estas. El diseño final con la armadura seleccionada se muestra a continuación.

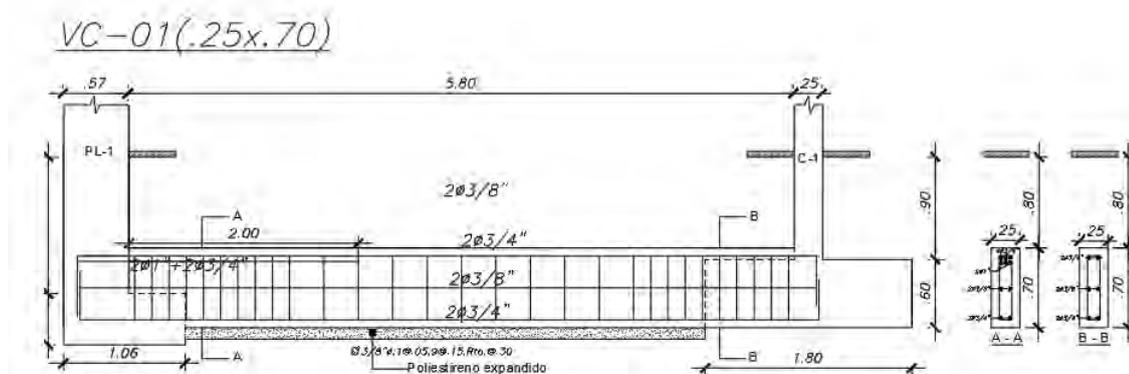


Figura 58: Distribución final de acero para la viga de cimentación VC-01

Elaboración propia

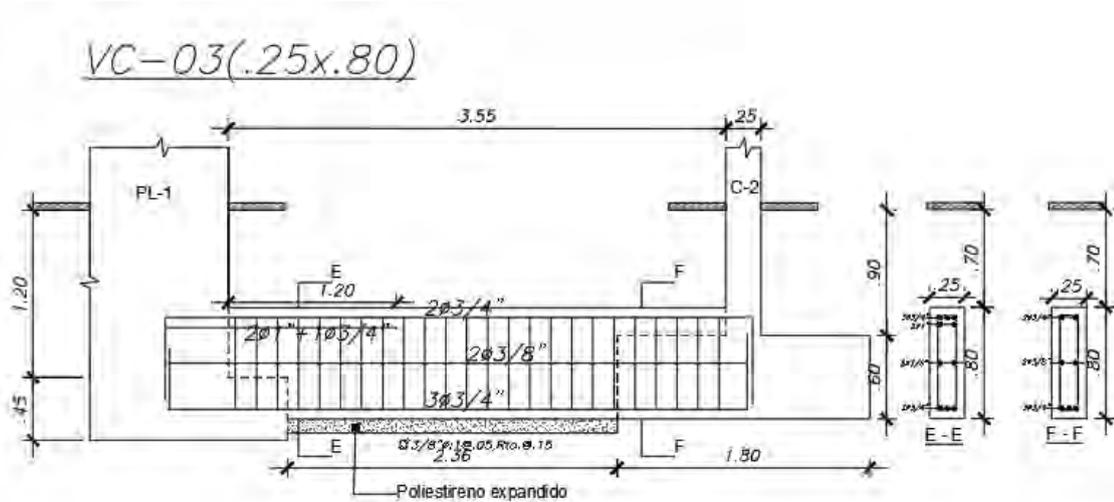


Figura 59: Distribución final de acero para la viga de cimentación VC-03

Elaboración propia

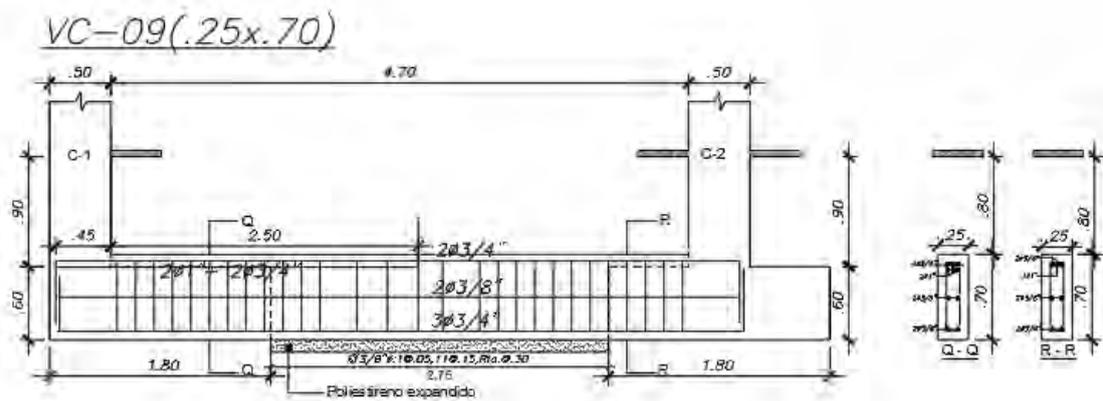


Figura 60: Distribución final de acero para la viga de cimentación VC-09

Elaboración propia

CAPITULO 9: DISEÑO DE ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS

9.1 Diseño de escalera

Para realizar el diseño de la escalera se debe de considerar que estas se componen de tramos inclinados y rectos de acuerdo a la arquitectura planteada. Funcionan como losas macizas en una sola dirección. Para este caso la escalera sobre la placa PL-01 y sobre las losas donde termina la escalera de todos los pisos.

Para el diseño de la escalera se considera lo siguiente:

Paso (p) = 25 cm

Contrapaso (Cp)=17.5 cm

Garganta (t) = 15 cm

9.1.1 Metrado de cargas

Con estas medidas se calcula las cargas aplicadas por metro de ancho tanto para el tramo inclinado como para los descansos de la escalera.

El peso propio se calcula con la siguiente expresión:

Tramo inclinado

Carga muerta

$$\text{Peso propio: } W_p = \gamma * \left[\frac{Cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{Cp}{p}\right)^2} \right]$$

$$W_p = 2.4 * \left[\frac{17.5}{2} + 15 * \sqrt{1 + \left(\frac{17.5}{25}\right)^2} \right] = 0.65 \text{ ton/m}$$

$$\text{Piso terminado: } Pt = 0.1 \text{ ton/m}^2 * 1\text{m} = 0.10\text{ton/m}$$

Carga viva

$$\text{Sobrecarga: } S/c = 0.2 \text{ ton/m}^2 * 1\text{m} = 0.20\text{ton/m}$$

La carga última de diseño será

$$Wu = 1.4(0.65 + 0.1) + 1.7(0.2) = 1.39\text{ton/m}$$

Descanso

Carga muerta

$$\text{Peso propio: } W_p = 2.4 * 0.15 * 1 = 0.36\text{ton/m}$$

$$\text{Piso terminado: } Pt = 0.1 \text{ ton/m}^2 * 1\text{m} = 0.10\text{ton/m}$$

Carga viva

$$\text{Sobrecarga: } S/c = 0.2 \text{ ton/m}^2 * 1\text{m} = 0.20\text{ton/m}$$

La carga última de diseño será

$$Wu = 1.4(0.36 + 0.1) + 1.7(0.2) = 0.98\text{ton/m}$$

A continuación, se muestra las cargas ultimas consideradas en la escalera.

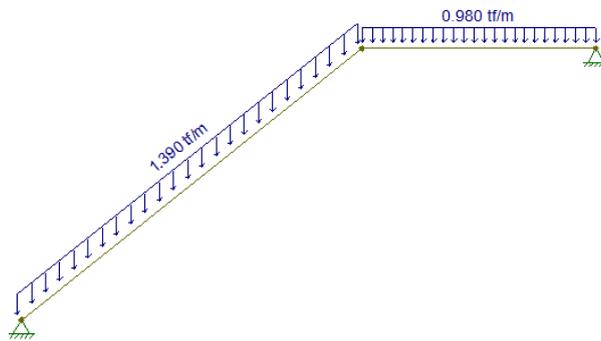


Figura 61: Cargas ultimas consideradas para la escalera

Elaboración propia

Con estas cargas ultimas, se realizará el diagrama de momentos flectores y fuerzas cortantes.

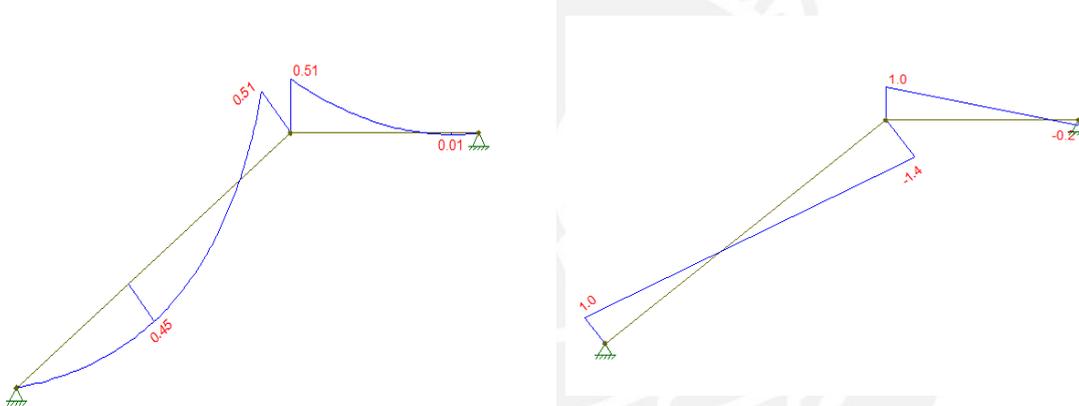


Figura 62: Diagrama de momento flector(ton-m) y fuerza cortante para la escalera(ton)

Elaboración propia

9.1.2 Diseño por flexión

Primero se calculará el acero mínimo que se necesita para esta sección

$$0.0018 \times 15 \times 100 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Para el momento máximo mostrado de 0.51 ton-m se necesita de 1.14 cm^2 . Como este valor es menor al acero mínimo que requiere la sección. Se colocará 2.7 cm^2 y para lograr esto se dispondrá de aceros de 3/8 @0.25m.

9.1.3 Diseño por cortante

Con las fuerzas cortantes ultimas mostradas se realiza el diseño por corte.

Para empezar se calculará la cortante resistida por el concreto

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

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7.8 \text{ ton}$$

La cortante ultima que se puede observar es de 1.4 ton, la cual es menor a la resistida por el

concreto. Por lo tanto, la cortante ultima es soportada por el concreto sin necesidad del refuerzo de acero.

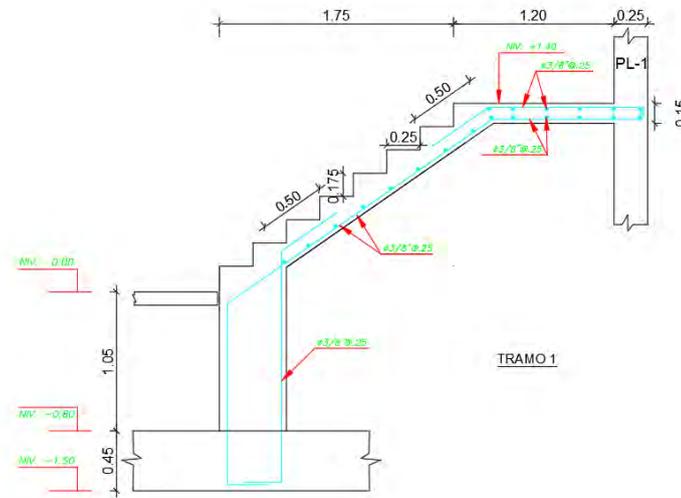


Figura 63. Distribución final de acero para la escalera (Tramo 1)

Elaboración propia

De la misma forma en que se diseñó el primer tramo, se realiza el segundo tramo de la escalera. El resultado final con la armadura colocada se muestra en la siguiente imagen:

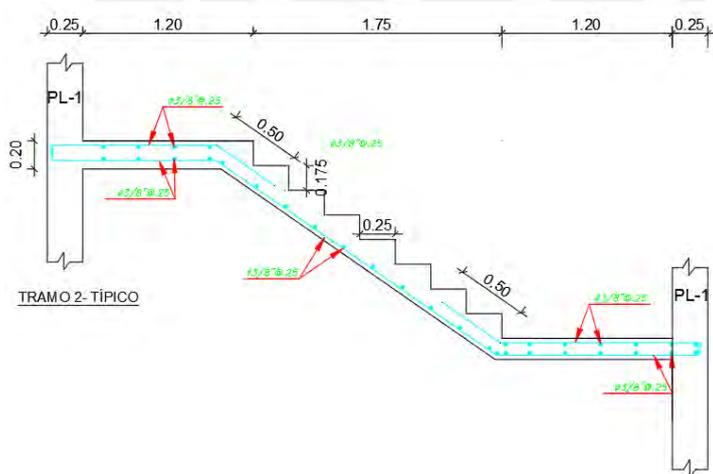


Figura 64. Distribución final de acero para la escalera (Tramo 2)

Elaboración propia

9.2 Diseño de muro de albañilería (cerco perimétrico)

Para este diseño se usará lo especificado en la Propuesta de la Norma E.070-2019. Se considera que son muros de albañilería simple, ya que solo sirven como cerco perimétrico. Este diseño incluye el uso de columnetas y vigas de arrioste y su respectivo cimiento.

El muro de albañilería a diseñar se ubica entre el eje D y el eje E, el cual sirve para la división del servicio higiénico.

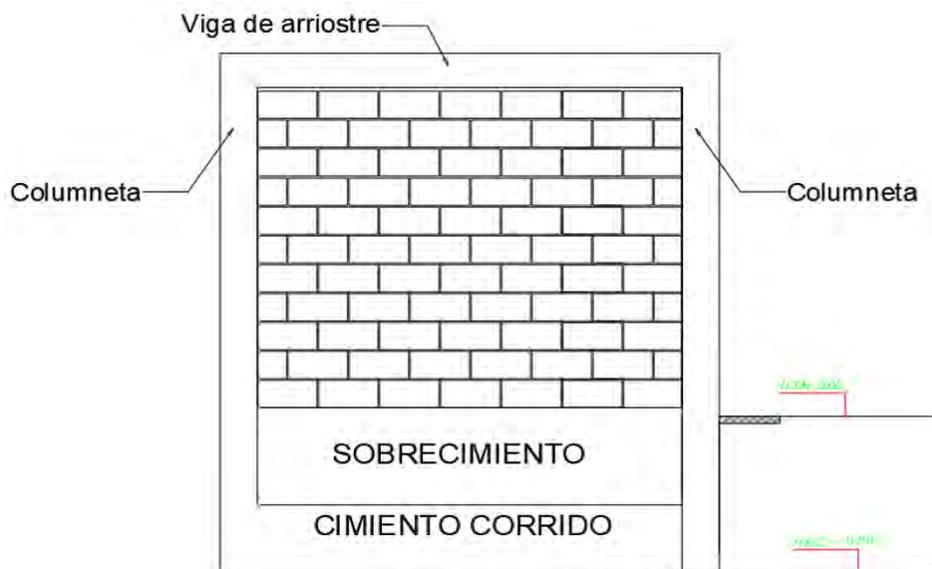


Figura 65. Esquema del muro de albañilería a analizar

Elaboración propia

Para el diseño de este paño se considera un espesor de 15 cm. En el artículo 68 de la Propuesta de Norma E.070 se menciona que la albañilería se supondrá como una losa, la cual está simplemente apoyada en sus arriostres (columnetas y vigas de arrioste) y está sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas. Esta carga se calcula con la siguiente expresión:

$$w = 0.4 * Z * U * S * Pe$$

Donde Pe es el peso del muro por unidad de área, Z , U , S son los factores analizados en el análisis sísmico de la edificación.

$$w = 0.4 * 0.45 * 1 * 1 * (1350 * 0.15) = 36.45 \text{ kg/m}^2$$

Por otra parte, según la norma E.030 se puede considerar la fuerza sísmica con la siguiente expresión

$$F = 0.5 * Z * U * S * Pe$$

$$F = 0.5 * 0.45 * 1 * 1 * (1350 * 0.15) = 45.56 \text{ kg/m}^2$$

Se puede notar que la ecuación usada de la norma E.030 da un mayor valor. Se usará este segundo valor para tener un diseño un poco más conservador

Además, en el artículo 68 se menciona que para obtener el momento a la flexión al muro se puede usar la siguiente expresión.

$$M_s = m * w * a^2$$

Donde a es la menor dimensión del paño (dimensión crítica del paño) y m se calcula con la tabla 23 de la Propuesta de Norma E.070.

Si se considera que el muro está arriostrado en los 4 bordes, se usa el caso 1. El cual se muestra a continuación:

Tabla 51

Valores para el coeficiente "m"

Valores para el coeficiente "m"							
Caso1: Muro con los cuatro bordes arriostrados							
a: menor dimensión del paño							
b/a	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	3
m	0.0479	0.0627	0.0755	0.0862	0.0948	0.1017	0.118

Nota. Tomado de "Proyecto de Norma Técnica de Edificaciones E.070", por SENCICO, 2019

Para este caso el valor de a es 2.35 y el valor de b es 2.84. La relación b/a es 1.209. El valor de "m" después de interpolar es 0.0632.

$$M_s = 0.0632 * 45.56 * 2.35^2 = 15.9 \text{ kg.m}$$

En el artículo 69.2 de la norma E.070 se menciona como calcular el valor del esfuerzo normal producido por el momento M_s . Para un espesor de $t=15\text{cm}$ se usa la siguiente expresión:

$$f_m = \frac{6 * M_s}{t^2} = \frac{6 * 15.9}{15^2} = 0.42 \text{ kg/cm}^2$$

Por otra parte, para albañilería simple se considera que el esfuerzo admisible por flexión debe de ser menor a 1.50 kg/cm^2 . Se verifica que se cumple con el esfuerzo admisible.

Para este diseño se considera que el muro de albañilería está arriostrado en sus cuatro extremos.

Se considerará el área tributaria como un sobre, así como en el caso de losas macizas.

Este método de sobre aplicado en el muro de albañilería se muestra en la siguiente imagen:

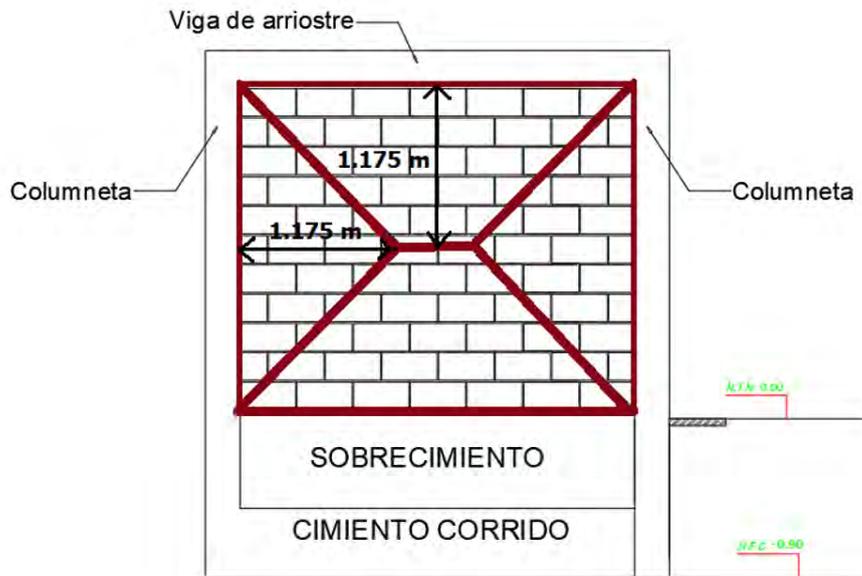


Figura 66. Método de sobre para el metrado de cargas (muro de cerco perimétrico)

Elaboración propia

9.2.1 Diseño de la viga de arriostre

Para el metrado de cargas que soporta la viga de arriostre se considera el peso propio y el peso de la albañilería en la franja tributaria

$$w_{viga} = 0.5 * 0.45 * 1 * 1 * (2400 * 0.15) * 0.25 = 20.25 \text{ kg/m}$$

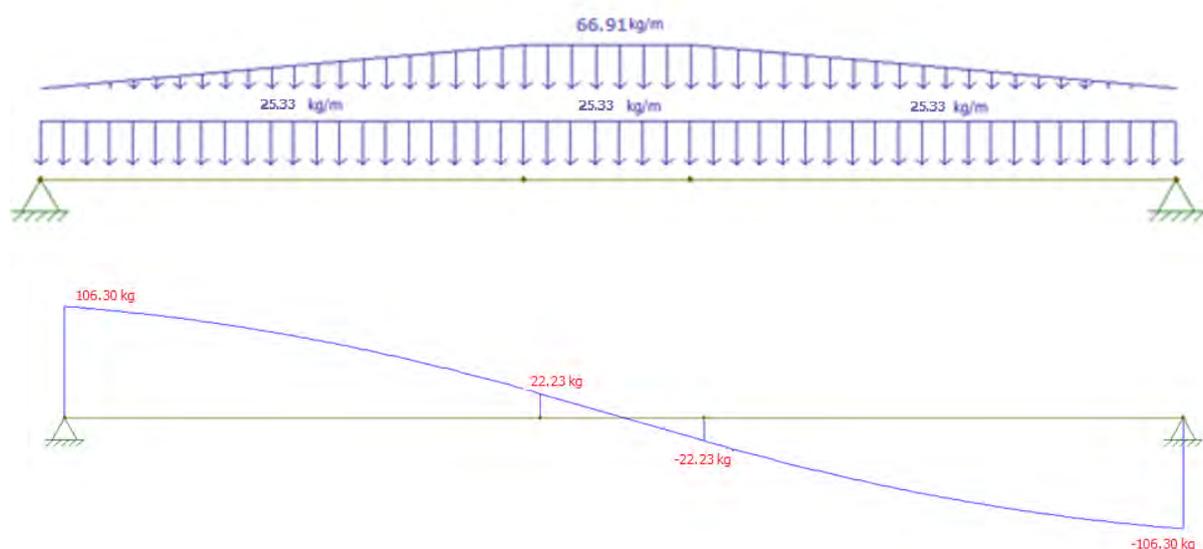
$$w_{albañileria} = 45.56 * 1.175 = 53.53 \text{ kg/m}$$

Para el cálculo de fuerzas ultimas se amplifica por un factor de 1.25 al ser cargas producidas por el sismo.

$$w_{u_{viga}} = 20.25 * 1.25 = 25.33 \text{ kg/m}$$

$$w_{u_{albañileria}} = 53.53 * 1.25 = 66.91 \text{ kg/m}$$

En las siguientes imágenes se muestra la distribución de fueras, el momento flector y la fuerza cortante de la viga de arriostre.



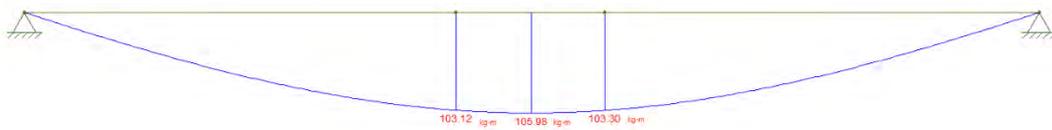


Figura 67. Distribución de fuerzas, fuerza cortante y momento flector en la viga de arriostre.

Elaboración propia

Diseño por flexión

Con los valores mostrados de momento flector, se diseñará la viga de arriostre.

Para la sección de 0.15x0.25 se tiene que el acero mínimo es de 0.43 cm^2

Con el momento mostrado de $M_u = 105.98 \text{ kg.m}$ se requiere $A_s = 0.25 \text{ cm}^2$.

Por lo tanto, se colocará el acero mínimo para esta viga. Se colocará 2 barras corridas superior e inferior de 3/8".

Diseño por corte

La resistencia al corte de la viga de arriostre se calcula de la siguiente forma:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 12 = 1958.5 \text{ kg}$$

Como se puede notar, para toda la viga $\phi V_c > V_u$. Por lo tanto, no se necesitarían estribos.

Solo se colocará estribos de montaje con la siguiente distribución:

$$\square 8 \text{ mm} \phi: 1 @ 5 \text{ Rto} @ 0.25$$

9.2.2 Diseño de la columna de arriostre

Al igual que para el metrado de cargas de la viga de arriostre, se calculará el peso propio de la columna y de fracción de tabique que se considera de acuerdo al método de sobre; además, se adicionara la fuerza que proviene de la viga de arriostre, ya que esta viga se apoya en la columna de arriostre. La columna de arriostre es de 0.15m x 0.25m.

$$w_{columna} = 0.5 * 0.45 * 1 * 1 * (2400 * 0.15 * 0.25) = 20.25 \text{ kg/m}$$

$$w_{albañileria} = 45.56 * 1.175 = 53.53 \text{ kg/m}$$

Para el cálculo de fuerzas ultimas se amplifica por un factor de 1.25 al ser cargas producidas por el sismo.

$$w_{u_{columna}} = 20.25 * 1.25 = 25.33 \text{ kg/m}$$

$$w_{u_{albañileria}} = 53.53 * 1.25 = 66.91 \text{ kg/m}$$

$$P_{u_{viga}} = 106.3 \text{ kg} (\text{del diagrama de fuerza cortante de la viga})$$

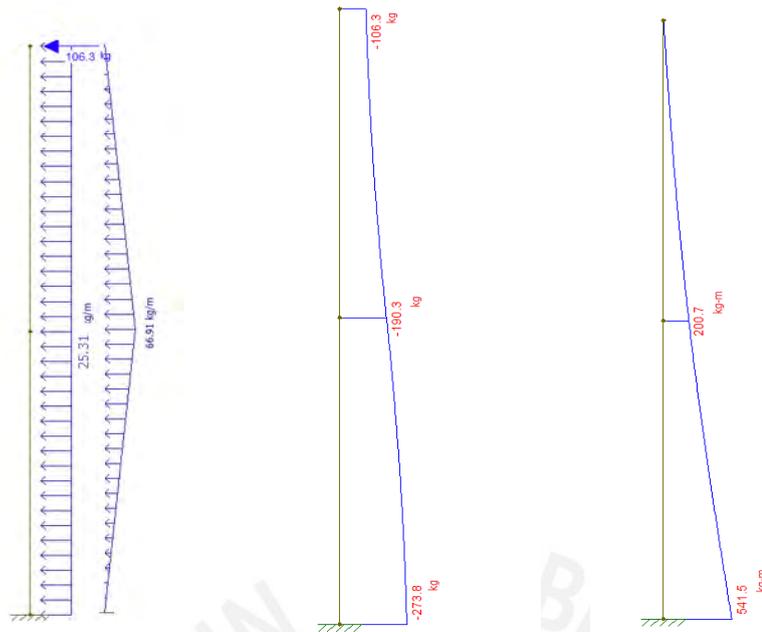


Figura 68. Distribución de fuerzas, fuerza cortante y momento flector en la columna de arriostre.

Elaboración propia

Diseño por flexión

Con estos valores de momento flector últimos, se diseñará la columna de arriostre. Este elemento trabajará como una viga en volado, el cual estará empotrado en el cimiento corrido. Para la sección de $0.15\text{m} \times 0.25\text{m}$ se tiene que el acero mínimo es de 0.43 cm^2 . Con el momento mostrado de $M_u = 541.5 \text{ kg.m}$ se requiere $A_s = 1.3\text{cm}^2$.

Se colocará 4 barras corridas de $3/8''$ ($A_s \text{ instalado} = 2.84\text{cm}^2$).

Diseño por corte

Para el diseño por corte, primero se calcula la resistencia a corte de este elemento.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 12 = 1958.5 \text{ kg}$$

Como se puede notar del diagrama de fuerza cortantes últimas $\phi V_c > V_u$. Por lo tanto, solo se colocará estribos para evitar el pandeo de las varillas de acero colocadas.

$$\square 8\text{mm}\phi: 1@5 \text{ Rto } @0.25$$

9.3 Diseño de muro de albañilería (segundo nivel)

Se realizará el diseño de un tabique que esta ubicado en el segundo nivel. El muro es de 3m x 2.2m se ubica en el eje 2 entre los ejes D y E, el cual se muestra en la siguiente imagen;

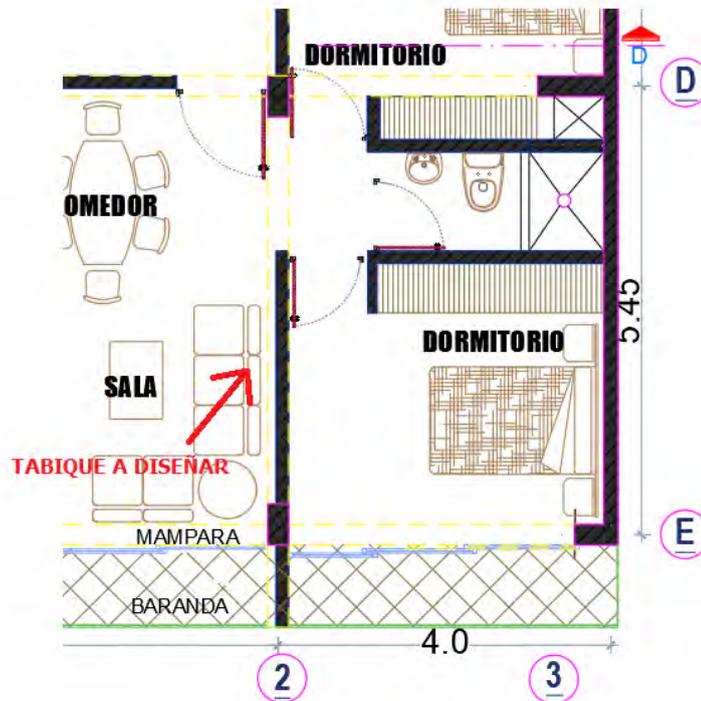


Figura 69. Muro de albañilería a diseñar

Elaboración propia

El procedimiento para realizar el diseño de este tabique es el mismo que el anterior. En este caso, la norma E.030 en el artículo 38 menciona que se deben de utilizar la siguiente expresión:

$$F = \frac{F_i}{P_i} * C_1 * P_e$$

Donde:

F_i : Fuerza lateral del piso analizado (Tabla 14)

P_i : Peso de dicho nivel (Tabla 11)

C_1 : Valor obtenido de la tabla mostrada en la norma. Se considera el valor de 2

P_e : peso del muro por unidad de área

$$F = \frac{24.76}{207.21} * 2 * 1350 * 0.15 = 48.39 \text{ kg/m}^2$$

Ahora se calcula el momento a flexión del muro

$$M_s = 0.0731 * 48.39 * 2.2^2 = 17.12 \text{ kg.m}$$

En el artículo 69.2 de la norma E.070 se menciona como calcular el valor del esfuerzo normal producido por el momento M_s . Para un espesor de $t=15\text{cm}$ se usa la siguiente expresión:

$$f_m = \frac{6 * M_s}{t^2} = \frac{6 * 17.12}{15^2} = 0.45 \text{ kg/cm}^2$$

Por otra parte, para albañilería simple se considera que el esfuerzo admisible por flexión debe de ser menor a 1.50 kg/cm^2 . Se verifica que se cumple con el esfuerzo admisible.

Al igual que en el anterior caso se realizará el metrado de cargas usando el método del sobre. Se considera que este paño este confinado en sus cuatro bordes.

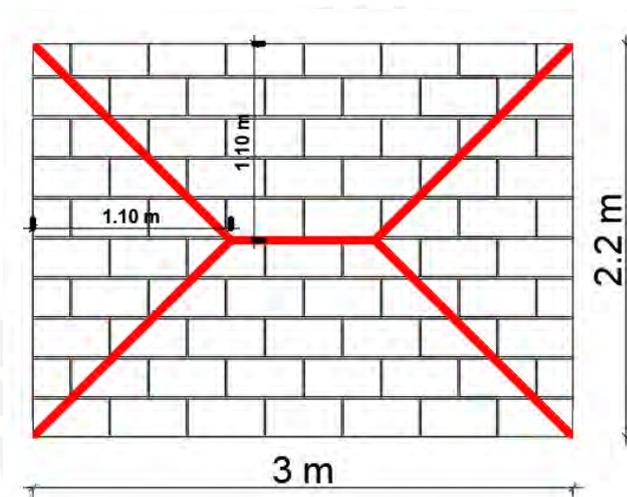


Figura 70. Método de sobre para el metrado de cargas (muro de segundo piso)

Elaboración propia

9.3.1 Diseño de la viga de arriostre

Para el metrado de cargas que soporta la viga de arriostre se considera el peso propio y el peso de la albañilería en la franja tributaria

$$w_{viga} = 0.5 * 0.45 * 1 * 1 * (2400 * 0.15) * 0.25 = 20.25 \text{ kg/m}$$

$$w_{albañileria} = 48.39 * 1.10 = 53.23 \text{ kg/m}$$

Para el cálculo de fuerzas ultimas se amplifica por un factor de 1.25 al ser cargas producidas por el sismo.

$$wu_{viga} = 20.25 * 1.25 = 25.33 \text{ kg/m}$$

$$wu_{albañileria} = 53.23 * 1.25 = 66.53 \text{ kg/m}$$

En las siguientes imágenes se muestra la distribución de fueras, el momento flector y la fuerza cortante de la viga de arriostre.

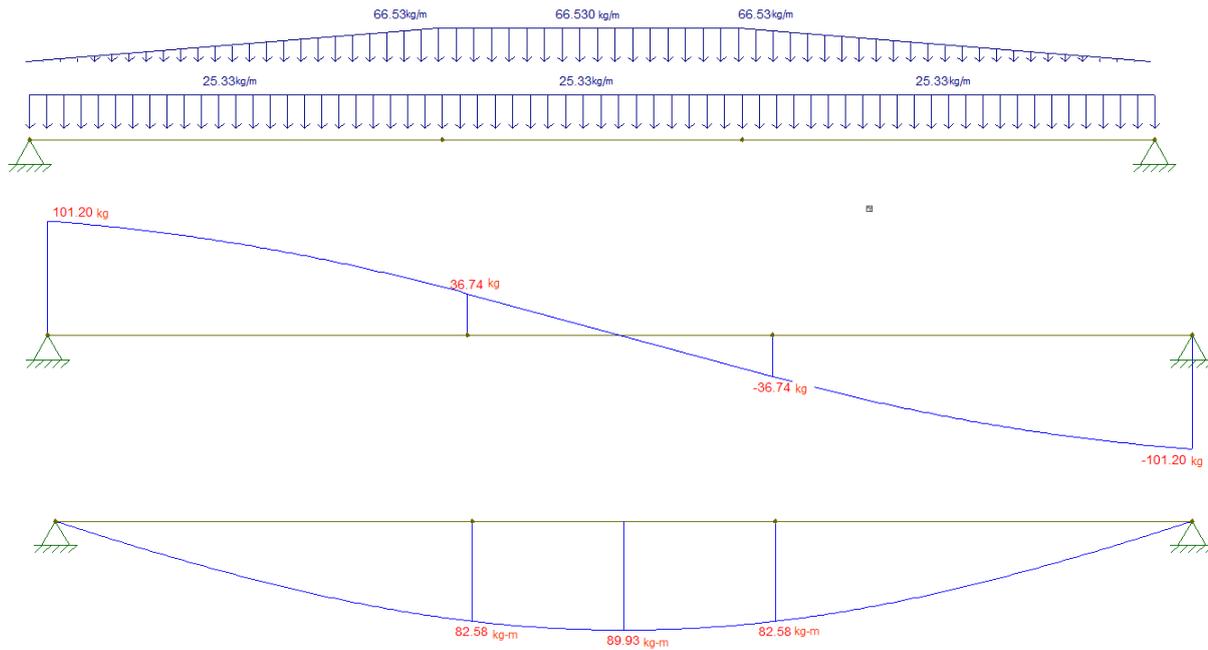


Figura 71. Distribución de fuerzas, fuerza cortante y momento flector en la viga de arriestre

Elaboración propia

Diseño por flexión

Con los valores mostrados de momento flector, se diseñará la viga de arriestre. Para la sección de 0.15x0.25 se tiene que el acero mínimo es de 0.43 cm^2 . Con el momento mostrado de $M_u = 89.93 \text{ kg.m}$ se requiere $A_s = 0.2 \text{ cm}^2$.

Por lo tanto, se colocará el acero mínimo para esta viga. Se colocará 2 barras corridas superior e inferior de 3/8”.

Diseño por corte

La resistencia al corte de la viga de arriestre se calcula de la siguiente forma:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 12 = 1958.5 \text{ kg}$$

Como se puede notar, para toda la viga $\phi V_c > V_u$. Por lo tanto, no se necesitarían estribos.

Solo se colocará estribos de montaje con la siguiente distribución:

$$\square 8 \text{ mm } \phi: 1 @ 5 \text{ Rto } @ 0.25$$

9.3.2 Diseño de la columna de arriestre

Al igual que para el metrado de cargas de la viga de arriestre, se calculará el peso propio de la columna y de fracción de tabique que se considera de acuerdo al método de sobre; además, se adicionara la fuerza que proviene de la viga de arriestre, ya que esta viga se apoya en la columna de arriestre. La columna de arriestre es de 0.15m x 0.25m.

$$W_{columna} = 0.5 * 0.45 * 1 * 1 * (2400 * 0.15 * 0.25) = 20.25 \text{ kg/m}$$

$$W_{albañileria} = 48.39 * 1.10 = 53.23 \text{ kg/m}$$

Para el cálculo de fuerzas ultimas se amplifica por un factor de 1.25 al ser cargas producidas por el sismo.

$$wu_{columna} = 20.25 * 1.25 = 25.31 \text{ kg/m}$$

$$wu_{albañileria} = 53.23 * 1.25 = 66.54 \text{ kg/m}$$

$$Pu_{viga} = 101.2 \text{ kg} (\text{del diagrama de fuerza cortante de la viga})$$

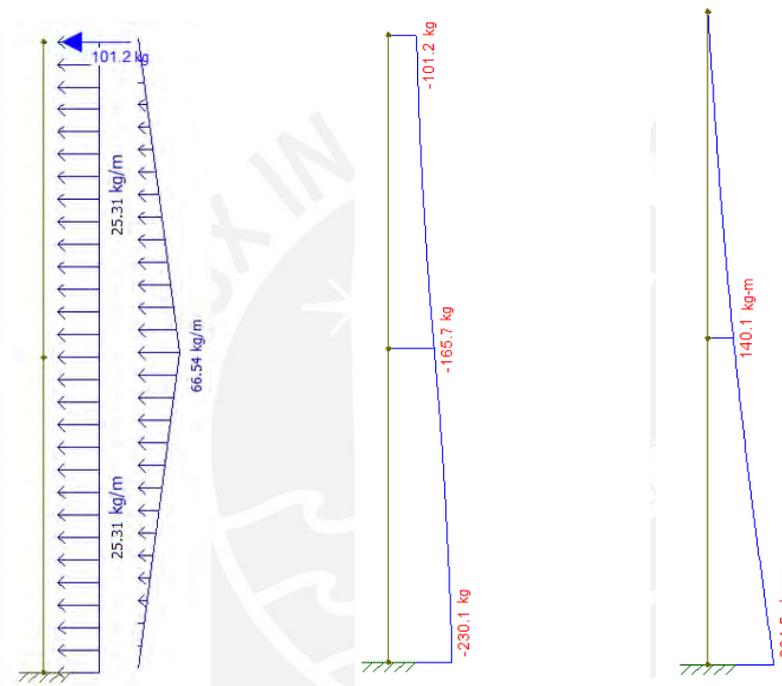


Figura 72. Distribución de fuerzas, fuerza cortante y momento flector en la columna de arriostre

Elaboración propia

Diseño por flexión

Con estos valores de momento flector últimos, se diseñará la columna de arriostre. Este elemento trabajará como una viga en volado, el cual estará empotrado en el cemento corrido.

Para la sección de 0.15mx0.25m se tiene que el acero mínimo es de 0.43 cm^2

Con el momento mostrado de $M_u = 364.5 \text{ kg.m}$ se requiere $A_s = 0.85 \text{ cm}^2$.

Se colocará 4 barras corridas de 3/8" ($A_s \text{ instalado} = 2.84 \text{ cm}^2$).

Diseño por corte

Para el diseño por corte, primero se calcula la resistencia a corte de este elemento.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 12 = 1958.5 \text{ kg}$$

Como se puede notar del diagrama de fuerza cortantes ultimas $\phi V_c > V_u$. Por lo tanto, solo se colocará estribos para evitar el pandeo de las varillas de acero colocadas.

$$\square 8mm\phi: 1@5 \text{ Rto } @0.25$$

9.4 Diseño del cimiento corrido

Para realizar el diseño del cimiento corrido, se debe de verificar los factores de seguridad por volteo y por deslizamiento. En el artículo 39.13.6 de la norma E.050 se menciona que el factor de seguridad para el volteo y deslizamiento en condiciones estáticas debe de ser mayor a 1.5 y para condiciones dinámicas mayores a 1.25. A continuación se muestran las fuerzas q actúan en este análisis.

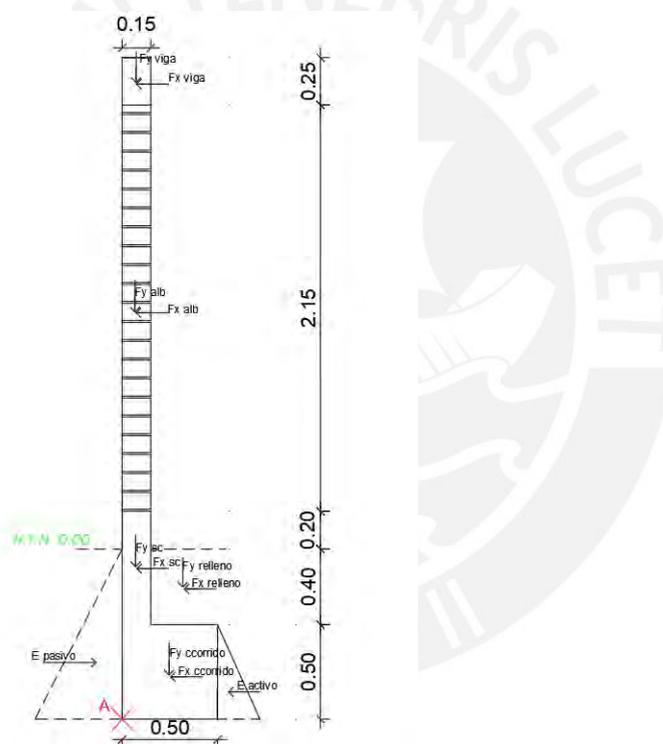


Figura 73. Esquema para el diseño de cimiento corrido

Elaboración propia

Ahora se calculará el volteo y deslizamiento para este sobrecimiento planteado. Se considera que el peso específico del suelo es de $1850kg/m^3$, el peso específico del concreto armado es de $2400kg/m^3$, el peso específico del concreto simple es de $2300kg/m^3$, el coeficiente activo estático es de 3 y el coeficiente pasivo estático es de 3. Además, para los cálculos se considera que la distancia donde se tomen los momentos es el punto "A"

Momento volteo

$$F_x \text{ viga} = 0.4 * Z * U * S * \gamma_{\text{conc}} * b * h * 1$$

$$F_x \text{ alb} = w * H_{\text{muro}} * 1$$

$$F_x \text{ sc} = 0.4 * Z * U * S * \gamma_{\text{conc}} * b_{\text{sc}} * h_{\text{sc}} * 1$$

$$F_x \text{ relleno} = 0.4 * Z * U * S * \gamma_{\text{suelo}} * (b_{\text{ccorrido}} - b_{\text{sc}}) * h_{\text{relleno}} * 1$$

$$F_x \text{ ccorrido} = 0.4 * Z * U * S * \gamma_{\text{simple}} * b_{\text{ccorrido}} * h_{\text{ccorrido}} * 1$$

$$E \text{ activo} = 0.5 * \gamma_{\text{suelo}} * b_{\text{ccorrido}}^2 * K_{\text{ac}} * 1$$

Tabla 52

Calculo de momento de volteo

		Fuerza (Kg)	brazo(m)	Momento (kg-m)
Fx viga	0.4x0.45x1x1x2400x0.25x0.15x1	16.20	3.38	54.68
Fx alb	36.45x2.15x1	78.37	2.18	170.45
Fx sc	0.4x0.45x1x1x2400x0.15x0.6x1	38.88	0.80	31.10
Fx relleno	0.4x0.45x1x1x1850x(0.5-0.15)x0.4x1	46.62	0.70	32.63
Fx ccorrido	0.4x0.45x1x1x2300x0.5*0.5*1	103.5	0.25	25.88
E activo	0.5x1850x0.5^2x3x1	693.75	0.17	115.63
			∑ M volteo	430.36

Nota. Fuente: Elaboración propia

Momento resistente

$$F_y \text{ viga} = \gamma_{\text{conc}} * b * h * 1 = 90$$

$$F_y \text{ alb} = \gamma_{\text{alb}} * t * h * 1 = 435.38 \text{ kg}$$

$$F_y \text{ sc} = \gamma_{\text{con}} * b_{\text{sc}} * h_{\text{sc}} * 1 = 435.38 \text{ kg}$$

$$F_y \text{ ccorrido} = \gamma_{\text{simple}} * b_{\text{ccorrido}} * h_{\text{ccorrido}} * 1 = 435.38 \text{ kg}$$

$$F_y \text{ relleno} = \gamma_{\text{suelo}} * (b_{\text{ccorrido}} - b_{\text{sc}}) * h_{\text{relleno}} * 1$$

$$E \text{ pasivo} = 0.5 * \gamma_{\text{suelo}} * (h_{\text{relleno}} + h_{\text{ccorrido}})^2 * K_{\text{pas}} * 1$$

Tabla 53

Calculo de momento resistente

		Fuerza (Kg)	brazo(m)	Momento (kg-m)
Fy viga	2400x0.15x0.25x1	90.00	0.075	6.75
Fy alb	1350x0.15x2.15x1	435.38	0.075	32.65
Fy sc	2400x0.15x0.6x1	216.00	0.075	16.20
Fy relleno	1850x(0.5-0.15)x0.4x1	259.00	0.325	84.18
Fy ccorrido	2300x0.5x0.5x1	575.00	0.250	143.75
E pasivo	0.5x1850x(0.9) ² x3x1	2247.75	0.30	674.33
			∑M resistente	957.85

Nota. Fuente: Elaboración propia

Factor de seguridad para el volteo

$$F.S. = \frac{M_{resistente}}{M_{volteo}} = \frac{957.85 \text{ kg.m}}{430.36 \text{ kg.m}} = 2.23$$

Este factor de seguridad es mayor tanto para condiciones estáticas (1.5) como para condiciones dinámicas (1.25)

Factor de seguridad para el deslizamiento

$$Factuante = F_{xviga} + F_{xalb} + F_{xsc} + F_{xrelleno} + F_{xccorrido} = 283.57 \text{ kg}$$

$$F_{resistente} = 2247.75 + 0.364(F_{yviga} + F_{yalb} + F_{y sc} + F_{yrelleno} + F_{yccorrido}) \\ = 2821.14 \text{ kg}$$

$$F.S. = \frac{F_{resistente}}{Factuante} = \frac{2821.14 \text{ kg.m}}{283.57 \text{ kg.m}} = 9.95$$

Al igual que en el anterior caso, el factor de seguridad es mayor para condiciones estáticas y condiciones dinámicas.

Conclusiones

- Los elementos estructurales del edificio fueron predimensionados en base a la experiencia y recomendaciones. Se debe de verificar las dimensiones de estos elementos en el calculo de diseño estructural, las deflexiones y fisuraciones. Por otra parte, se debe de verificar los desplazamientos relativos admisibles deben ser menor a lo permisible especificado en la norma E.030.
- Debido a que en la arquitectura del edificio presenta tragaluces en la zona central del edificio, se optó por colocar losas macizas en esta sección. De esta forma se garantiza que la edificación trabaje como un diagrama rígido en cada nivel.
- Al inicio se asumió que el sistema estructural de la edificación es de muros estructurales y se consideró un factor de $R=6$, esto se comprobó después al verificar que más del 80% de la fuerza cortante fueron tomadas por los muros tanto en el eje X-X y en el eje Y-Y. Además, se verifico que no se exceda la deriva máxima permisible para edificios de concreto armado.
- Los periodos de la estructura son de 0.37s y 0.18s tanto para el eje X-X y para el eje Y-Y respectivamente. Estos valores son lógicos, ya que en el eje Y-Y se cuenta con gran cantidad de muros, los cuales hacen que la estructura sea mas rígida; es decir, que tiene un menor periodo. De la misma forma, se puede observar que los desplazamientos para el sentido Y-Y son mayores, debido a la gran cantidad de muros.
- En la norma E.030 se menciona que la cortante basal dinámica para edificio regulares como en este caso, debe de ser al menos el 80% de la cortante basal estática. Por este motivo, se tuvo que amplificar la fuerza sísmica por un factor de 1.06 para el eje X-X y un factor de 1.27 para el eje Y-Y
- Se puede notar que se necesitan vigas chatas cuando se cuenta con tabiquería en el sentido del aligerado. Estos elementos ayudan a no tener problemas de deflexión y fisuración y que soporte las cargas de la tabiquería, la cual no podría ser soportada por una vigueta.
- Las columnas planteadas no cuentan con momentos ni fuerzas cortantes importantes, esto se debe a la gran cantidad de placas planteadas en el sistema estructural. Por este motivo, se usa una cuantía mínima para la flexión de la columna y estribos mínimos especificados en la norma E.060.
- Para el diseño de las placas, se realiza el diseño por capacidad según se menciona en la norma E.60. Este diseño se realiza hasta el segundo nivel del edificio. Para los pisos superiores se disminuyó la cantidad de acero para tener un diseño más eficiente. En el caso

de las columnas, se usó la cuantía mínima para todos los niveles.

- En el caso de la cimentación, se usaron, zapatas conectadas, y zapatas combinadas. Las zapatas conectadas fueron necesarias debido a que las placas se encuentran en el límite de propiedad y esto genera momentos debido a la excentricidad, estos momentos fueron controlados por las vigas de cimentación. Además, se usaron zapatas combinadas debido a que la cimentación de las placas PL-1, PL-7 y PL-6 se superponen.
- Si bien es cierto para el desarrollo de esta tesis se usaron programas como ETABS y SAFE debido a que son herramientas muy útiles y eficientes. Sin embargo, estos valores se tienen que analizar de forma crítica e interpretados con criterios adecuados para no cometer errores durante todo el proceso y obtener valores adecuados.



Bibliografía

1. Blanco Blasco, Antonio (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. (2da edición) Lima: Capítulo de Ingeniería civil
2. Muñoz Peláez, Alejandro (2004). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima: Facultad de Ciencias e Ingeniería.
3. Ottazzi, Gianfranco. (2017). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*, decimoquinta edición. Lima: Facultad de Ciencias e Ingeniería.
4. San Bartolomé, Ángel (1998). *Análisis de edificios*. Lima: Fondo editorial
5. SENCICO (2006). *Norma Técnica de edificaciones E.020 "Cargas"*, Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
6. SENCICO (2009). *Norma Técnica de edificaciones E.030 "Diseño Sismorresistente"*, Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
7. SENCICO (2018). *Norma Técnica de edificaciones E.050 "Suelos y cimentaciones"*, Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
8. SENCICO (2018). *Norma Técnica de edificaciones E.060 "Diseño Sismorresistente"*, Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
9. SENCICO (2019). *Proyecto de Norma Técnica de Edificaciones E.070 "Albañilería"*, Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.