

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN EL DISTRITO DE SAN
MIGUEL”**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Jaime Junior Martin Calero

ASESOR:

Jose Alberto Acero Martinez

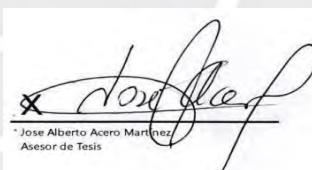
Lima, Junio, 2024

Informe de Similitud

Yo,.....José Alberto Acero Martinez,docente de la Facultad de..... Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado”DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO ARMADO DE SIETE PISOS EN EL DISTRITO DE SAN MIGUEL” del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)JAIME JUNIOR MARTIN CALERO, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 22.%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 12/04/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:Lima,San Miguel 13 de Abril del 2024.....

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Acero Martinez, José Alberto</u>	
DNI: 29662895	 * José Alberto Acero Martínez Asesor de Tesis
ORCID: 0000-0003-4154-9510	
Firma	

RESUMEN

El siguiente trabajo de tesis comprende el análisis y diseño de un edificio de siete pisos de uso para viviendas multifamiliares, con ubicación en el distrito de San Miguel. En este proyecto, el área del terreno tiene una medida de 510 metros cuadrados, mientras que el área techada es de 365.7 metros cuadrados. El tipo de suelo que se encuentra es suelo gravoso, con una capacidad portante de 3 kg/cm².

En este edificio, el sistema estructural está formado por placas de concreto armado, vigas peraltadas, vigas chatas y columnas. En cuanto a los techos, están formados tanto por losas aligeradas como también losas macizas.

Para el diseño y análisis de los elementos estructurales del edificio, se siguió lo mencionado en el Reglamento Nacional de Edificaciones, en las normas E.020, E.030, E.050 y E.060. Además de esto se realizó el modelamiento respectivo del edificio utilizando el software ETABS.

Para la verificación de la resistencia de los elementos de tabiquería y sus respectivos arriostres, se hizo uso de la norma E.070 y E.030.



Dedicado a mi padre, a mi madre que están día a día en mi desarrollo profesional, a mi hermano por estar siempre presente y a todos los involucrados en aportar positivamente en mi grandiosa carrera universitaria, al Ing Jose Acero por el apoyo desde que llevaba cursos de pregrado hasta el último procedimiento de mi tesis.

ÍNDICE

1.	Capítulo I: Introducción	13
1.1.	Características principales de la edificación	13
1.2.	Descripción de la arquitectura del proyecto	13
1.3.	Normas a utilizar	15
1.4.	Cargas utilizadas	16
2.	Capítulo II: Estructuración y Pre dimensionamiento	17
2.1.	Criterio de Estructuración	17
2.2.	Estructuración del proyecto	17
2.3.	Pre dimensionamiento de elementos estructurales	18
2.3.2.	Losas macizas	19
2.3.3.	Vigas peraltadas	20
2.3.4.	Columnas	20
2.3.5.	Placas	20
3.	Capítulo III: Análisis sísmico	22
3.1.	Parámetros sísmicos de edificación	22
3.2.	Masa sísmica, Centro de Masas y de Rigidez	25
3.3.	Análisis de las irregularidades en planta y en altura	26
3.3.1.	Irregularidad en altura	26
3.3.2.	Irregularidad en planta	27
3.4.	Análisis modal	28
3.4.1.	Análisis Estático	30
3.4.2.	Análisis dinámico	32
3.5.	Verificación de irregularidades	34
3.6.	Desplazamientos máximos	36
4.	Capítulo IV: Diseño de losas aligeradas y macizas	38
4.1.	Diseño de losas aligeradas	38

4.1.1.	Análisis estructural	38
4.1.2.	Procedimiento de diseño	39
4.1.3.	Ejemplo de diseño	42
4.2.	Diseño de losas macizas	45
4.2.2.	Procedimiento de diseño	46
4.2.3.	Ejemplo de diseño	48
5.	Capítulo V: Diseño de vigas	52
5.1.	Generalidades	52
5.2.	Diseño por flexión	52
5.2.1.	Longitud de bastones	52
5.2.2.	Ganchos estándar	54
5.3.	Diseño por corte	54
5.4.	Control de fisuraciones	56
5.5.	Control de deflexiones	57
5.6.	Ejemplo de diseño de vigas	57
5.6.1.	Viga V-02	57
5.6.2.	Viga V-05:	61
6.	Capítulo VI: Diseño de columnas	69
6.1.	Generalidades	69
6.2.	Diseño por Flexocompresión	69
6.3.	Diseño por corte	70
6.4.	Ejemplo de diseño de columnas	71
6.4.2.	Columna C-3:	79
6.4.3.	Columna C-12:	87
7.	Capítulo VII: Diseño de placas	95
7.1.	Generalidades	95
7.2.	Diseño por flexocompresión	95

7.3.	Diseño por corte	95
7.4.	Ejemplo de diseño de placas	97
8.	Capítulo VIII: Diseño de la cimentación	108
8.1.	Generalidades	109
8.2.	Zapatas Aisladas	109
8.2.1.	Dimensionamiento de zapatas aisladas	109
8.2.2.	Verificación de corte por punzonamiento	110
8.2.3.	Verificación de corte	111
8.2.4.	Diseño por flexión	112
8.3.	Zapata Aislada Z-14	113
8.4.	Zapata Aislada Z-2	117
8.5.	Zapata conectada	122
8.5.1.	Dimensionamiento	122
8.5.2.	Diseño por flexión	123
8.5.3.	Diseño por corte	124
8.5.4.	Diseño de viga de cimentación	125
8.6.	Zapata combinada	126
9.	Capítulo IX: Diseño de la tabiquería	131
9.1.	Generalidades	131
9.2.	Cargas de diseño	131
9.3.	Diseño del muro	132
9.4.	Diseño de arriostres	133
9.4.1.	Diseño de columnetas	133
9.4.2.	Diseño de viga solera	134
10.	Capítulo X: Diseño de la escalera	135
10.1.	Generalidades	135
10.2.	Cargas de diseño	135

10.3.	Diseño de la escalera	136
10.3.1.	Análisis estructural	136
10.3.2.	Diseño por flexión	137
11.	Capítulo XI: Conclusiones y Recomendaciones	138
12.	Capítulo XII: Bibliografía	140



Lista de Figuras

Figura 1. 1. Vista frontal del edificio.....	14
Figura 1. 2. Planta típica del 1er al 7mo nivel.....	15
Figura 2. 1. Planta de estructuración de un piso típico.....	18
Figura 2. 2. Isometría de la estructuración del edificio (ETABS).....	18
Figura 3. 1. Modelo en ETABS del edificio.....	28
Figura 3. 2. Espectro E030-2018.....	33
Figura 4. 1. Diagrama de Momentos por carga última.....	39
Figura 4. 2. Diagrama de Fuerza cortante por carga última.....	39
Figura 4. 3. Puntos máximos en el DMF.....	42
Figura 4. 4. Vista en planta de losa maciza achurada.....	46
Figura 4. 5. Vista en planta de losa maciza sombreada con los momentos en el eje X.....	47
Figura 4. 6. Vista en planta de losa maciza sombreada con los momentos en el eje Y.....	48
Figura 4. 7. Momento Último en un eje donde los negativos son máximos.....	49
Figura 4. 8. Momento Último en un eje donde los positivos son máximos.....	49
Figura 4. 9. Paño para análisis por tablas de kalmanok.....	50
Figura 4. 10. Plano de encofrados típico del edificio de 7 pisos.....	51
Figura 5. 1. Corte teórico de acero (Ottazzi, 2015).....	53
Figura 5. 2. Anclaje con gancho estándar (Ottazzi, 2015).....	54
Figura 5. 3. Disposiciones para el diseño sísmico por corte en vigas según la Norma E.060 (Higashi, 2019).....	56
Figura 5. 4. Ubicación Viga V-02.....	57
Figura 5. 5. Diagrama de momentos por Carga Muerta (T.m).....	58
Figura 5. 6. Diagrama de momentos por Carga Viva (T.m).....	58
Figura 5. 7. Diagrama de momentos con SISMO X de la Viga V-02 (T.m).....	58
Figura 5. 8. Diagrama Envolvente de momentos de la Viga V-02 (T.m).....	58
Figura 5. 9. Sección Viga V-02.....	59
Figura 5. 10. Diagrama Fuerzas Cortantes con Sismo X (T).....	59
Figura 5. 11. Diagrama envolvente Fuerzas Cortantes (T).....	60
Figura 5. 12. Ubicación Viga V-05.....	61
Figura 5. 13. Diagrama de momentos por Carga Muerta (T.m).....	62
Figura 5. 14. Diagrama de momentos por Carga Viva (T.m).....	62
Figura 5. 15. Diagrama de momentos por SismoX (T.m).....	62

Figura 5. 16. Diagrama de envolvente momentos (T.m).....	62
Figura 5. 17. Diagrama de fuerza cortantes por Carga Muerta (T).....	64
Figura 5. 18. Diagrama de fuerza cortantes por Carga Viva (T).....	64
Figura 5. 19. Diagrama de fuerzas cortantes por SismoX (T).....	64
Figura 5. 20. Diagrama de envolvente de fuerzas cortantes (T).....	64
Figura 5. 21. Ubicación Viga V-06 (T.m)	65
Figura 5. 22. Diagrama de momentos por Carga Muerta (T.m).....	66
Figura 5. 23. Diagrama de momentos por Carga Viva (T.m).....	66
Figura 5. 24. Diagrama de momentos por SismoX (T.m)	66
Figura 5. 25. Diagrama de envolvente de momentos (T.m).....	66
Figura 5. 26. Diagrama de fuerzas cortantes por Carga Muerta (T)	67
Figura 5. 27. Diagrama de fuerzas cortantes por Carga Viva (T)	67
Figura 5. 28. Diagrama de fuerzas cortantes por Sismo X (T).....	67
Figura 5. 29. Diagrama de envolvente de fuerzas cortantes (T).....	67
Figura 6. 1. Diagrama de interacción para el diseño por flexocompresión.....	69
Figura 6. 2. Distribución para el diseño sísmico debido a corte en columnas según la Norma E.060 (Diapositivas de clase de CA2 Higashi, 2019)	71
Figura 6. 3. Sección de columna C-1 (Fuente - ETABS).....	73
Figura 6. 4. Diagrama de interacción de la columna C-01 en X (ETABS).....	74
Figura 6. 5. Diagrama de interacción de la columna C-01 en X	74
Figura 6. 6. Diagrama de interacción de la columna C-01 en Y (ETABS).....	75
Figura 6. 7. Diagrama de interacción de la columna C-01 en Y	75
Figura 6. 8. Diseño final de la columna	79
Figura 6. 9. Sección de columna C-03 (Fuente - ETABS).....	81
Figura 6. 10. Diagrama de interacción de la columna C-03 en X (ETABS).....	81
Figura 6. 11. Diagrama de interacción de la columna C-03 en X	82
Figura 6. 12. Diagrama de interacción de la columna C-03 en Y (ETABS).....	82
Figura 6. 13. Diagrama de interacción de la columna C-03 en Y	83
Figura 6. 14. Diseño final de la columna	87
Figura 6. 15. Sección de columna C-12 (Fuente - ETABS).....	88
Figura 6. 16. Diagrama de interacción de la columna C-12 en X (ETABS).....	89
Figura 6. 17. Diagrama de interacción de la columna C-12 en X	89
Figura 6. 18. Diagrama de interacción de la columna C-01 en Y (ETABS).....	90
Figura 6. 19. Diagrama de interacción de la columna C-01 en Y	90

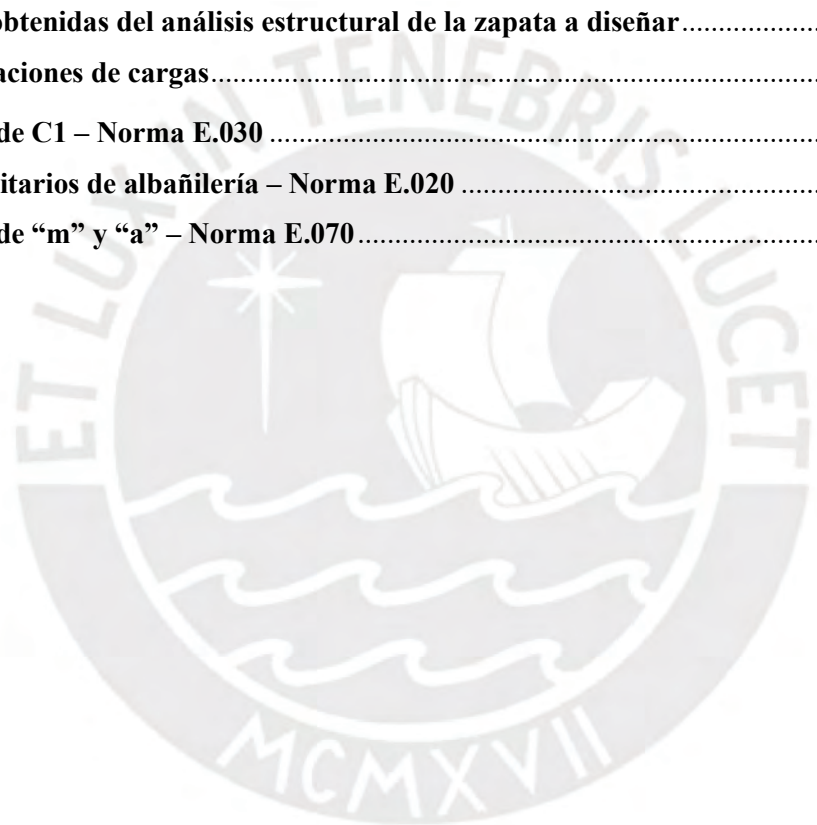
Figura 6. 20. Diseño final de la columna	94
Figura 7. 1. Refuerzo vertical preliminar colocada a la placa en análisis (Fuente ETABS).....	98
Figura 7. 2. Diagrama de interacción en la dirección X.....	99
Figura 7. 3. Diagrama de interacción en Y	99
Figura 7. 4. Diseño final de la placa analizada	102
Figura 7. 5. Refuerzo vertical preliminar colocada a la placa en análisis (Fuente ETABS).....	104
Figura 7. 6. Diagrama de interacción en la dirección X.....	105
Figura 7. 7. Diagrama de interacción en Y	105
Figura 7. 8. Diseño final de la placa analizada	108
Figura 8. 1. Sección crítica para la verificación por punzonamiento en zapatas	111
Figura 8. 2. Sección crítica para la verificación por corte en zapatas	112
Figura 8. 3. Ubicación de Zapata 14.....	113
Figura 8. 4. Diseño final de la zapata aislada de la columna C-14.....	117
Figura 8. 5. Ubicación de Zapata 14.....	118
Figura 8. 6. Zapata Z-2	122
Figura 8. 7. Zapata aislada C3 – Esfuerzos del suelo (CM + CV).....	122
Figura 8. 8. Zapatas conectadas – Diagrama de momentos (ton.m).....	123
Figura 8. 9. Zapatas conectadas – Acero requerido (cm²)	123
Figura 8. 10. Zapatas conectadas – Esfuerzo cortante (ton).....	124
Figura 8. 11. Zapatas conectadas – Detalle estructural	125
Figura 8. 12. Viga VC-03 – DMF (ton.m).....	126
Figura 8. 13. Viga VC-03 – Acero requerido (cm²).....	126
Figura 8. 14. Viga VC-03 – Acero requerido (cm²).....	126
Figura 8. 15. Zapata combinada – Esfuerzos del suelo (ton/m²)	127
Figura 8. 16. Zapata combinada – Esfuerzos del suelo (ton/m²)	128
Figura 8. 17. Zapata combinada – Caso de carga no lineal.....	128
Figura 8. 18. Zapata combinada – Esfuerzos del suelo (ton/m²)	129
Figura 8. 19. Zapata combinada – Esfuerzos del suelo (ton/m²)	130
Figura 10. 1. Partes de una escalera – Concreto Armado 2	135
Figura 10. 2. Cargas últimas – Escalera.....	136
Figura 10. 3. DMF – Escalera.....	137

Lista de Tablas

Tabla 2. 1. Tabla de peraltes conocidos según la luz libre	19
Tabla 2. 2. Tabla de peraltes conocidos según la luz libre	19
Tabla 2. 3. Tabla para el predimensionamiento de peraltes	20
Tabla 2. 4. Tabla para el predimensionamiento de Columnas	20
Tabla 3. 1. Tabla aceleración según zona	22
Tabla 3. 2. Tabla Factor U	23
Tabla 3. 3. Tabla del Factor de Suelo “S”	23
Tabla 3. 4. Tabla del Factor de Suelo “S”	24
Tabla 3. 5. Tabla de R según sistema estructural	25
Tabla 3. 6. Tabla de Masas de cada nivel	25
Tabla 3. 7. Tabla de Centro de Masa y Centro de Rigidez	26
Tabla 3. 8. Tabla de Comprobación de Irregularidad de Masa	26
Tabla 3. 9. Tabla de dimensiones de esquina entrante	27
Tabla 3. 10. Tabla de períodos de vibración y masa participativa	29
Tabla 3. 11. Valores significativos de períodos de vibración	29
Tabla 3. 12. Resumen de Parámetros sísmicos	30
Tabla 3. 13. Fuerza Cortante en ambos ejes	31
Tabla 3. 14. Derivas en ambos ejes	34
Tabla 3. 15. Irregularidad torsional en X	35
Tabla 3. 16. Irregularidad torsional en Y	35
Tabla 3. 17. Resumen cálculos de cortante	36
Tabla 3. 18. Desplazamientos máximos	36
Tabla 4. 1. Tabla de pesos según el espesor del aligerado	38
Tabla 4. 2. Tabla de los Puntos máximos en el DMF y DFC	43
Tabla 4. 3. Tabla de los Puntos máximos en el DMF y DFC	43
Tabla 4. 4. Acero instalado en la sección de momentos negativos	43
Tabla 4. 5. Acero instalado en la sección de momentos negativos	44
Tabla 4. 6. Tabla de valores de momentos positivos	44
Tabla 4. 7. Tabla con los valores de $\emptyset M_n$	44
Tabla 4. 8. Tabla con los valores de $\emptyset V_c$	44
Tabla 4. 9. Tabla con valores de ϕM_n según el acero mínimo instalado	48
Tabla 4. 10. Tabla 15 de Kalmanok	50

Tabla 5. 1. Longitudes de desarrollo en tracción del refuerzo	53
Tabla 5. 2. Longitudes anclaje con gancho estándar para concretos con $f'c$ de 210 kg/cm ²	54
Tabla 5. 3. Resultados de diseño por resistencia M-	59
Tabla 5. 4. Resultados de diseño por resistencia M+	59
Tabla 5. 5. Resultados verificación por cortante, espaciamientos.....	60
Tabla 5. 6. Resultados verificación por cortante Cap. 21 E060	60
Tabla 5. 7. Resultados de Diseño por flexión	63
Tabla 5. 8. Resultados de Diseño por flexión	63
Tabla 5. 9. Resultados de Diseño por Cortante según los requisitos del Cap 21 E060.....	64
Tabla 5. 10. Resultados de Diseño por Capacidad según los requisitos del Cap 21	65
Tabla 5. 11. Resultados de diseño por flexión (T.m)	66
Tabla 5. 12. Resultados de diseño por flexión (T.m)	67
Tabla 5. 13. Resultados de Diseño por Capacidad según los requisitos del Cap 21	68
Tabla 6. 1. Resultados del análisis estructural.....	72
Tabla 6. 2. Resultados de la combinación de cargas últimas de las columnas C-1.....	72
Tabla 6. 3. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en X	74
Tabla 6. 4. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en Y	76
Tabla 6. 5. ϕM_n para cada valor de P última	76
Tabla 6. 6. Valores de Cortante Último V_u	77
Tabla 6. 7. Tabla con valores de sismo amplificados 2.5.....	77
Tabla 6. 8. Diseño por corte para un valor de Cortante de diseño	78
Tabla 6. 9. Resultados del análisis estructural.....	80
Tabla 6. 10. Resultados de la combinación de cargas últimas de las columnas C-10.....	80
Tabla 6. 11. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en X	82
Tabla 6. 12. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en Y	83
Tabla 6. 13. ϕM_n para cada valor de P última	84
Tabla 6. 14. Valores de Cortante Último V_u	84
Tabla 6. 15 Tabla con valores de sismo amplificados 2.5.....	85
Tabla 6. 16. Diseño por corte para un valor de Cortante de diseño	85
Tabla 6. 17. Resultados del análisis estructural.....	87
Tabla 6. 18. Resultados de la combinación de cargas últimas de las columnas C-12.....	87
Tabla 6. 19. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en X	89
Tabla 6. 20. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en Y	90
Tabla 6. 21. ϕM_n para cada valor de P última	91

Tabla 6. 22. Valores de Cortante Último Vu.....	92
Tabla 6. 23. Tabla con valores de sismo amplificados 2.5.....	92
Tabla 6. 24. Diseño por corte para un valor de Cortante de diseño	93
Tabla 7. 1. Cargas resultantes del análisis estructural de la placa P-14.....	97
Tabla 7. 2. Combinaciones de cargas últimas de la placa P-1	97
Tabla 7. 3. Cargas obtenidas del análisis estructural de la placa P-6.....	103
Tabla 7. 4. Combinaciones de cargas últimas de la placa P-6.....	103
Tabla 8. 1. Cargas obtenidas del análisis estructural de la zapata a diseñar.....	113
Tabla 8. 2. Combinaciones de cargas.....	115
Tabla 8. 3. Cargas obtenidas del análisis estructural de la zapata a diseñar.....	118
Tabla 8. 4. Combinaciones de cargas.....	120
Tabla 9. 1. Valores de C1 – Norma E.030	131
Tabla 9. 2. Pesos unitarios de albañilería – Norma E.020	132
Tabla 9. 3. Valores de “m” y “a” – Norma E.070.....	133



1. Capítulo I: Introducción

1.1. Características principales de la edificación

El proyecto de esta tesis se sitúa al oeste de la región de Lima, en el distrito de San Miguel. La expansión del terreno cubre un área total de 510 m², mientras que el área construida es de 365.7 m². Asimismo, el suelo está compuesto por suelo gravoso, con tamaño máximo de 10 pulgadas, cuya capacidad portante es de 3 kg/cm² a una profundidad de 1.5 m. (Tipo S2). La edificación consta de placas de concreto armado, losas aligeradas, losas macizas, vigas peraltadas, vigas chatas, columnas, tabiques de albañilería.

1.2. Descripción de la arquitectura del proyecto

El tipo de vivienda de la edificación es una multifamiliar que consta de siete pisos, con una localización en el distrito de San Miguel y una superficie techada igual a 365.7 m². Cada nivel está formado por dos bloques, con dos departamentos por bloque, y se encuentran unidos por una losa maciza. El acceso hacia los departamentos se puede realizar de dos formas: a través de una escalera principal o de un ascensor en común. Respecto a los departamentos, cada uno consta de una sala comedor, una lavandería, un cuarto de servicio, dormitorios y una terraza.

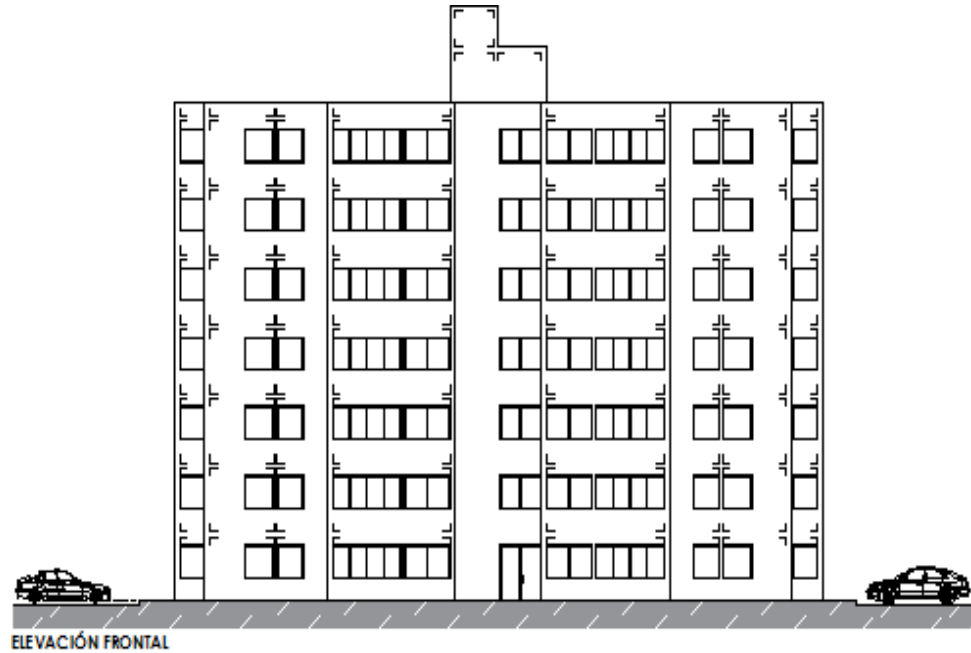


Figura 1. 1. Vista frontal del edificio

En el primer piso se puede notar la presencia de cuatro departamentos, y este patrón se repite en los seis pisos del edificio en diseño.

La azotea se encuentra rodeada por muros bajos en su perímetro y tiene una función de zona de esparcimiento sin ningún tipo de detalle adicional.

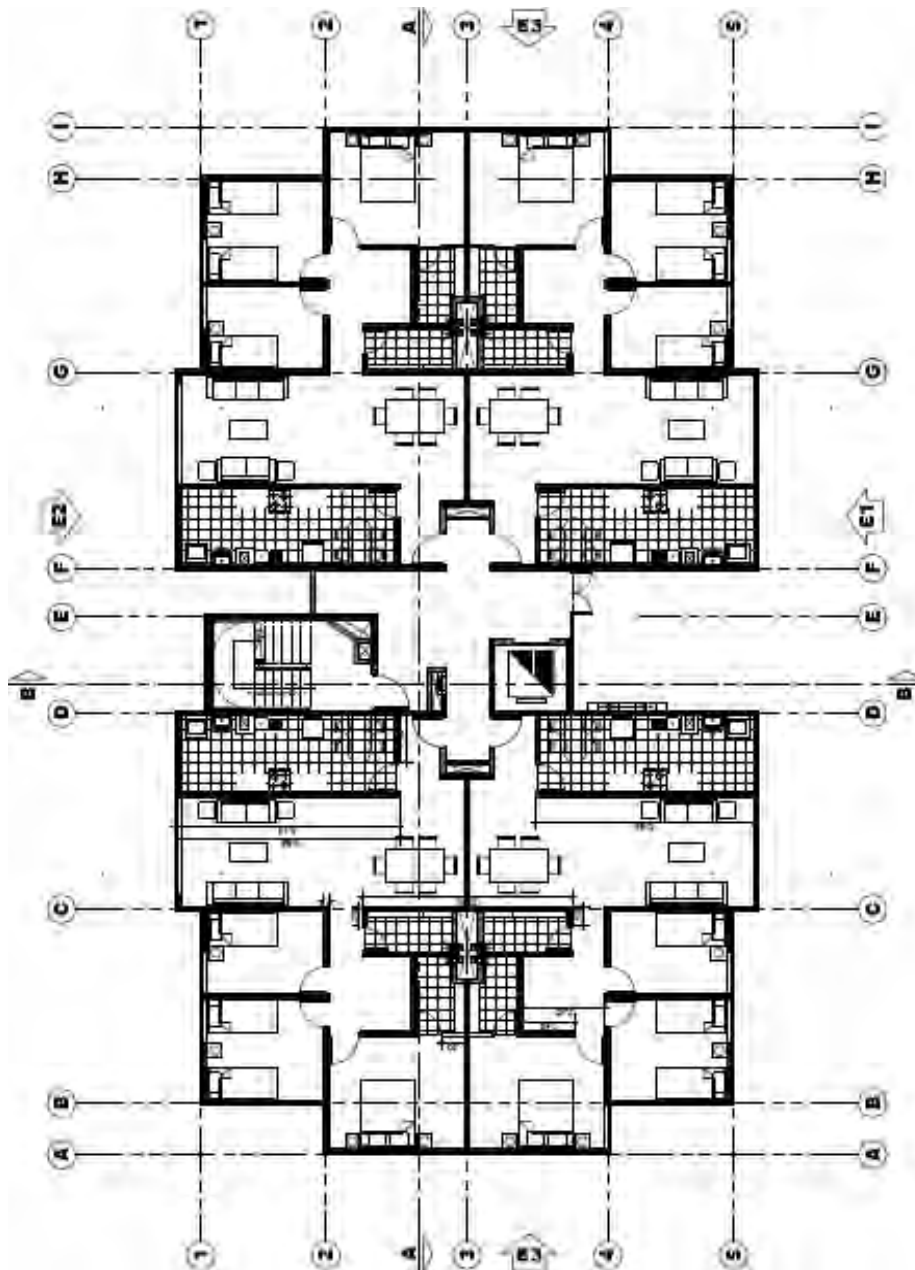


Figura 1. 2. Planta típica del 1er al 7mo nivel

1.3. Normas a utilizar

Las normas para diseñar y analizar del presente proyecto se encuentran en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), estas son la Norma E. 020 Cargas, la Norma E. 030 Diseño Sismorresistente, la Norma E. 050 Suelos y Cimentaciones y la Norma E. 060 Concreto Armado.

Además, a las normas mencionadas, se puede añadir la obra del Ing. Blanco titulado Estructuración y diseño de edificaciones en concreto armado, en forma de resumen y forma práctica de la E060 y E020.

1.4. Cargas utilizadas

Según la norma E.020, la capacidad de la estructura debe de soportar todas las cargas asignadas, a lo largo de su vida útil, según el tipo de uso. Por lo tanto los elementos se diseñarán considerando los siguientes tipos de cargas:

- **Carga Muerta (CM):** Es el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales soportados por la edificación las cuales serán permanentes y con variaciones de carga pequeñas en el tiempo.
- **Carga Viva (CV):** Es el peso de las personas que ocuparán el edificio, así como materiales, equipos, muebles y diversos elementos móviles.
- **Carga de sismo (S):** Es la carga generada en la base de la edificación por las excitaciones sísmicas, la cual será representada por un espectro de diseño y se determinará basándose en la norma E.030.

2. Capítulo II: Estructuración y Pre dimensionamiento

2.1. Criterio de Estructuración

La estructuración corresponde a la posición de elementos como columnas, placas, vigas, losas; sobre un plano de una planta típica de arquitectura. Esta etapa es la más importante ya que de esta depende evitar problemas como torsión, piso blando, baja rigidez lateral, columna cautiva. Para conseguir una correcta estructuración se considera los siguientes criterios (BLANCO, 1996):

- Simplicidad y simetría
- Resistencia y ductilidad
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral
- Existencia de diafragmas rígidos
- Elementos no estructurales
- Sub-estructura o cimentación
- El diseño en concreto armado

2.2. Estructuración del proyecto

La estructuración del proyecto está compuesta de una variedad de placas en ambos ejes, en forma de “L” en los lados del proyecto, placas alargadas en direcciones perpendiculares, un sistema de pórticos en el interior de cada planta y esta disposición de elementos estructurales nos dará una mayor rigidez lateral que depende de la sección de las vigas, placas, columnas y esta descripción se ve reflejada en el siguiente plano. Así como también una correcta ubicación de placas alrededor de la zona de escaleras, y una zona rígida en el ascensor para garantizar su absoluta rigidez. Luego

comparando con el plano de arquitectura se colocan las respectivas vigas chatas para soportar tabiques.

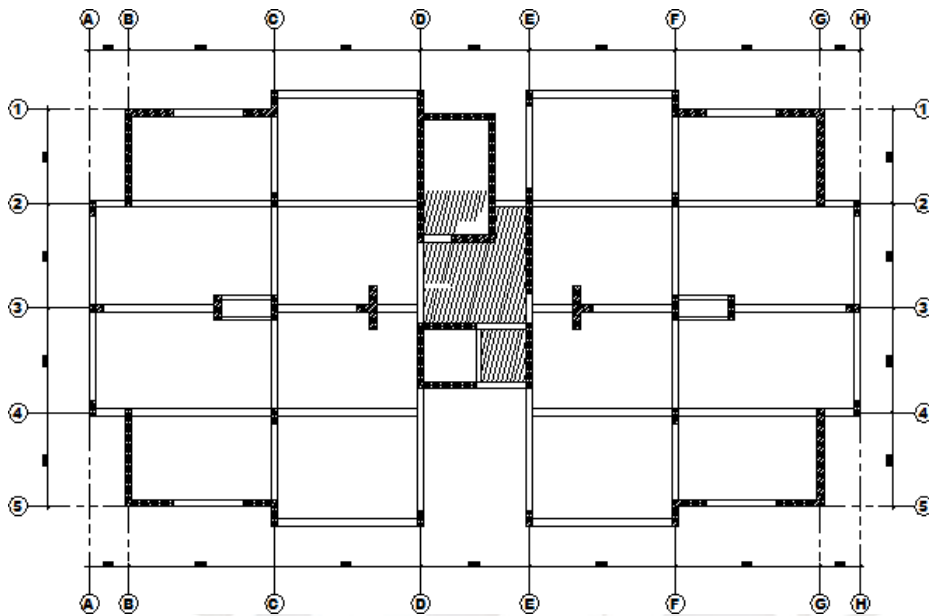


Figura 2. 1. Planta de estructuración de un piso típico

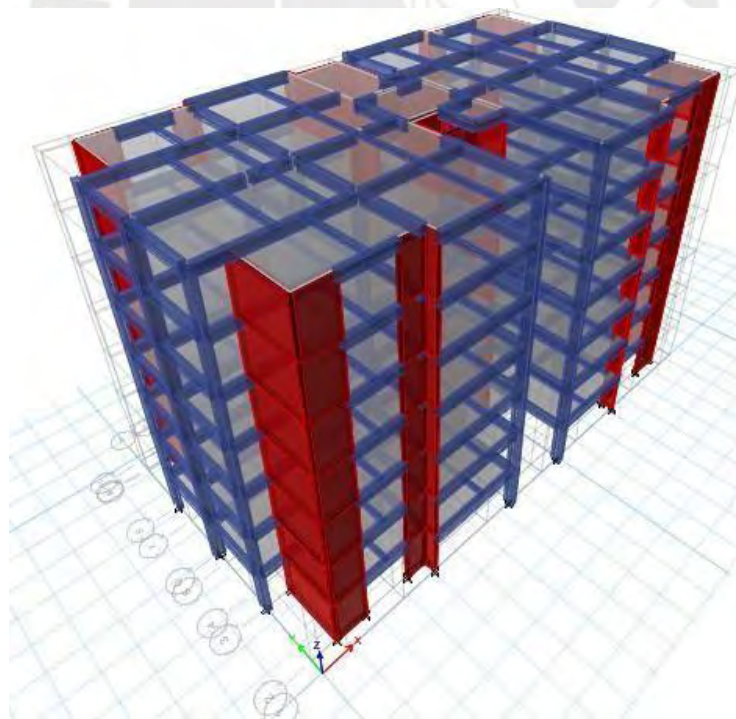


Figura 2. 2. Isometría de la estructuración del edificio (ETABS)

2.3. Pre dimensionamiento de elementos estructurales

2.3.1. Losas aligeradas

En cada bloque del edificio son aligeradas en una dirección esto por tener luces cortas y una simetría en el plano. Las viguetas tienen una luz entre 2 a 3.15 metros, por lo tanto, para el pre dimensionamiento usando lo establecido por el Ing. Blanco en su obra, se obtiene un espesor óptimo igual a 17 cm. No obstante, el peralte que se considera es de 20 cm, esto para favorecer al proceso constructivo y así uniformizar todos los aligerados. La planta del edificio es repetitiva en los 7 niveles y es simétrica en su plano ya que posee cuatro departamentos con la misma distribución interior (vigas, columnas, placas, tabiques) y las mismas dimensiones. Debido a la simetría consideramos 20 cm a todo aligerado existente.

Tabla 2. 1. Tabla de peraltes conocidos según la luz libre

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

2.3.2. Losas macizas

Para generar una unidad rígida en el área de escalera y ascensores se tiene una losa tipo maciza que integra el área. La losa maciza existente en el edificio se encuentra entre la zona de ascensor y escaleras en los 5 entrespisos, la cual cubre un área de 16.62 m² y otras áreas de 3.08 m² y 1.625 m² respectivamente. Esta ubicación centrada en el plano nos permite tener un solo paño de losa maciza, siguiendo los pasos del libro del Ing. Blanco, se tiene un espesor de 12 cm ya que las luces para la losa son menores a 4 metros y para tener una losa uniforme y favorecer al proceso constructivo.

Tabla 2. 2. Tabla de peraltes conocidos según la luz libre

Luz libre	Menor a 4m	Entre 4 y 5.5 m	Entre 5 y 6.5 m	Entre 6 y 7.5 m
Peralte (cm)	h = 12 o 13	h = 15	h = 20	h = 25

2.3.3. Vigas peraltadas

La norma establece un espesor mínimo de 25 cm para vigas, si conforma un pórtico sismo resistente de concreto armado. Sin embargo, si solo se considera la norma tendríamos diferentes peraltes por viga y si seguimos otros factores como sismo resistente y rigidez lateral (Blanco, 1996), tendríamos un peralte uniforme en todas las vigas de acuerdo a la luz, así como también para facilitar el proceso constructivo.

La luz de mayor longitud es de 4 m y esto corresponde 0.4 m de peralte si se considera Luz/10.

$$\text{Luz}/10 = 400/10 = 0.4\text{m}$$

$$\text{Luz}/12=400/12 = 0.33\text{m}$$

Por un tema de arquitectura del tamaño de los vanos, se plantea un peralte

Tabla 2. 3. Tabla para el predimensionamiento de peraltes

Vigas	Luz libre (m)	Peralte (m)			Peralte elegido (m)	Ancho elegido (m)
		Luz libre/10	Luz libre/12	Luz libre/24		
VP-01	2.92	0.29	0.24	0.21	0.50	0.25
	2.42	0.24	0.20	0.17	0.50	0.25
VP-02	3.15	0.32	0.26	0.23	0.50	0.25
	2.13	0.21	0.18	0.15	0.50	0.25

2.3.4. Columnas

Tabla 2. 4. Tabla para el predimensionamiento de Columnas

Columna	Área tributaria	N° pisos	Carga	P servicio	Área requerida	Dimensiones asignadas		Área asignada
	m2		ton/m2	ton	cm2	base (cm)	peralte (cm)	cm2
C-1	15.00	7	1.05	110	1167	25	55	1375
C-2	12.00	7	1.05	88	933	25	55	1375

2.3.5. Placas

Para alivianar el esfuerzo cortante en los pórticos existen las placas (Blanco, 1996) Por esta razón

si existe más placas en ambos ejes, estos tomarán más cortante. La determinación final de las dimensiones de una plaza las establece un ingeniero estructural, sin embargo, en muchos proyectos se usa un acho de placa de 25cm. Si seguimos esta regla lo verificaremos más adelante en el análisis sísmico.



3. Capítulo III: Análisis sísmico

Se realizará el análisis sísmico con el objetivo de calcular las derivas y fuerzas de diseño y que cumplan con lo estipulado en la norma E.030 Diseño Sismorresistente. Es así que, se proveerá al edificio de ductilidad, resistencia y rigidez adecuada para un comportamiento óptimo ante sismos raros.

Así mismo, se realizarán dos tipos de análisis: Estático traslacional (bidimensional) y Dinámico tridimensional. Ambos análisis permiten obtener las fuerzas internas y desplazamientos de la estructura; sin embargo, se tomará en cuenta el segundo, ya que al no ser tan conservador permitirá que no se sobredimensione los elementos estructurales.

3.1. Parámetros sísmicos de edificación

Los parámetros sísmicos se clasifican según la zonificación (Z), categoría de la edificación (U), el tipo de suelo (S), y el periodo de la misma (C). Asimismo, se establece un factor de reducción (R). En los siguientes párrafos se definirá a cada uno de los parámetros sísmicos:

Factor de zona (Z):

Es la aceleración máxima, con una probabilidad de ser superada del 10%, en la base rocosa, para un periodo de 50 años (Muñoz Pelaez, 2009). Los valores de este parámetro se encuentran estipulados en la norma E.030 que se enseñan en la Tabla 3.1:

Tabla 3. 1. Tabla aceleración según zona

Factores de zona "Z"	
Zona	Z (g)
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Debido a que la edificación se localiza en el distrito de San Miguel, el cual se designa como zona 4, el factor que le toca es 0.45.

Factor de uso (U):

Se define como el factor que amplifica los requerimientos sísmicos en edificaciones vitales y relevantes en comparación a las normales. Este incremento permite una mayor resistencia lateral y rigidez. A continuación, se mostrará los valores del parámetro según el uso:

Tabla 3. 2. Tabla Factor U

CATEGORIA DE EDIFICACIONES		
CATEGORIA		Factor (U)
A	Edificaciones Esenciales	1.5
B	Edificaciones Importantes	1.3
C	Edificaciones Comunes	1
D	Edificaciones Temporales	-

La categoría del edificio a analizar es una vivienda multifamiliar, este tiene categoría de edificación común (C). Es debido a esto que se le da el factor de 1.

Factor de suelo (S): Se define como el factor que posibilita la estimación del aumento de las fuerzas sísmicas considerando a la base rocosa (Muñoz Pelaez, 2009) La norma establece cuatro tipos de perfil de suelos y los relaciona según la zona donde se encuentre ubicado (Z). De este modo, se mostrarán los valores del parámetro S en la siguiente tabla:

Tabla 3. 3. Tabla del Factor de Suelo “S”

Zona/Suelo	Factor del suelo "S"			
	So	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

La capacidad portante que tiene el suelo es 3 kg/cm², por lo tanto, es un suelo intermedio tipo

S2. Según la tabla, se distingue que el parámetro tomará el valor de 1.05.

Factor de amplificación dinámica (C):

Se define como la relación, que tiene la estructura y su base, en su máximo valor de aceleración.

Está dado en función al parámetro de suelo y el periodo fundamental de la edificación. Asimismo, se presentarán las expresiones que se usan para calcular dicho factor:

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

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

$$C = 2.5(T_P \cdot T_L)/T^2 \quad , \quad T > T_L$$

En donde las variables son T, T_P y T_L, las cuales son el periodo fundamental de la edificación, en una zona de velocidad constante y de inicio de zona de desplazamiento constante, respectivamente.

Estos valores se establecen en la norma según la Tabla 3.4:

Tabla 3. 4. Tabla del Factor de Suelo “S”

	Períodos "Tp" y "TL"			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Por lo tanto, los valores de T_P y T_L para un suelo muy rígido serán 0.6 y 2 respectivamente.

Coefficiente de reducción (R):

Se define como el coeficiente que divide a la fuerza elástica máxima para obtener la resistencia lateral de diseño que debe poseer la estructura. Por ende, la norma proporciona valores a este parámetro según el sistema estructural del edificio. A continuación, se mostrará una tabla con los valores proporcionados por la norma E.030:

Tabla 3. 5. Tabla de R según sistema estructural

Sistema estructural	Ro
Pórticos	8
Dual	7
Muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3

El edificio que se analiza presenta muros de corte, con lo cual absorbe casi la totalidad de las fuerzas sísmicas. Por lo tanto, el valor que le corresponde al factor de reducción es de 6.

3.2. Masa sísmica, Centro de Masas y de Rigidez

Para calcular la masa sísmica, la norma establece que en edificios comunes se considera el 25% de la carga viva en los pisos denominados típicos y también en la azotea.

Tabla 3. 6. Tabla de Masas de cada nivel

Piso	Masa tonf-s ² /m	Peso ton
Piso 7	34.2	335.2
Piso 6	40.6	398.8
Piso 5	40.6	398.8
Piso 4	40.6	398.8
Piso 3	40.6	398.8
Piso 2	40.6	398.8
Piso 1	40.6	398.8
	278.1	2727.8

En cuanto al centro de masas y rigidez del edificio se adjunta la siguiente tabla resumen en todos los niveles:

Tabla 3. 7. Tabla de Centro de Masa y Centro de Rigidez

Piso	Centro de Masas		Centro Rigidez	
	XCCM (m)	YCCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
Piso 1	14.1	8.0	13.91	8.93
Piso 2	14.1	8.2	13.91	8.98
Piso 3	14.1	8.2	13.92	9.05
Piso 4	14.1	8.2	13.93	9.10
Piso 5	14.1	8.2	13.95	9.09
Piso 6	14.1	8.2	13.98	8.93
Piso 7	14.1	8.2	14.04	8.51

3.3. Análisis de las irregularidades en planta y en altura

Para corroborar si es que a la estructura se la puede clasificar como regular o, caso contrario, como irregular, se debe analizar en planta y altura. Estos tipos de irregularidades se encuentran definidas en la norma de Diseño Sismorresistente, donde se establecen valores para el factor de reducción según su tipo.

3.3.1. Irregularidad en altura

Piso blando: El presente edificio no cuenta con esta irregularidad, ya que las columnas y placas son continuas en todo el edificio. Por otro lado, la altura de los pisos es constante.

Irregularidad de masa o peso: La edificación no muestra esta irregularidad, puesto que al estar conformado por pisos típicos la masa en todos los pisos es aproximadamente la misma.

Tabla 3. 8. Tabla de Comprobación de Irregularidad de Masa

Piso	Diafragma	Mass X tonf-s2/m	Mass Y tonf-s2/m	Relación pesos X	Factor de irregul. X	Factor de irregul.X	Factor de irregul.Y
Piso 7	D7	34.17	34.17	-	-	-	-
Piso 6	D6	40.65	40.65	1.19	1.19	1	1
Piso 5	D5	40.65	40.65	1.00	1.00	1	1
Piso 4	D4	40.65	40.65	1.00	1.00	1	1
Piso 3	D3	40.65	40.65	1.00	1.00	1	1
Piso 2	D2	40.65	40.65	1.00	1.00	1	1
Piso 1	D1	40.65	40.65	1.00	1.00	1	1
	M =	278.06	278.06				

Irregularidad geométrica vertical: La geometría del edificio se mantiene constante en toda su altura, por ende, no cuenta con esta irregularidad.

Discontinuidad en los sistemas resistentes: Los elementos estructurales del edificio se encuentran en posiciones las cuales permiten que su continuidad en altura. De este modo, esta irregularidad no se hace presente.

3.3.2. Irregularidad en planta

Irregularidad torsional: Posteriormente se definirá la existencia o no de este tipo de irregularidad, luego de realizar el análisis dinámico.

Esquinas entrantes: Según el plano en planta se observa que el edificio si cuenta con aberturas que permitan la posibilidad de poseer esta irregularidad.

Tabla 3. 9. Tabla de dimensiones de esquina entrante

Esquinas Entrantes		0.9
Dirección	X	Y
Long. total (m)	28.2	14.6
Esq. entrante (m)	3.2	3.35
Factor	1	0.9

Discontinuidad en el diafragma: El edificio no cuenta con discontinuidades abruptas en los diafragmas. Por otro lado, tampoco hay presencia de un área neta resistente menor a la mitad del área bruta del diafragma.

Área total: 395 m²

Área de la abertura: 20 m²

Relación: 5%

3.4. Análisis modal

El análisis modal trabaja con tres grados de libertad por piso, dos de traslación y uno en rotación.

Con lo cual, para el edificio de siete niveles, se contará con 21 modos de vibración.

Dicho análisis se realizará con la ayuda del programa de cómputo ETABS, por ende, se presenta el modelo realizado en dicha herramienta:

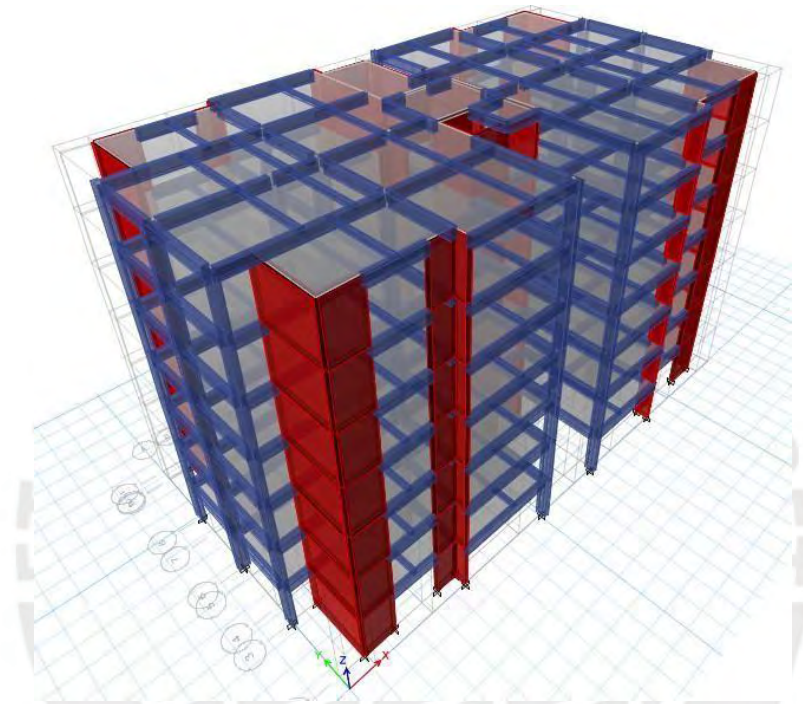


Figura 3. 1. Modelo en ETABS del edificio

Según la dirección de análisis, sobresale el que tenga mayor masa participativa. A continuación, se muestra la tabla resumen de los periodos de vibración y masa participativa para cada eje:

Tabla 3. 10. Tabla de periodos de vibración y masa participativa

Caso	Modo	Periodo seg	UX	UY
Modal	1	0.42	71.1%	0.6%
Modal	2	0.31	0.0%	45.0%
Modal	3	0.28	2.5%	25.2%
Modal	4	0.11	15.1%	0.1%
Modal	5	0.07	0.0%	13.1%
Modal	6	0.07	0.3%	5.5%
Modal	7	0.05	5.5%	0.0%
Modal	8	0.03	0.0%	6.0%
Modal	9	0.03	0.4%	0.0%
Modal	10	0.03	2.5%	0.0%
Modal	11	0.02	1.5%	0.0%
Modal	12	0.02	0.0%	0.0%
Modal	13	0.02	0.0%	2.6%
Modal	14	0.02	0.0%	0.0%
Modal	15	0.02	0.0%	0.0%
Modal	16	0.02	0.0%	0.0%
Modal	17	0.02	0.0%	0.0%
Modal	18	0.02	0.1%	0.0%
Modal	19	0.02	0.0%	0.0%
Modal	20	0.02	0.0%	0.0%
Modal	21	0.02	0.8%	0.0%

Tabla 3. 11. Valores significativos de periodos de vibración

Modo	Período segundos	% Masa participativa X	Modo	Período segundos	% Masa participativa Y
1	0.42	71.1%	2	0.31	45%
4	0.11	15.1%	3	0.28	25.2%
7	0.05	5.5%			

De las tablas adjuntas, se infiere que los periodos fundamentales en X e Y son 0.42 segundos y

0.31 segundos, respectivamente.

3.4.1. Análisis Estático

Se ejecuta para representar la fuerza sísmica considerándola como un grupo de fuerzas actuando en el centro de masas de los pisos de la estructura.

En primer lugar, es calculado la cortante basal mediante los parámetros que fueron definidos en “parámetros sísmicos de edificación”, con la siguiente expresión:

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

Donde:

P: pesos sísmico

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

En la Tabla 3.12 se aprecia las variables sísmicas en el eje X:

Tabla 3. 12. Resumen de Parámetros sísmicos

	Parámetros sísmicos	Valor
Z	Factor de zona	0.45
U	Factor de uso	1
Tx	periodo restringiendo el eje "Y"	0.45 seg
Cx	Coficiente de amplificación dinámica	2.5
S	Factor de suelo	1.05
Rx	Factor de reducción	5.4

La cortante basal estática se calcula:

$$\text{Cortante basal estático en el eje X: } V_x = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.05}{5.4} \cdot 2727.75 = 597 \text{ t}$$

Brindando un resultado de la cortante basal estática:

$$\text{Cortante basal estático en el eje Y: } V_y = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.05}{6} \cdot 2727.75 = 597t$$

Resultado del análisis estático:

El resultado del análisis se representa mediante derivas inelásticas, las cuales serán calculadas multiplicando las derivas elásticas calculadas por “0.75*R” para la estructura regular:

Verificación del factor de reducción:

Se partió asumiendo que el sistema estructural utilizado en la estructura es de muros de concreto armado, teniendo un valor de factor de reducción de 6. De este modo se procede a realizar la verificación del porcentaje de cortante de las placas respecto al cortante total estático en las direcciones en las que se realiza el análisis:

Tabla 3. 13. Fuerza Cortante en ambos ejes

		Cortante basal estático (t)	Porcentaje respecto a la cortante total	Sistema estructural
X	Vx estático total	604.5	100%	Muros estructurales
	Vx muros	580	96%	
	Vx columnas	24.25	4%	
Y	Vy estático total	604.5	100%	Muros estructurales
	Vy muros	580.52	96%	
	Vy columnas	23.98	4%	

Según la tabla se puede deducir que los muros estructurales absorben casi la totalidad de la fuerza sísmica en los ejes X e Y, con lo cual se concluye el uso de muros estructurales como el sistema estructural, siguiendo las condiciones planteadas inicialmente.

3.4.2. Análisis dinámico

El análisis dinámico se ejecutará de acuerdo al procedimiento modal espectral especificado en la norma E.030. Por medio de este análisis y de la combinación modal espectral podremos obtener las máximas respuestas elásticas esperadas, correspondiente al efecto conjunto de todos los modos empleados, de la estructura. Para este tipo de análisis se utilizará la regla de la combinación cuadrática completa (CQC) que resulta ser la más precisa a la hora de superponer los efectos en conjunto de los diferentes modos de vibración de la estructura.

Según la norma E.030 el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones mantiene la siguiente forma en función de los parámetros sísmicos de manera independiente para cada dirección de análisis (X-X e Y-Y):

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

Se ejecuta este análisis a fin de obtener la respuesta de desplazamientos y fuerzas a partir del espectro de aceleraciones. Este espectro lo establece la Norma E.030 a través de sus parámetros sísmicos. Según el sentido en los ejes de “X” e “Y” se usará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, el cual se expresa como:

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

En el caso del presente edificio se construyó el espectro con un solo parámetro (C), y posteriormente se asignará un factor de escala (ZUSg/R). EN la Figura 3.2, se presenta gráficamente el factor de amplificación dinámico vs periodo:

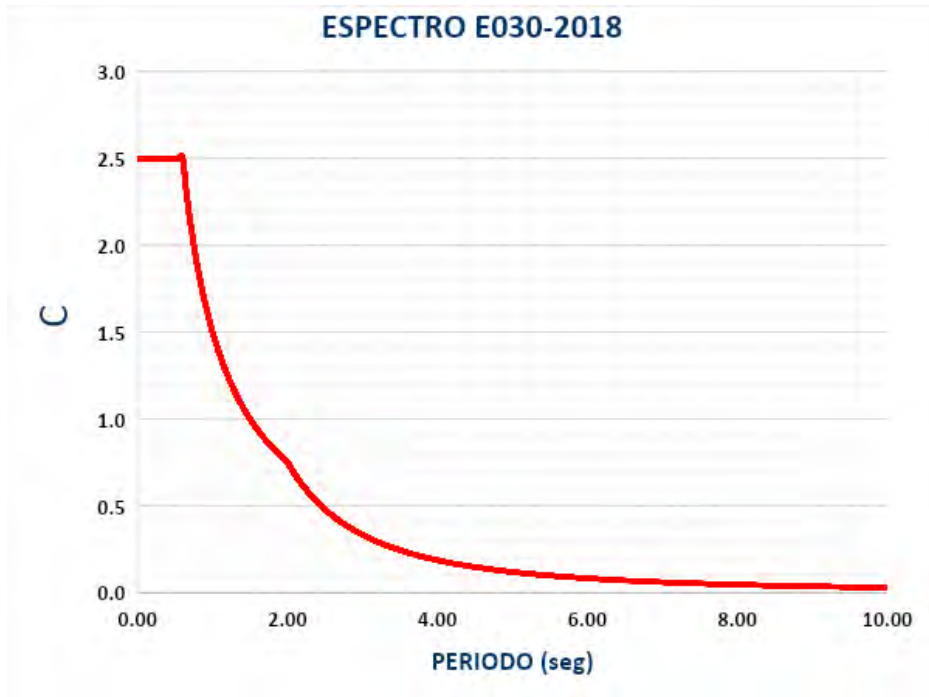


Figura 3. 2. Espectro E030-2018

El factor de escala se calculará como:

$$factor\ de\ escala = \frac{0.45 \times 1.05 \times 1}{5.4} \cdot 9.81 = 0.8584$$

A continuación, se presentará las cortantes basales dinámicas que proporciona el programa de cómputo:

Vx dinámico = 442.31 t

Vy dinámico = 405.24 t

Control de derivas de entrepiso:

En la Tabla 3.14 se mostrarán las derivas en las direcciones analizadas X e Y, para cada uno de los niveles correspondientes:

Tabla 3. 14. Derivas en ambos ejes

Piso	Dirección	Deriva elástica (%)	Deriva inelástica (%)	Piso	Dirección	Deriva elástica (%)	Deriva inelástica (%)
Piso 7	X	0.74	3.5	Piso 7	Y	0.53	2.5
Piso 6	X	0.85	3.9	Piso 6	Y	0.56	2.6
Piso 5	X	0.93	4.3	Piso 5	Y	0.57	2.6
Piso 4	X	0.97	4.5	Piso 4	Y	0.55	2.5
Piso 3	X	0.92	4.2	Piso 3	Y	0.48	2.2
Piso 2	X	0.74	3.4	Piso 2	Y	0.36	1.7
Piso 1	X	0.35	1.6	Piso 1	Y	0.17	1

En la Tabla 3.14, se puede notar que tanto en X como en Y, se está cumpliendo con la deriva máxima (7%) cuando es el caso de estructuras de concreto armado. Asimismo, se resalta que la deriva máxima en el análisis del eje X se encuentra en el 4to nivel, mientras que en el análisis de eje Y se encuentra en el quinto y sexto nivel.

3.5. Verificación de irregularidades

Irregularidad torsional:

Este tipo de irregularidad aparece cuando entre la ubicación del centro de rigidez y la del centro de masa, existe una gran excentricidad. Además, siguiendo la norma sismorresistente en su artículo número 20, estipula que esta irregularidad se tomará en cuenta cuando al dividir el desplazamiento de entrepiso máximo con la media de desplazamiento de entrepiso resulte más de 1.3. En las siguientes tablas se verificará si existe dicha regularidad:

Donde se indica como irregularidad torsional extrema igual a uno, significa que es regular.

Tabla 3. 15. Irregularidad torsional en X

Piso	Caso	X-Dir	¿Cumple deriva?	¿Analizar torsión?	Ratio X-Dir	Irreg. Torsional	Irregularidad Torsional Extrema
Piso 7	Dx máx	0.0035	Si	No	1.47	1	1
Piso 6	Dx máx	0.0039	Si	Si	1.434	0.75	1
Piso 5	Dx máx	0.0043	Si	Si	1.399	0.75	1
Piso 4	Dx máx	0.0045	Si	Si	1.365	0.75	1
Piso 3	Dx máx	0.0042	Si	Si	1.332	0.75	1
Piso 2	Dx máx	0.0034	Si	No	1.299	1	1
Piso 1	Dx máx	0.0016	Si	No	1.291	1	1

Donde se indica como irregularidad torsional extrema igual a uno, significa que es regular.

Tabla 3. 16. Irregularidad torsional en Y

Piso	Load Case/Combo	Y-Dir	¿Cumple deriva?	¿Analizar torsión?	Ratio Y-Dir	Irreg. Torsional	Irregularidad Torsional Extrema
Piso 7	Dy máx	0.0008	Si	No	1.207	1	1
Piso 6	Dy máx	0.0022	Si	No	1.199	1	1
Piso 5	Dy máx	0.0022	Si	No	1.192	1	1
Piso 4	Dy máx	0.0021	Si	No	1.185	1	1
Piso 3	Dy máx	0.0019	Si	No	1.178	1	1
Piso 2	Dy máx	0.0014	Si	No	1.167	1	1
Piso 1	Dy máx	0.0008	Si	No	1.154	1	1

3.5. Fuerzas de diseño

El porcentaje mínimo que menciona la norma de diseño sismorresistente, para la fuerza de diseño o cortante basal del edificio, es de 80% o 90% del cortante estático, cuando se tiene tanto estructuras regulares o irregulares, respectivamente.

De manera análoga, se escalará la cortante dinámica para que sea el 80% de la cortante estática (cuando la estructura es regular). En la Tabla 3.17. se mostrará el cálculo de dicho factor de escala en X e Y:

Tabla 3. 17. Resumen cálculos de cortante

Cortante basal estático en X	605 t
Cortante dinámica en X	442 t
Regular : 80%Vestático	478 t
Factor de escala	1.08
<hr/>	
Cortante basal estático en Y	604.5 t
Cortante dinámica en Y	406 t
Regular : 80%Vestático	477 t
Factor de escala	1.18

3.6. Desplazamientos máximos

Los desplazamientos absolutos calculados mediante el análisis dinámico nos ayudarán a calcular la dimensión de la junta sísmica, el cual se debe considerar con el fin de evitar futuras colisiones con edificios colindantes. Por lo tanto, se mostrará los desplazamientos máximos del edificio en ambas direcciones de análisis y considerar que el edificio diseñado no tiene un límite de propiedad en su perímetro por lo tanto no se considera hallar la junta sísmica.

Tabla 3. 18. Desplazamientos máximos

Piso	Desplazamiento absoluto máximo en el eje X (cm)
Piso 7	1.46
Piso 6	1.27
Piso 5	1.04
Piso 4	0.79
Piso 3	0.534
Piso 2	0.29
Piso 1	0.09

Piso	Desplazamiento absoluto máximo en el eje Y (cm)
Piso 7	0.86
Piso 6	0.72
Piso 5	0.57
Piso 4	0.42
Piso 3	0.27
Piso 2	0.14
Piso 1	0.05



4. Capítulo IV: Diseño de losas aligeradas y macizas

4.1. Diseño de losas aligeradas

4.1.1. Análisis estructural

Las viguetas presentes en la edificación, solo soportan cargas verticales y en el modelo establecido consideramos que no existe deflexión en las vigas y estas sirven de apoyo simple para las viguetas. Además, las viguetas en su mayoría tienen una luz entre 2 a 3.15 metros, por lo tanto, en el dimensionamiento se considera 20 cm de peralte de vigueta, el recubrimiento de 2cm para el elemento estructural y obtenemos un valor de 17 cm para el peralte efectivo en todas las losas. Los elementos se encuentran bajo cargas de gravedad.

Tabla 4. 1. Tabla de pesos según el espesor del aligerado

Con vigueta 0,10 m de ancho y 0,40 m entre ejes		
Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kgf/m ²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

Si actúan cargas de gravedad:

El peso propio, cuando se tiene un ancho tributario de 20 a 40 cm de una vigueta, es 300kg/m².

Se debe añadir el peso de los acabados de 100k/m² y considerar una sobrecarga de 200kg/cm² ya que es un edificio multifamiliar.

Donde la Carga son: $CM=0.4*(.3+.1) = 0.16$ T/m $CV=0.4*0.2=0.08$ T/m

Con estos valores tenemos:

Carga en servicio = $0.4*(0.3+0.1+0.2) = 0.28$ T/m²

Carga Última = $1.4*(0.4*(0.3+0.1)) + 1.7*(0.4*0.2) = 0.36$ T/m²

DMF (T/m):

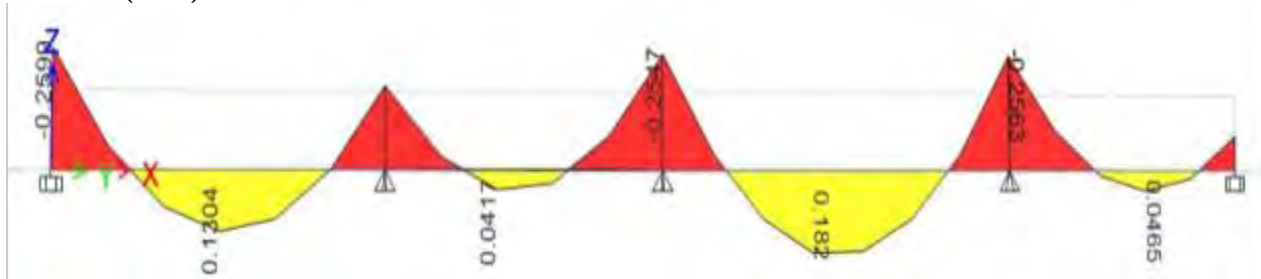


Figura 4. 1. Diagrama de Momentos por carga última

DFC (T):

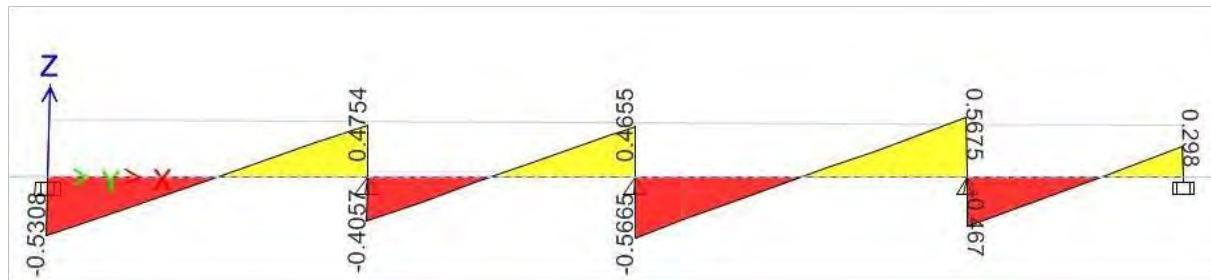


Figura 4. 2. Diagrama de Fuerza cortante por carga última

4.1.2. Procedimiento de diseño

Diseño por flexión:

Al obtener los momentos flectores, considerando carga última, se procede a hallar ciertos parámetros tanto cuando es positivo como negativo el momento.

Momento +: Se halla el momento cracking mediante la siguiente fórmula

$$M_{cr} = \frac{I_g * Fr}{h - c}$$

Donde

I_g : Inercia bruta de la sección (m^4)

Fr : Módulo de ruptura del concreto (kg/cm^2) h : peralte de la vigueta (m)

c : zona de compresiones (m)

Luego tenemos que hallar los aceros máximos y mínimos.

$$A_{s \text{ mín}} = 0.7 * \sqrt{f'c} * bw * \frac{d}{f_y}$$

$f'c$: Calidad del concreto, esfuerzo (kg/cm²)

bw : Ancho del alma de la vigueta (m)

d : Peralte efectivo de la vigueta (m)

$f'y$: Esfuerzo de fluencia (kg/cm²)

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 * Asb$$

Asb : Acero balanceado (cm²)

$$Asb = 0.85 * \frac{f'c}{f'y} * (hf(bf - bw) + cb * \beta * bw)$$

hf : espesor del ala (m) bf : ancho tributario (m)

Después se tiene que determinar la dimensión del bloque de compresiones, para un modelo elastoplástico perfecto. Siendo así un valor que permite encontrar el área de acero requerido para la vigueta en el momento positivo.

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 * \frac{Mu}{\phi * 0.85 * f'c * bf}}$$

Mu : Momento positivo último hallado en el análisis

ϕ : 0.9

Con el valor de As se obtiene el acero, y se procede a escoger la cantidad de varillas a lo largo se colocarían y los bastones que necesite.

$$As = \frac{Mu}{\phi * f'y * (d - a/2)}$$

Con las cuales obtenemos los Momentos nominales, y la cantidad de acero que debe ser instalada en la vigueta. Con los resultados se procede a armar, en los momentos positivos, la vigueta con acero corrido y, para momentos negativos, bastones.

Se presenta un diagrama en planta donde se aprecia la distribución escogida.

Momento -:Se halla el momento cracking mediante la siguiente fórmula

$$M_{cr} = \frac{I_g * Fr}{c}$$

Donde

I_g : Inercia bruta de la sección (m^4)

Fr : Módulo de ruptura del concreto (kg/cm^2)

c : zona de compresiones en el alma(m)

Luego tenemos que hallar los aceros máximos y mínimos.

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{1.2 * M_{cr}}{\phi * f'_y * (d - a_{mín}/2)}$$

f'_c : Calidad del concreto, esfuerzo (kg/cm^2)

d : Peralte efectivo de la vigueta (m)

f'_y : Esfuerzo de fluencia (kg/cm^2)

$$a_{mín} = d - \sqrt{d^2 - 2 * \frac{1.2 * M_{cr}}{\phi * 0.85 * f'_c * bw}}$$

Luego el acero máximo:

$$A_{s \text{ máx}} = 0.75 * 0.85 * Cb * \beta * f'_c * \frac{bw}{f'_y}$$

Con este rango de aceros máx. Y mín. se procede a hallar el acero negativo requerido.

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 * \frac{Mu}{\phi * 0.85 * f'_c * bf}}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f'_y * (d - a/2)}$$

Con el valor de los aceros requerido, se procede a reconocer que bastones negativos se deben colocar en cada punto.

Luego de diseñar por flexión, se diseña por corte para la vigueta, para determinar si tendrá ensanche.

Diseño por corte:

$$Vud = Vmáx - Wu * (d + a)$$

Vud : fuerza cortante de diseño(T)

Vmáx : Fuerza de cortante máxima (T)

Wu : carga distribuida última en la vigueta (T/m)

a : mitad de ancho de columna , si no se considera el apoyo como un punto.

$$V = Vmáx - Wu * (d)$$

Vud : fuerza cortante de diseño(T)

Vmáx : Fuerza de cortante máxima (T)

Wu : carga distribuida última en la vigueta (T/m)

$\emptyset Vc > Vu$ -> no necesita ensanche

$\emptyset Vc < Vu$ -> necesita ensanche

Se puede usar ensanches alternados o no alternados.

4.1.3. Ejemplo de diseño

Se tiene una vigueta de 4 tramos y sus respectivos momentos máximos, los cuales fueron respectivamente obtenidos del diagrama anterior (Figura 1.10).

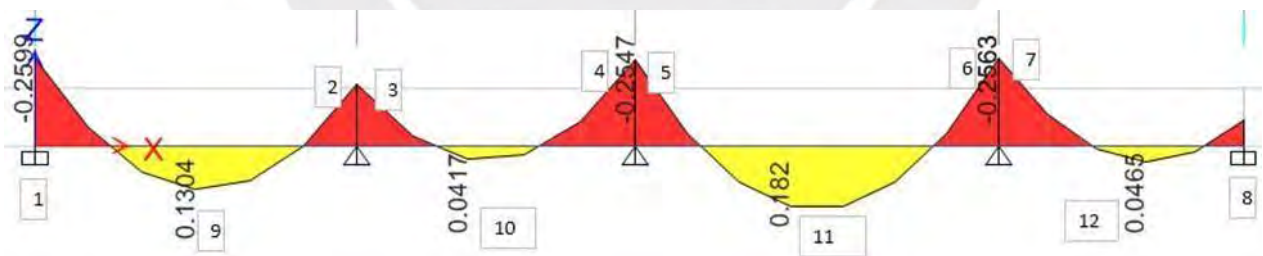


Figura 4. 3. Puntos máximos en el DMF

Se considera negativos a la cara de la viga donde se apoya.

Tabla 4. 2. Tabla de los Puntos máximos en el DMF y DFC

tramo 1	M1(T/m)	-0.204	V1(T)	-0.4858
	M2(T/m)	-0.1355	V2(T)	0.4309
tramo 2	M3(T/m)	-0.1426	V3(T)	-0.3607
	M4(T/m)	-0.2074	V4(T)	0.4205
tramo 3	M5(T/m)	-0.194	V5(T)	-0.5215
	M6(T/m)	-0.1955	V6(T)	0.5225
tramo 4	M7(T/m)	-0.2075	V7(T)	-0.422
	M8(T/m)	-0.0491	V8(T)	0.253

Con estos valores procedemos a usar las fórmulas de diseño por flexión.

Tabla 4. 3. Tabla de los Puntos máximos en el DMF y DFC

Cbruta(cm)	lbruta(cm)	Mcr(T.m)	amín(cm)	Asmin(cm ²)	cb(cm)	Asmáx(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)
6.79	11801.01	0.5	2.36	1	10	2.71	0.76	0.32
6.79	11801.01	0.5	2.36	1	10	2.71	0.5	0.21
6.79	11801.01	0.5	2.36	1	10	2.71	0.53	0.23
6.79	11801.01	0.5	2.36	1	10	2.71	0.78	0.33
6.79	11801.01	0.5	2.36	1	10	2.71	0.73	0.31
6.79	11801.01	0.5	2.36	1	10	2.71	0.73	0.31
6.79	11801.01	0.5	2.36	1	10	2.71	0.78	0.33
6.79	11801.01	0.5	2.36	1	10	2.71	0.18	0.08

Ahora se evalúa cuánto acero va en la sección T.

Tabla 4. 4. Acero instalado en la sección de momentos negativos

Diámetro			As inst(cm ²)	Mn(T.m)
8mm	3/8"	1/2"		
0	2	0	1.42	0.82
0	2	0	1.42	0.82
0	2	0	1.42	0.91
0	2	0	1.42	0.82
0	2	0	1.42	0.82
0	2	0	1.42	0.91
0	2	0	1.42	0.82
0	2	0	1.42	0.82

El diseño por resistencia se llega a realizar debido a que $\phi M_n > M_u$, luego verificar en la sección negativa se procede a realizar los mismos cálculos para la sección de momentos positivos.

Tabla 4. 5. Acero instalado en la sección de momentos negativos

Cbruta(cm)	Ibuta(cm ⁴)	Mcr(T.m)	Asmin(cm ²)	Cb(cm)	Asb(cm ²)	Asmáx(cm ²)	a(cm)	As(cm ²)
6.79	11801.01	0.26	0.41	10	9.99	7.49	0.12	0.2
6.79	11801.01	0.26	0.41	10	9.99	7.49	0.04	0.06
6.79	11801.01	0.26	0.41	10	9.99	7.49	0.17	0.28
6.79	11801.01	0.26	0.41	10	9.99	7.49	0.04	0.07

Momentos positivos:

Tabla 4. 6. Tabla de valores de momentos positivos

M1(T.m)	0.1304
M2(T.m)	0.0417
M3(T.m)	0.182
M4(T.m)	0.0465

Tabla 4. 7. Tabla con los valores de $\emptyset Mn$

Diámetro			As inst(cm ²)	Mn(T.m)
8mm	3/8"	1/2"		
0	1	0	0.71	0.45
0	1	0	0.71	0.45
0	1	0	0.71	0.45
0	1	0	0.71	0.45

Nótese que también la colocación de acero asignada obedece al diseño por resistencia.

Diseño por corte:

Tabla 4. 8. Tabla con los valores de $\emptyset Vc$

Vdiseño(T)	Vc(T.m)
-0.4818	1.22
0.4309	1.22
-0.3607	1.22
0.4205	1.22
-0.5215	1.22
0.5225	1.22
-0.422	1.22
0.253	1.22

Según el diseño por cortante no se necesita ensanche ya que el valor del ϕV_c supera a la fuerza cortante de diseño en todas las secciones analizadas de la vigueta.

Una breve descripción del armado de la vigueta es acero corrido de 3/8 “para los momentos positivos, y 2 bastones de 3/8” en la ubicación de momentos negativos, sin embargo, por proceso constructivo y la existencia de incertidumbre en las fórmulas de diseño, deciden colocar 1 bastón de 1/2” reemplazando los 2 bastones de 3/8” el área disminuye de 1.42 cm² a 1.29 cm².

4.2. Diseño de losas macizas

4.2.1. Análisis estructural

La carga que existirá en la losa maciza cambiará con respecto a losa aligerada en el peso propio y el ancho tributario, la losa maciza se considera como una viga de ancho de 100cm y con un peralte de 20cm establecido en el predimensionamiento.

Si actúan cargas de gravedad:

En la sección de losa maciza de 20 cm, su peso propio es de 2.4 T/m³ multiplicada por el espesor y el ancho de 100cm, se debe añadir el peso de los acabados de 100k/m² y considerar una sobrecarga de 200kg/cm² ya que es un edificio multifamiliar.

Con estas consideraciones tenemos:

$$\text{Carga en servicio} = 2.4 \cdot .1 \cdot .2 + .2 \cdot 1 + .1 \cdot 1 = 0.348 \text{ T/m}$$

$$\text{Carga Última} = 1.4 \cdot (0.148) + 1.7 \cdot (.2 \cdot 1) = 0.547 \text{ T/m}$$

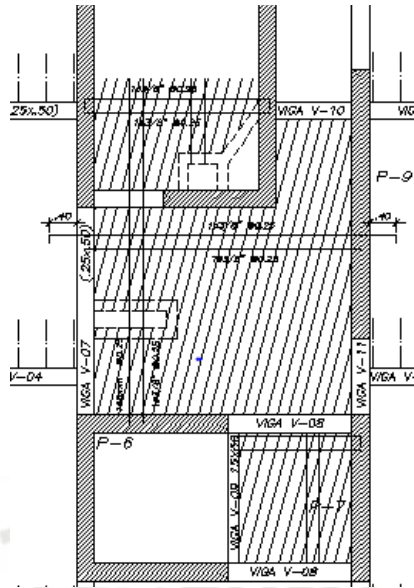


Figura 4. 4. Vista en planta de losa maciza achurada

4.2.2. Procedimiento de diseño

La losa maciza de este edificio tiene forma irregular y se encuentra ubicada entre los dos bloques y modelaremos la losa con un enmallado a 20 cm en el programa ETABS la cual nos dará como resultado los valores de momentos a los extremos y al centro de la sección (solicitaciones últimas). Para el diseño de las losas macizas se realizar mediante el uso de las tablas de Kalmanok siguiendo todos los pasos con secciones rectangulares o rectangulares con sus respectivas condiciones de apoyo. Una manera alternativa para el diseño de las losas macizas armadas en dos direcciones se expresa en la norma E.060 mediante el método de coeficientes, cuyo método se encuentra limitado para el caso de paños de losas apoyadas en vigas y/o muros. Este método permite determinar los máximos momentos positivos y negativos en las franjas centrales de las losas mediante una tabla de coeficientes que reflejan las condiciones de apoyo en los bordes de las losas.

Sin embargo, siendo el caso que la losa maciza presente en la estructura muestra condiciones de apoyo en los bordes no idealizadas para optar por este tipo de métodos se aprovechará el modelamiento matemático del programa ETABS para realizar un análisis por elementos finitos de la losa maciza.

Primero hallaremos el acero mínimo que deberían designarse en los momentos positivos luego para aceros negativos.

Los momentos se deben calcular en los extremos de la losa maciza, luego comparar con los aceros mínimos establecidos como $.0016*b*h$ para momentos positivos y lo es restante para negativos.

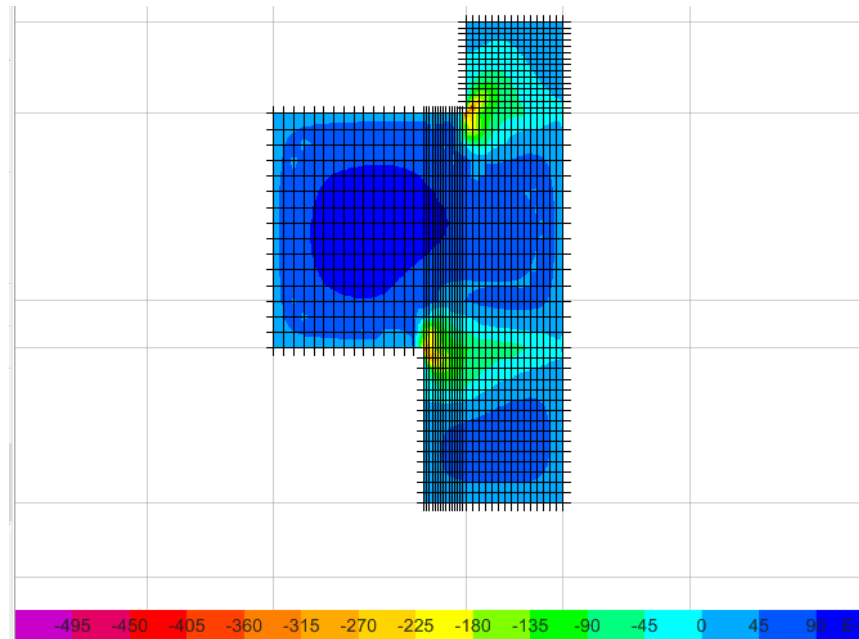


Figura 4. 5. Vista en planta de losa maciza sombreada con los momentos en el eje X

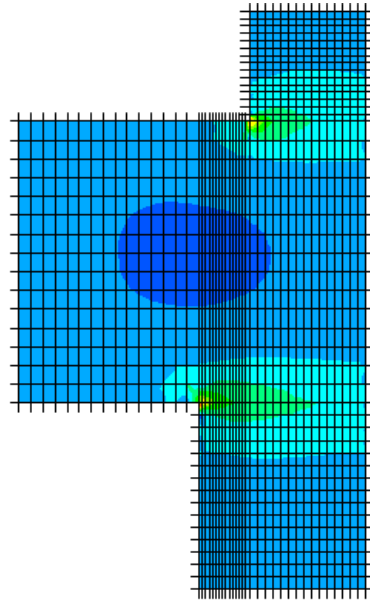


Figura 4. 6. Vista en planta de losa maciza sombreada con los momentos en el eje Y

4.2.3. Ejemplo de diseño

$M^- = 0.9268 \text{ T.m}$ es el momento crítico negativo y se compara con acero mínimo instalado y resulta mucho menor por lo tanto el acero mínimo cubre la sollicitación

Tabla 4. 9. Tabla con valores de ϕM_n según el acero mínimo instalado

		$\phi M_n(\text{T.m})$
acero superior	8 mm @ 30 cm	-1.06
acero inferior	3/8 @ 25 cm	1.79

$-M = 0.9268 \text{ T.m}$ es el momento crítico negativo y se compara con acero mínimo instalado.

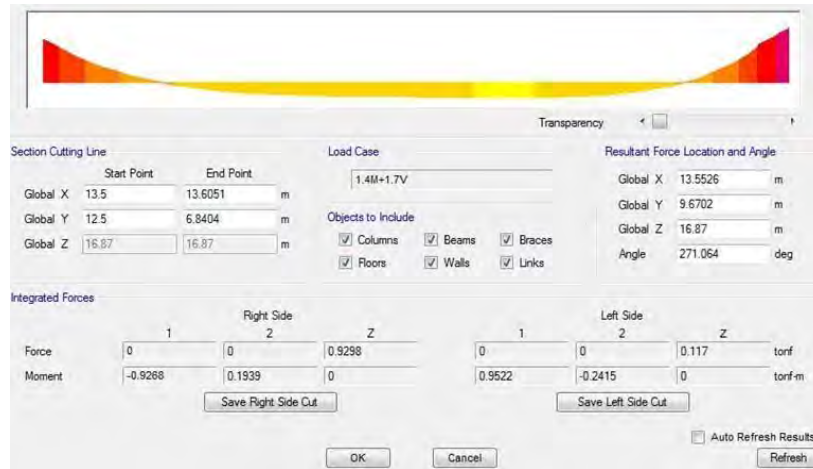


Figura 4. 7. Momento Último en un eje donde los negativos son máximos

+M = 0.9413 T.m es el momento crítico negativo y se compara con acero mínimo instalado.

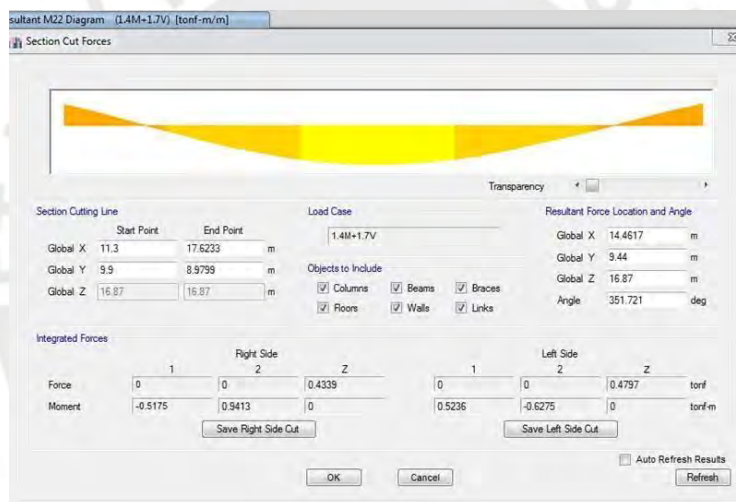


Figura 4. 8. Momento Último en un eje donde los positivos son máximos

A continuación, se realizará una verificación de los máximos momentos con ayuda de las tablas de kalmanok:

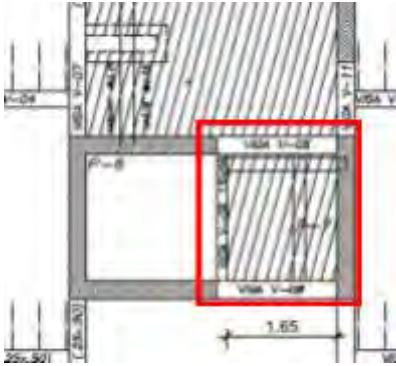
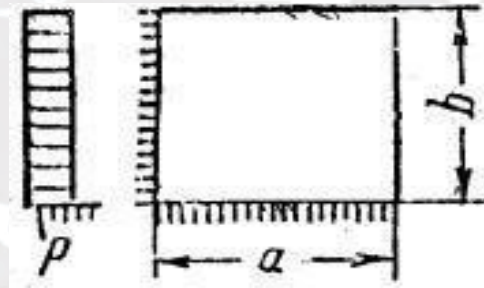


Figura 4. 9. Paño para análisis por tablas de kalmanok

Esta sección de paño al no presentar continuidad en dos lados delimitados por vigas y muro representan el caso de la tabla 15 de kalmanok con la siguiente configuración:

Tabla 4. 10. Tabla 15 de Kalmanok



Paño de losa maciza				
a (m)	2.05	a/b	0.85	
b (m)	2.4	ρ (ton/m ²)	1.152	
μ	0.15	E(ton/m ²)	2173707	
h(espesor)	0.2	m		
Tabla	15			
wcp	Mao	Mbo	Macp	Mbcp
0.0028	-0.0821	-0.0730	0.0319	0.0217
Result.	Mo	Mcp	D	wcp
	ton.m	ton.m		cm
Eje a	-0.397	0.155	1482.5	0.004
Eje b	-0.353	0.105	1482.5	0.004

Podemos notar que los máximos momentos positivos y negativos son aproximados a los obtenidos mediante el análisis de elementos finitos del programa ETABS, esto se debe a que las tablas analizan condiciones idealizadas. Sin embargo, estos resultados permiten obtener finalmente las mismas cuantías de acero requeridas por lo que ambo métodos son válidos. El resumen del armado de la losa es: acero inferior de 3/8 de pulgada cada 25cm y acero superior de 3/8" cada 25cm, se analizó para un ancho de un metro.

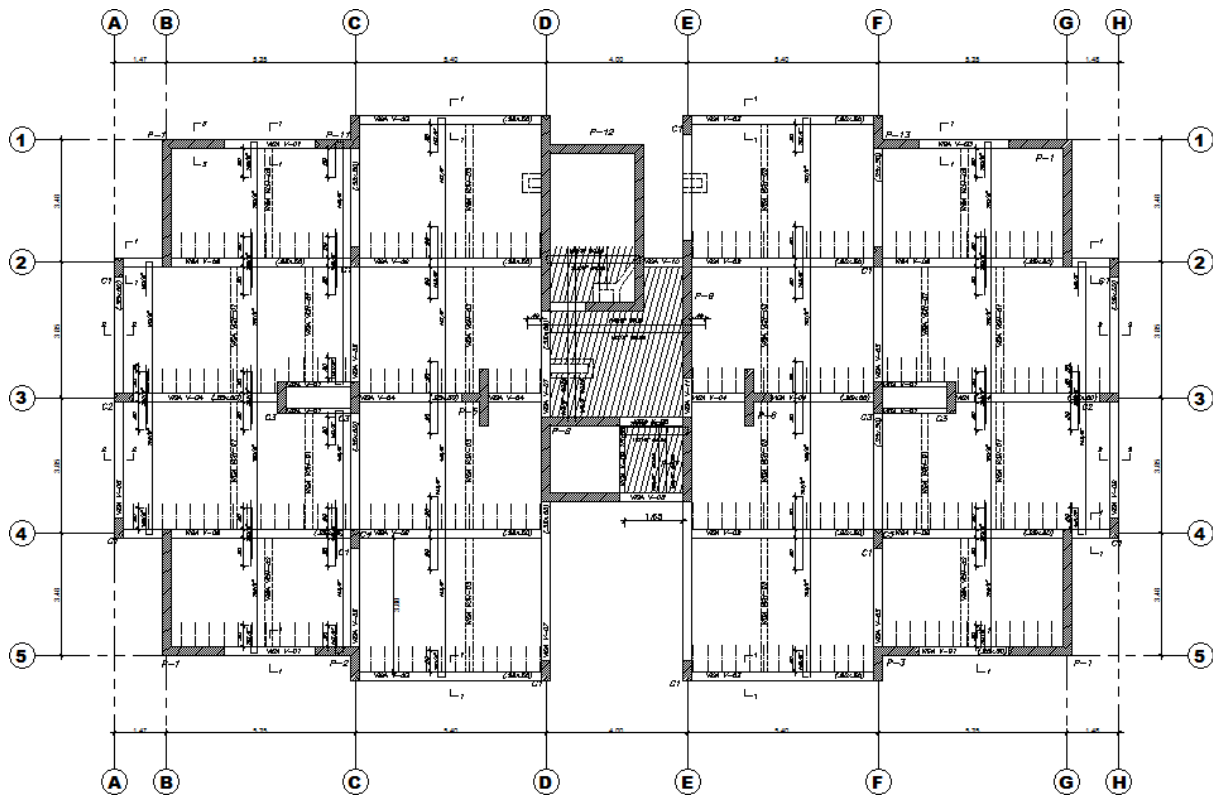


Figura 4. 10. Plano de encofrados típico del edificio de 7 pisos

5. Capítulo V: Diseño de vigas

5.1. Generalidades

La dimensión de las vigas son de 25 x 50 cm, y 4 vigas de 15 x 50 cm, donde varían las luces. El proceso de diseño implica seguir un estándar de vigas según la norma E060. En este capítulo se desarrollará los pasos para el diseño de viga y ejemplos.

5.2. Diseño por flexión

En vigas, los valores de acero máximo y mínimo se deben de tener en consideración cuando se busca calcular el acero debido a flexión. En el caso del primero se calcula con la fórmula:

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

Por otro lado, para encontrar del acero máximo, este es un porcentaje del acero balanceado (As_b), el cual es el aquel que provoca la falla balanceada.

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 \cdot As_b$$

Una vez calculados los valores mencionados, se pasa a calcular cuanta área de acero se necesita para no fallar ante los momentos últimos conseguidos al realizar el análisis. Este cálculo se hace por medio de las siguientes expresiones:

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

$$As_{req} = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

5.2.1. Longitud de bastones

Para el cálculo de la longitud de un bastón, se debe de tener el valor más alto del momento positivo o negativo, desde el cual, esta longitud por lo menos debe ser el largo en que se desarrolla la

tracción, considerando de la barra utilizada, su diámetro. En la Tabla 5.1 se muestran las varillas de acero comerciales con sus respectivas longitudes de desarrollo.:

Tabla 5. 1. Longitudes de desarrollo en tracción del refuerzo

Barra	Longitud de desarrollo en tracción (cm)	
	Inferior	Superior
8 mm	30	40
3/8"	35	45
1/2"	45	60
5/8"	60	75
3/4"	70	60
1"	110	145

Adicionalmente, el refuerzo deberá tener una extensión adicional, la cual empieza a medirse en la ubicación teórica de corte y su longitud es igual al mayor valor obtenido al calcular el valor de “d”, que es el peralte efectivo, y el valor igual a 12 veces la medida del diámetro de la barra. En la Figura 5.1 se muestra los descrito:

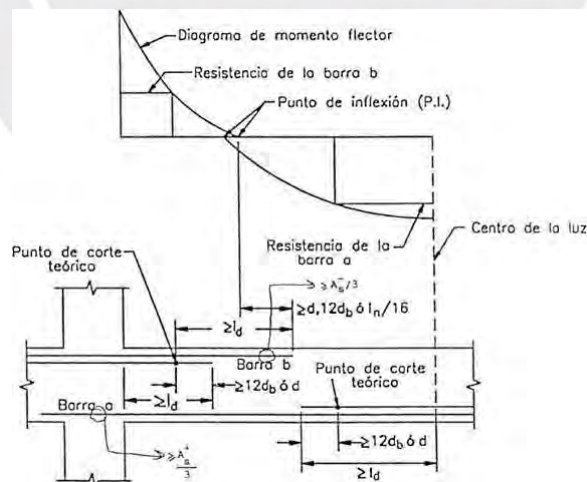


Figura 5. 1. Corte teórico de acero (Ottazzi, 2015)

5.2.2. Ganchos estándar

Esta opción se utiliza si las longitudes de desarrollo mencionadas en el inciso 5.2.1 no llegan a cumplirse. Para el caso de este análisis, el gancho estándar es para un concreto de 210 kg/cm² de resistencia a la compresión. Lo mostrado en la Tabla 5.2 muestra las longitudes de los ganchos dependiendo de cada diámetro de barras:

Tabla 5. 2. Longitudes anclaje con gancho estándar para concretos con f'c de 210 kg/cm²

Barra	db (cm)	Ldg (cm)
8 mm	0.8	18
3/8"	0.95	21
1/2"	1.27	28
5/8"	1.59	35
3/4"	1.91	42
1"	2.54	56

En la siguiente figura, se muestra la manera en que estos ganchos serán armados:

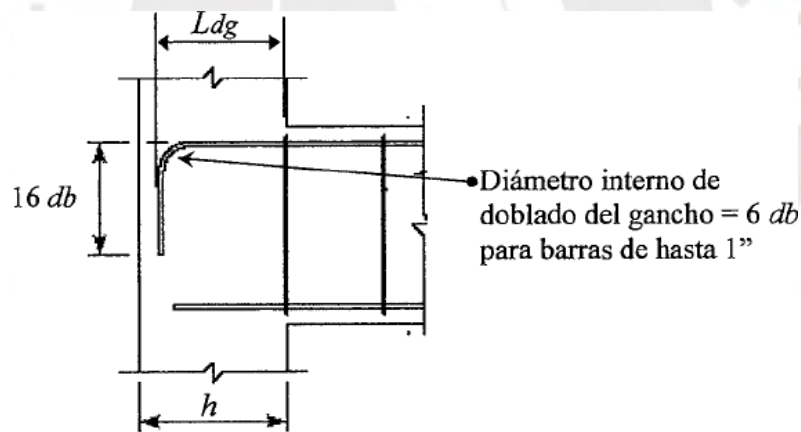


Figura 5. 2. Anclaje con gancho estándar (Ottazzi, 2015)

5.3. Diseño por corte

Se obtiene de mezclar las cargas consideradas a una separación “d” desde la cara del apoyo, en donde la cortante última (Vu) en esa ubicación es la cortante de diseño. Con la siguiente ecuación, se calcula la resistencia dada al corte del concreto.

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

En el caso que ϕV_c no sea mayor a Vu, es necesario refuerzo transversal(estribos). Con la

siguiente ecuación se calcula la resistencia al corte:

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

Respecto al valor de V_s , este no debe ser mayor $V_{s\text{máx}}$:

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

Una vez se ha calculado cuanto es el V_s y cotejado con el $V_{s\text{máx}}$, se pasa a calcular el espaciamiento “s” para los estribos.

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

De acuerdo con el artículo número 11.1.1, de la Norma E.060, se menciona que debe cumplirse las siguientes desigualdades:

$$\phi V_n \geq V_u$$

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

En el capítulo 21.4, de la misma norma, también se hace mención de los siguientes puntos a considerar para vigas, cuando se encuentran en edificios, el cual resista fuerzas laterales por medio de muros estructurales.

- La fuerza cortante de diseño V_u que se presenta en vigas resistentes a efectos sísmicos, debe ser mayor a lo que se obtiene en los incisos a y b:
 - a) La suma de la fuerza cortante con la fuerza cortante isostática. En el caso de la primera, relacionada con los momentos nominales en los extremos restringidos del elemento, y en el caso de la segunda, calculada para las cargas de gravedad amplificadas.
 - b) El valor de la cortante máxima que se obtiene de amplificar la carga de diseño con el correspondiente valor amplificador. La primera, señalada en la sección 1.4.2, y el segundo, cuando se tiene un valor de sismo de 2.5.
- En los extremos del elemento, midiendo el largo desde la cara de este al centro de la luz, se

debe encontrar estribos cerrados de confinamiento con la misma longitud al doble del peralte. La ubicación del primero de estos estribos, no debe superar los 100 mm desde la cara del elemento de apoyo.

El espacio entre los estribos cerrados de confinamiento, debe ser menor que el mínimo valor entre los puntos mencionados a continuación:

- a) Considerando la barra de estribo cerrado de confinamiento, 24 veces el valor de su diámetro.
 - b) 300 mm
 - c) Considerando la barra longitudinal confinada que tenga el menor diámetro, diez veces el valor de su diámetro.
 - d) $d/4$, no obstante, es innecesario que el espaciamiento no sea mayor de 150 mm
- La distancia máxima de espaciamiento de los estribos fuera de la zona de confinamiento debe pasar de $0.5d$.

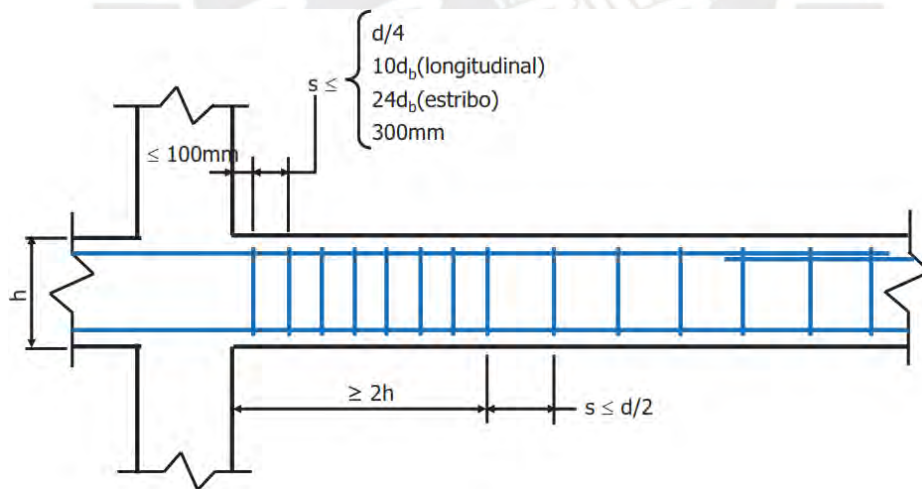


Figura 5. 3. Disposiciones para el diseño sísmico por corte en vigas según la Norma E.060 (Higashi, 2019)

5.4. Control de fisuraciones

El procedimiento seguido en el capítulo de diseño de losas, será el mismo en el caso de control de fisuraciones.

5.5. Control de deflexiones

De acuerdo con el inciso 9.6.2 de la Norma E.060, también se puede usar en vigas peraltadas, las condiciones de apoyo en losas aligeradas.

5.6. Ejemplo de diseño de vigas

5.6.1. Viga V-02

Ubicada en el eje E/H-4, es una viga de tres tramos de 5.15, 5.10 y 1.10 metros respectivamente de longitud efectiva.



Figura 5. 4. Ubicación Viga V-02

Se ejecuta el metraje de cargas vivas y muertas.

La viga carga losa aligerada de 20 cm, así como también vigas chatas de 20 X 20 como carga puntual y por último su propio peso.

- W peso propio = $2.4 \times 0.25 \times 0.5 = 0.3$ T/m
- W losa aligerada = $0.3 (1.55 \times 1.825) = 1.01$ T/m
- W piso terminado = $0.1 (1.55 + 1.825) = 0.338$ T/m
- Sobrecarga = $0.2 (1.55 + 1.825) = 0.338$ T/m

Del piso 1 al piso 6, en el 7mo piso cambia a 0.169 T/m.

Vigas chatas:

- W peso propio = $2.4 \times 0.2 \times 0.2 = 0.096$ T/m

Se considera tabiquería de 15cm de espesor y con peso específico 1.35 T/m³

- $W_{\text{tabique}} = 1.35 \times 2.1 \times 0.15 = 0.425 \text{ T/m}$

Estas cargas amplificadas por 1.4 las cargas muertas y 1.7 la carga viva

- $W_{\text{última}} = 3.46 \text{ T/m}$
- $\text{Reacción de tabique} = 1.295 \text{ T}$

Haciendo uso del programa ETABS, se consigue la envolvente de momentos y fuerza cortante:

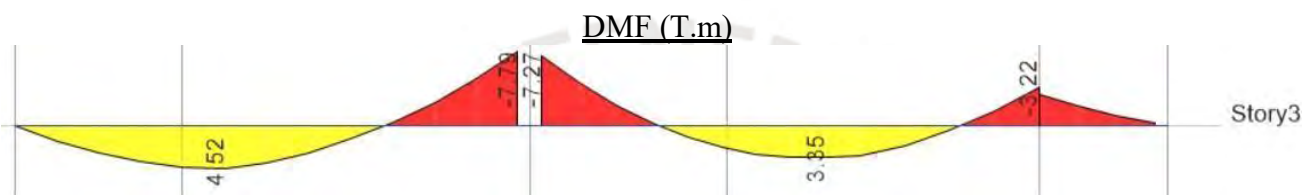


Figura 5. 5. Diagrama de momentos por Carga Muerta (T.m)



Figura 5. 6. Diagrama de momentos por Carga Viva (T.m)

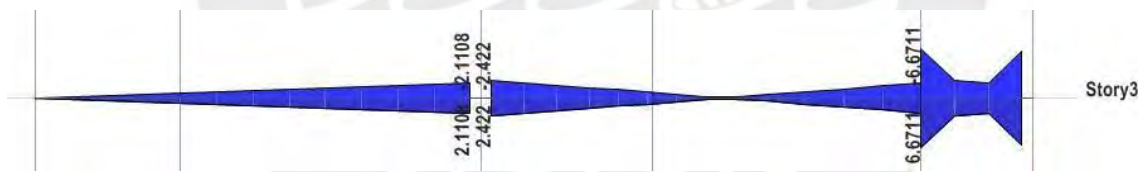


Figura 5. 7. Diagrama de momentos con SISMO X de la Viga V-02 (T.m)

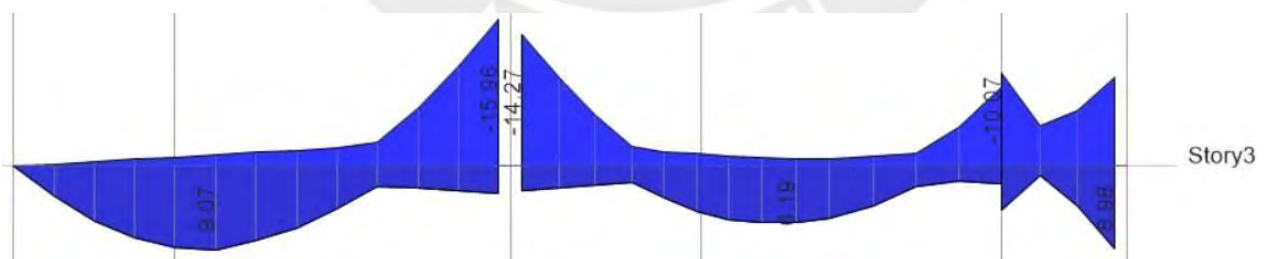


Figura 5. 8. Diagrama Envolvente de momentos de la Viga V-02 (T.m)

Se diseña usando las fórmulas establecidas por la norma E060:

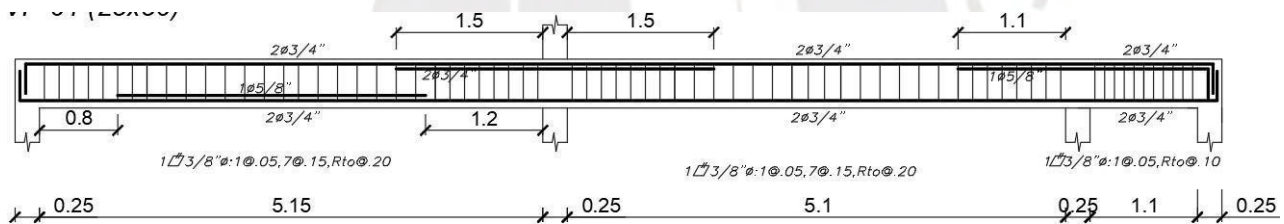
Tabla 5. 3. Resultados de diseño por resistencia M-

Acero instalado superior M-	
M1 = -3.02 ton.m → As. req. = 1.85 cm ² →	As. col. = 2Ø3/4" (5.68 cm ²)
M2 = -15.96 ton.m → As. req. = 10.86 cm ² →	As. col. = 2Ø3/4" + 2Ø3/4" (11.36 cm ²)
M3 = -14.27 ton.m → As. req. = 9.56 cm ² →	As. col. = 2Ø3/4" + 2Ø3/4" (11.36 cm ²)
M4 = -8.50 ton.m → As. req. = 5.43 cm ² →	As. col. = 2Ø3/4" + 1Ø5/8" (7.68 cm ²)
M5 = -10.07 ton.m → As. req. = 6.51 cm ² →	As. col. = 2Ø3/4" + 1Ø5/8" (7.68 cm ²)
M6 = -9.55 ton.m → As. req. = 6.15 cm ² →	As. col. = 2Ø3/4" + 1Ø5/8" (7.68 cm ²)

Tabla 5. 4. Resultados de diseño por resistencia M+

Acero instalado inferior M+	
M1 = +9.07 ton.m → As. req. = 5.81 cm ² →	As. col. = 2Ø3/4" + 1Ø5/8" (7.68 cm ²)
M2 = +6.19 ton.m → As. req. = 3.88 cm ² →	As. col. = 2Ø3/4" (5.68 cm ²)
M3 = +0.00 ton.m → As. req. = 0.00 cm ² →	As. col. = 2Ø3/4" (5.68 cm ²)

Se dispuso de 2 varillas de 3/4 “para el acero negativo con bastones de 3/4 “ y 5/8” distribuidos según el requerimiento, en el acero positivo se dispuso de 2 varillas de 3/4 “y un bastón de 5/8”.



VP-02 (25x50)

Figura 5. 9. Sección Viga V-02

DFC (T)



Figura 5. 10. Diagrama Fuerzas Cortantes con Sismo X (T)

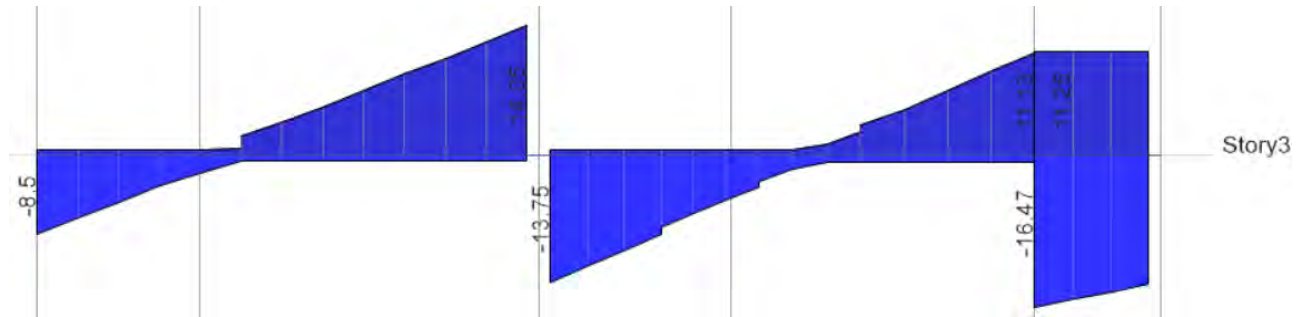


Figura 5. 11. Diagrama envolvente Fuerzas Cortantes (T)

Se consideran las cortantes a “d” de la cara.

Se diseña usando las fórmulas establecidas por la norma E060:

Tabla 5. 5. Resultados verificación por cortante, espaciamientos

Tramo 1													
φEstribos	3/8"			Av	1.42 cm ²		fy	4200 kg/cm ²					
				Estribos a "s" variable					Estribos mínimos				
Vu	ω	d	Vu	φVc	Vsmáx	Vs	s	s máx	Posición	0.5φVc	Posición	s máx	
ton	ton/m	cm	diseño	ton	ton	ton	cm	cm	m	ton	m	cm	
13.98	3.72	44	12.34	7.18	33.48	6.07	43.21	22.00	1.83	3.59	2.8	68.16	
Tramo 2													
φEstribos	3/8"			Av	1.42 cm ²		fy	4200 kg/cm ²					
				Estribos a "s" variable					Estribos mínimos				
Vu	ω	d	Vu	φVc	Vsmáx	Vs	s	s máx	Posición	0.5φVc	Posición	s máx	
ton	ton/m	cm	diseño	ton	ton	ton	cm	cm	m	ton	m	cm	
13.46	3.72	44	11.82	7.18	33.48	5.46	48.05	22.00	1.69	3.59	2.7	68.16	

Se evalúa las fuerzas cortantes que actúan en los tramos de la viga, el tramo 3 se diseña según el capítulo 21 de la norma E060, ya que en dicho tramo prima el efecto del sismo.

Se obtuvo una distribución de estribos en los 2 primeros tramos:

3/8": 1@5, 7@15, rto@20

Tabla 5. 6. Resultados verificación por cortante Cap. 21 E060

Cap. 21. Sist. Muros y Dual I			
Zona de confinamiento			Fuera
Inici	Lo	So	S
	(cm)	(cm)	max(cm)
0	100	15	22

Para el tercer tramo de 1.1 metros se consideró: **3/8": 1@5, Rto@10**

Control de deflexiones

En la viga analizada, los dos tramos que la conforman tienen extremos continuos. Debido a esto, se hará una verificación del peralte mínimo para no verificar deflexiones.

Para el primer tramo:

$$h_{\text{mín}} - 1^{\circ} \text{ tramo} = \frac{ln}{21} = \frac{5.15 \text{ m}}{21} = 24.45 \text{ cm}$$

Para el segundo tramo:

$$h_{\text{mín}} - 2^{\circ} \text{ tramo} = \frac{ln}{21} = \frac{5.10 \text{ m}}{21} = 24.4 \text{ cm}$$

De acuerdo con la norma E.060, como la viga analizada presenta un peralte de 50 cm, se obvia el cálculo de deflexiones pues cumple con el peralte mínimo.

5.6.2. Viga V-05:

Ubicada en el eje F, es una viga de cuatro tramos de 2.80, 3.28, 3.28 y 2.80 metros respectivamente de longitud efectiva.

Se ejecuta el metraje de cargas viva y muerta.

La viga carga su propio peso y tabiquería de 15 cm de espesor

$$W_{\text{peso propio}} = 2.4 \times 0.25 \times 0.5 = 0.3 \text{ T/m}$$

$$W_{\text{tabique}} = 1.35 \times 0.15 \times 2.4 = 0.486 \text{ T/m}$$



Figura 5. 12. Ubicación Viga V-05

DMF (T.m)

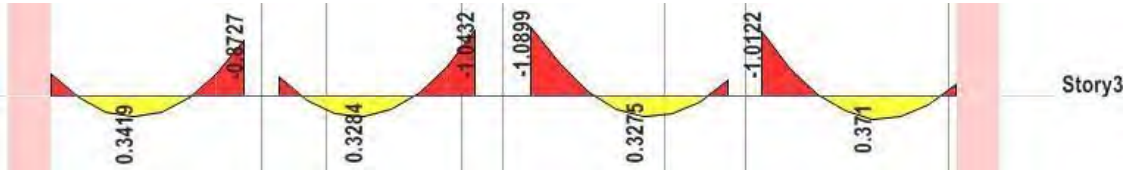


Figura 5. 13. Diagrama de momentos por Carga Muerta (T.m)

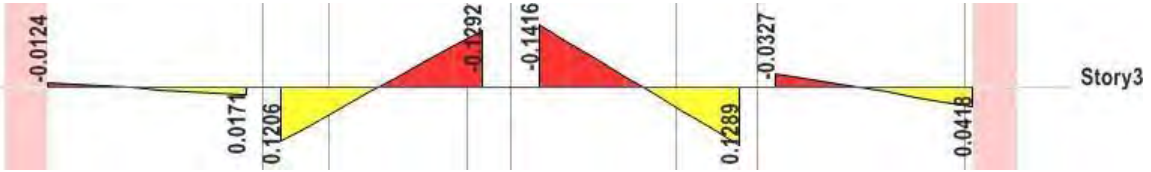


Figura 5. 14. Diagrama de momentos por Carga Viva (T.m)

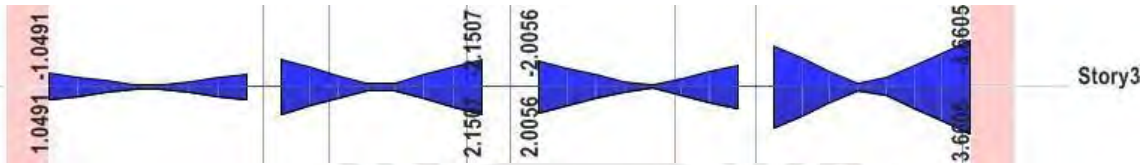


Figura 5. 15. Diagrama de momentos por SismoX (T.m)

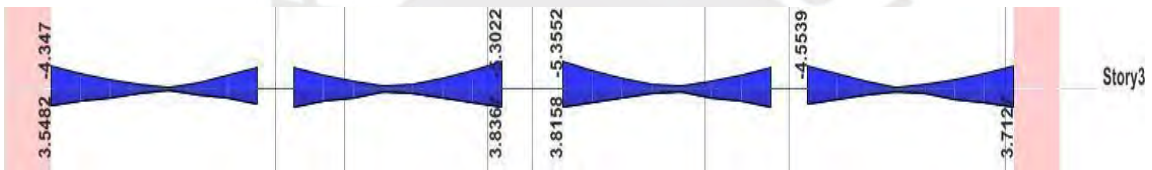


Figura 5. 16. Diagrama de envolvente momentos (T.m)

Se diseña usando las fórmulas establecidas por la norma E060:

Tabla 5. 7. Resultados de Diseño por flexión

Mu ton. m	d cm	Asmi n cm2	Asma x cm2	As req. cm2	2 5/8 "	As inst. cm2	ϕ Mn ton. m
Acero instalado superior M-							
Tramo 1							
4.37	44	2.64	17.53	2.71	2	4	6.37
4.10	44	2.64	17.53	2.53	2	4	6.37
Tramo 2							
4.10	44	2.64	17.53	2.53	2	4	6.37
5.31	44	2.64	17.53	3.31	2	4	6.37
Tramo 3							
5.36	44	2.64	17.53	3.34	2	4	6.37
4.10	44	2.64	17.53	2.53	2	4	6.37
Tramo 4							
4.55	44	2.64	17.53	2.82	2	4	6.37
4.33	44	2.64	17.53	2.68	2	4	6.37

Tabla 5. 8. Resultados de Diseño por flexión

Mu ton. m	d cm	Asmi n cm2	Asma x cm2	As req. cm2	2 5/8 "	As inst. cm2	ϕ Mn inst.
Acero instalado inferior M+							
Tramo 1							
3.55	44	2.64	17.53	2.19	2	4	6.37
3.10	44	2.53	17.53	1.9	2	4	6.37
Tramo 2							
3.65	44	2.64	17.53	2.25	2	4	6.37
3.83	44	2.64	17.53	2.36	2	4	6.37
Tramo 3							
3.83	44	2.64	17.53	2.36	2	4	6.37
3.65	44	2.64	17.53	2.25	2	4	6.37
Tramo 4							
3.25	44	2.64	17.53	2	2	4	6.37
3.71	44	2.64	17.53	2.29	2	4	6.37

Se analiza la tabla de resultados y según el Cap 21 de la Norma E060, se consideran una distribución:

- acero negativo : 2@5/8"
- acero positivo : 2@5/8"

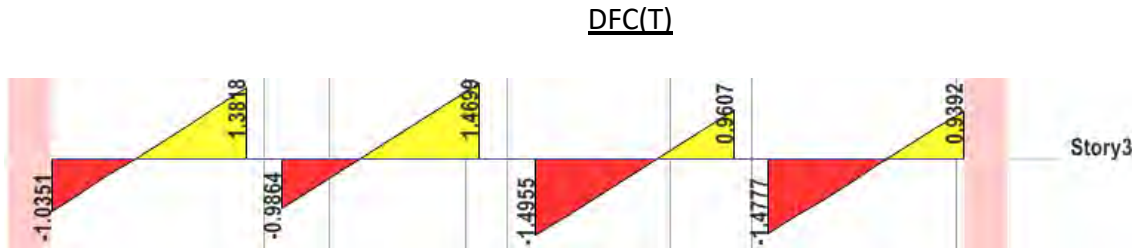


Figura 5. 17. Diagrama de fuerza cortantes por Carga Muerta (T)

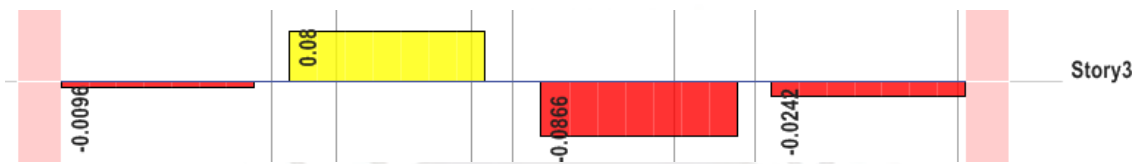


Figura 5. 18. Diagrama de fuerza cortantes por Carga Viva (T)

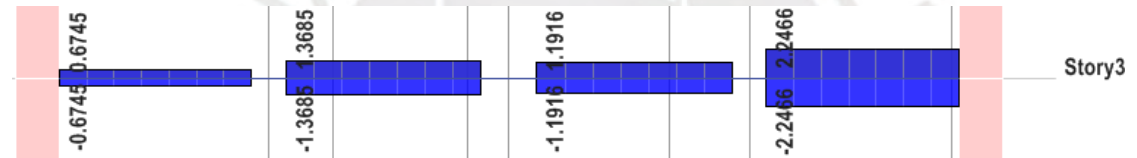


Figura 5. 19. Diagrama de fuerzas cortantes por SismoX (T)

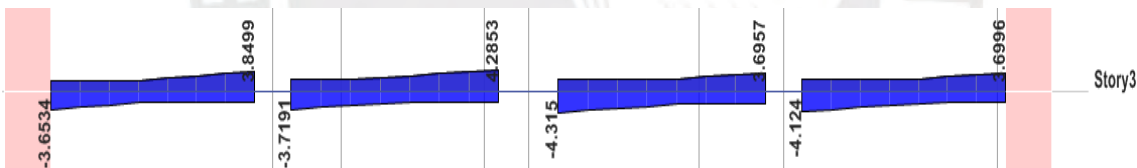


Figura 5. 20. Diagrama de envolvente de fuerzas cortantes (T)

Tabla 5. 9. Resultados de Diseño por Cortante según los requisitos del Cap 21 E060

	<u>Mni</u> ton.m	<u>Mnd</u> ton.m	<u>ln</u> m	<u>Visost.</u> ton	<u>Vui</u> ton	<u>Vux2.5</u> ton
Tramo 1	10.38	10.38	2.8	1.7	9.11	6.85
Tramo 2	10.38	13.52	3.28	1.51	8.80	7.24
Tramo 3	13.52	13.52	3.28	2.24	10.49	7.81
Tramo 4	13.52	13.52	2.8	2.11	11.77	7.45

De ambos análisis ejecutados, se encontró que las fuerzas cortantes últimas resultantes, cuando el factor igual a 2.5 está como amplificador sísmico, son más grandes en comparación con las que se obtienen del diseño por capacidad. Según la norma, en este caso la E.060, para evitar un sobre

reforzamiento en la viga, en el diseño por corte se debe utilizar el procedimiento analítico de donde resulten fuerzas más pequeñas. Es por esto que el corte es diseñado con lo obtenido del análisis por capacidad.

Se analiza los diagramas resultantes del programa ETABS, siendo el movimiento del sismo el cual predomina en esta viga, y esto comprueba el hecho que solo está cargada por carga muerta. Por esta razón se diseña por capacidad la distribución de estribos.

Tabla 5. 10. Resultados de Diseño por Capacidad según los requisitos del Cap 21

Cap. 21. Sist. Muros y Dual I			
Zona de confinamiento			Fuera
Inicio	Lo(cm)	So (cm)	S máx(cm)
0	100	15	22

Se estableció una distribución de estribos en los 4 tramos: **3/8": 1@.05, 7@.15, rto@20.**

Viga V-06:

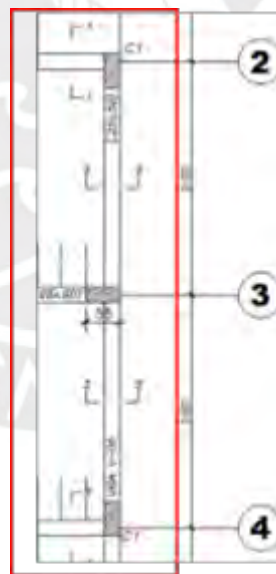


Figura 5. 21. Ubicación Viga V-06 (T.m)

DMF (T.m)

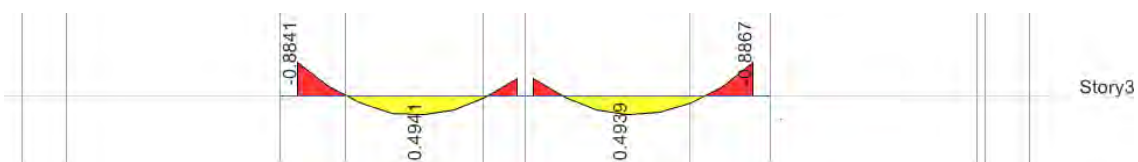


Figura 5. 22. Diagrama de momentos por Carga Muerta (T.m)

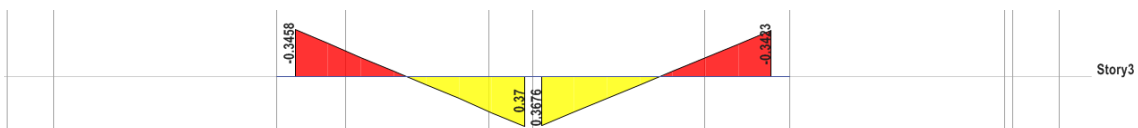


Figura 5. 23. Diagrama de momentos por Carga Viva (T.m)

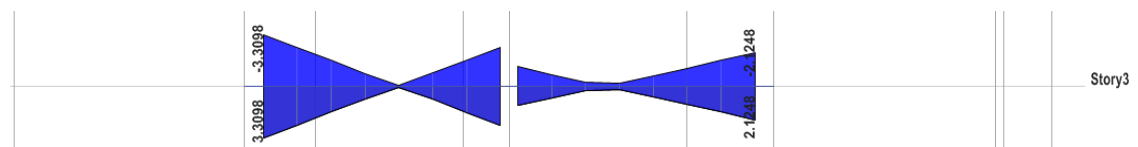


Figura 5. 24. Diagrama de momentos por SismoX (T.m)

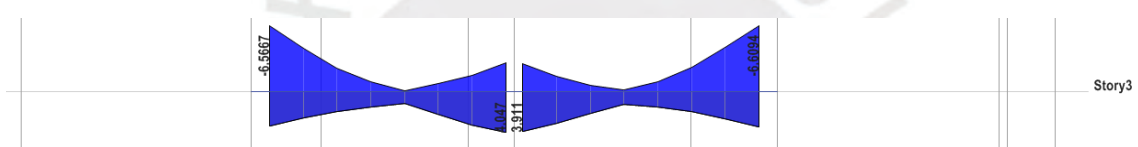


Figura 5. 25. Diagrama de envolvente de momentos (T.m)

Tabla 5. 11. Resultados de diseño por flexión (T.m)

<u>Mu</u> <u>ton.m</u>	<u>d</u> <u>cm</u>	<u>Asmin</u> <u>cm2</u>	<u>Asmax</u> <u>cm2</u>	<u>As</u> <u>req.</u> <u>cm2</u>	2 5/8 "	<u>As inst.</u> <u>cm2</u>	<u>φMn</u> <u>inst.</u>
Acero instalado superior M-							
Tramo 1							
6	44	2.64	17.53	3.76	2	4	6.37
2.92	44	2.38	17.53	1.79	2	4	6.37
Tramo 2							
2.45	44	2	17.53	1.5	2	4	6.37
5.5	44	2.64	17.53	3.43	2	4	6.37

Tabla 5. 12. Resultados de diseño por flexión (T.m)

<u>Mu</u> ton.m	<u>d</u> cm	<u>Asmin</u> cm2	<u>Asmax</u> cm2	<u>As req.</u> cm2	2 5/8 "	<u>As inst.</u> cm2	<u>φMn</u> inst.
Acero instalado inferior M+							
Tramo 1							
3	44	2.45	17.53	1.84	2	4	6.37
3	44	2.45	17.53	1.84	2	4	6.37
Tramo 2							
3	44	2.45	17.53	1.84	2	4	6.37
2.78	44	2.26	17.53	1.7	2	4	6.37

Se analizaron los resultados de diseño por resistencia y el acero longitudinal está distribuido: 2@5/8" superiores y en los positivos igual.

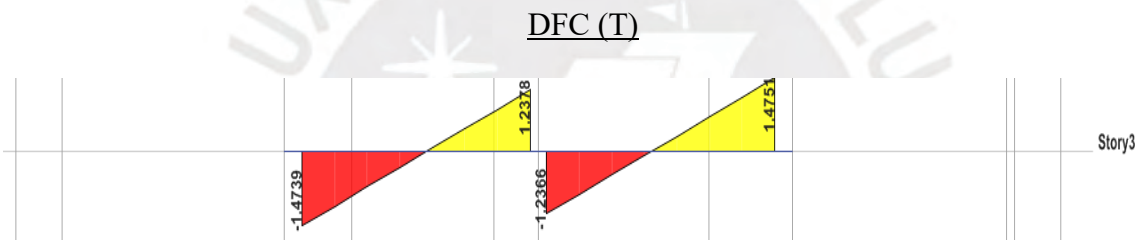


Figura 5. 26. Diagrama de fuerzas cortantes por Carga Muerta (T)

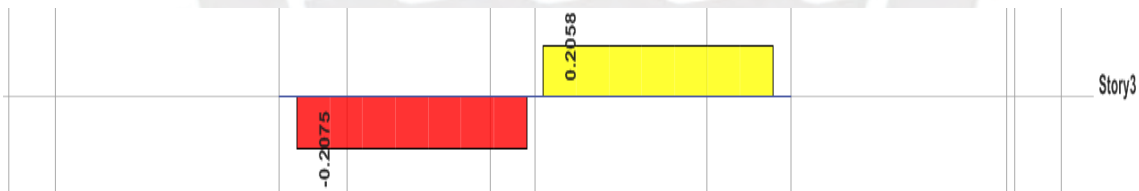


Figura 5. 27. Diagrama de fuerzas cortantes por Carga Viva (T)

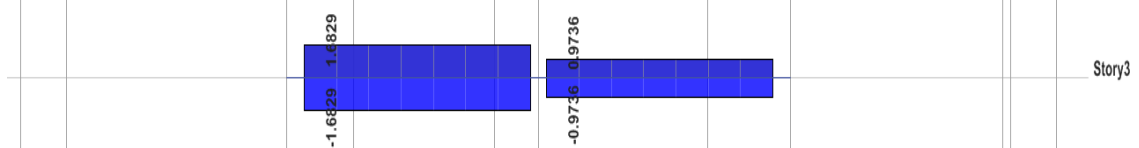


Figura 5. 28. Diagrama de fuerzas cortantes por Sismo X (T)

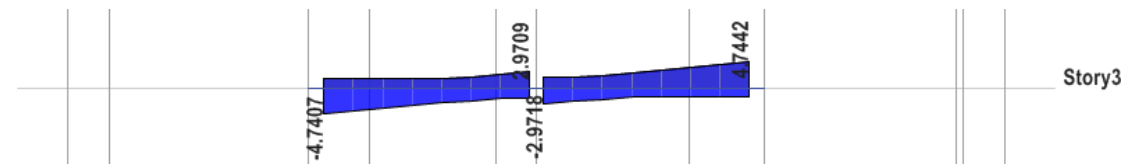


Figura 5. 29. Diagrama de envolvente de fuerzas cortantes (T)

Tabla 5. 13. Resultados de Diseño por Capacidad según los requisitos del Cap 21

Cap. 21. Sist. Muros y Dual I			
Zona de confinamiento			Fuera
Inicio	Lo (cm)	So (cm)	Smáx(cm)
0	100	15	22

Se estableció una distribución de estribos en los 2 tramos: **3/8": 1@.05, 7@.15, Rto@.20.**



6. Capítulo VI: Diseño de columnas

6.1. Generalidades

Los tipos de cargas a las que las columnas se encuentran sometidas como elementos estructurales son carga de gravedad y carga de sismo. En el proyecto de esta tesis, de manera particular, las cargas que resistirán mayormente las columnas son las de gravedad, esto por las placas, las cuales se hacen cargo, por poco, de la total carga del sismo. Usando flexocompresión y corte es que este tipo de elementos son diseñados.

6.2. Diseño por Flexocompresión

Para esta clase de diseño, se busca crear el diagrama de interacción. Para la creación de este diagrama, se realiza el análisis a la columna, por un lado las fuerzas axiales y el otro, los momentos flectores. Una vez que ya se tiene el diagrama, a este se le introduce los factores establecidos por la Norma E.060. Luego se verifica que dentro del diagrama se encuentren los puntos con coordenadas de fuerzas y momentos que se obtuvieron de las combinaciones de cargas últimas. En el caso que esto no se cumpla, la cuantía de acero de la columna debe aumentarse. En columnas, se tiene un intervalo para la cuantía: 1% es para la mínima y 6% es para la máxima.

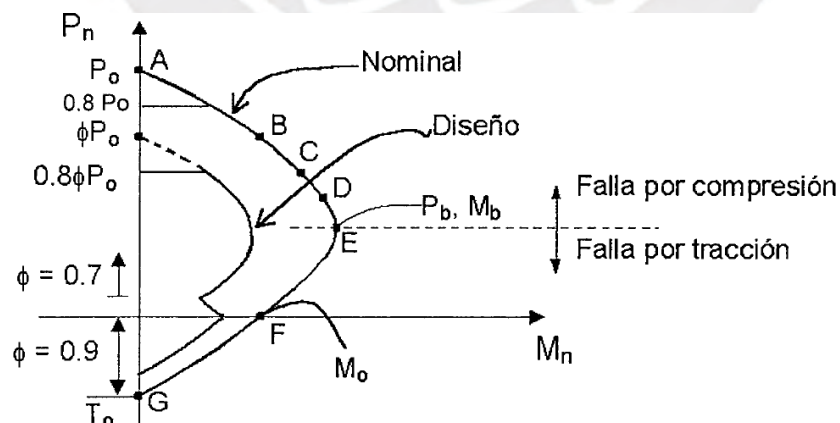


Figura 6. 1. Diagrama de interacción para el diseño por flexocompresión

6.3. Diseño por corte

El aporte que da el concreto a la resistencia al corte, siguiente lo mencionado en el artículo 11.3.1.2 de la Norma E.060, se puede aproximar de la siguiente manera:

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

La variable Nu representa la carga axial que se le da a la columna, mientras que para el área bruta de la sección la variable es Ag.

De igual manera a lo hecho en las vigas, para el refuerzo por cortante, se calculará los estribos. Para hallar la resistencia requerida y el espaciamiento de estos, se usan las mismas ecuaciones que anteriormente se usaron:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \qquad s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

En el capítulo 21.4 de la Norma de Concreto Armado, también se hace mención de los siguientes puntos a considerar para columnas, cuando se encuentran en edificios, el cual resista fuerzas laterales por medio de muros estructurales.

- La fuerza cortante de diseño Vu que se presenta en columnas resistentes a efectos sísmicos, debe ser mayor a lo que se obtiene en los incisos a y b:
 - a) La suma de la fuerza cortante con la fuerza cortante isostática. En el caso de la primera, relacionada con los momentos nominales en los extremos restringidos del elemento, y en el caso de la segunda, calculada para las cargas de gravedad amplificadas.
 - b) El valor de la cortante máxima que se obtiene de amplificar la carga de diseño con el correspondiente valor amplificador. La primera, señalada en la sección 1.4.2, y el segundo, cuando se tiene un valor de sismo de 2.5.
- En los extremos del elemento, midiendo desde la cara del nudo, los estribos de confinamiento cerrados deben de tener un espaciamiento So y una longitud Lo.

Dicho espaciamiento, no debe ser mayor al valor que se pudieran obtener de los incisos de a continuación:

- a) Considerando la barra longitudinal confinada, 8 veces el valor de su diámetro.
- b) Considerando la sección transversal de la columna, el valor de la mitad de la menor dimensión.
- c) 100 mm

Dicha longitud, comparando con los siguientes puntos, debe ser mayor a estos:

- d) Considerando la luz libre de la columna, una sexta parte de esta.
- e) Considerando la sección transversal de la columna, la mayor dimensión de esta
- f) 500 mm

El espacio, más allá del tramo L_o , debe ser menor que:

- g) La solicitada por la fuerza cortante
- h) Considerando la barra longitudinal confinada de diámetro menor, 16 veces este.
- i) Considerando el diámetro del estribo. 48 veces este.
- j) Considerando la sección transversal de la columna, la menor dimensión de esta.
- k) 300 mm.

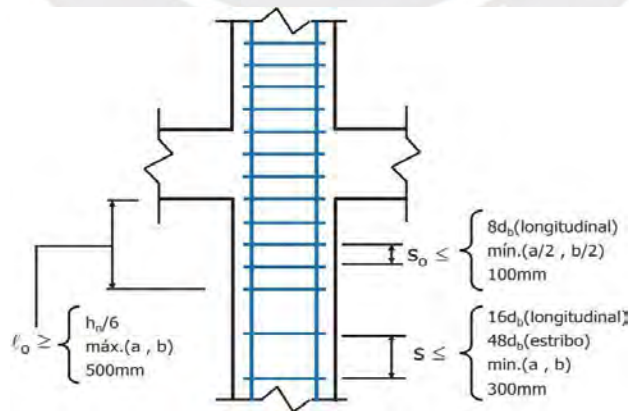


Figura 6. 2. Distribución para el diseño sísmico debido a corte en columnas según la Norma E.060 (Diapositivas de clase de CA2 Higashi, 2019)

6.4. Ejemplo de diseño de columnas

6.4.1. Columna C-1:

Columna de 25 cm x 55 cm de dimensión, ubicada en el eje D. A continuación, se analizará la columna del primer nivel.

Se obtiene las cargas luego de actuar cargas de gravedad y sismo:

Tabla 6. 1. Resultados del análisis estructural

Caso de Carga	P tonf	Vx tonf	Vy tonf	Mx tonf-m	My tonf-m
CV	8.351	-0.072	-0.280	-0.229	-0.061
CM	49.853	-1.284	-1.633	-1.341	-1.013
SismoXX Max	3.376	0.197	0.667	0.982	0.236
SismoYY Max	8.854	0.602	0.121	0.166	1.267

Se obtiene las combinaciones con los casos de carga:

Tabla 6. 2. Resultados de la combinación de cargas últimas de las columnas C-1

Cargas actuantes	P ton	Mx ton.m	My ton.m	Vx ton	Vy ton
1.4CM + 1.7CV	83.99	2.27	1.52	1.68	1.81
1.25(CM+CV) + SX	76.13	2.94	1.58	1.71	2.36
1.25(CM+CV) - SX	69.38	0.98	1.11	1.32	1.02
0.9CM + SX	48.24	2.19	1.15	1.35	2.14
0.9CM - SX	41.49	0.22	0.68	0.96	0.80
1.25(CM+CV) + SY	81.61	2.13	2.61	2.12	1.81
1.25(CM+CV) - SY	63.90	1.80	0.07	0.91	1.57
0.9CM + SY	53.72	1.37	2.18	1.76	1.59
0.9CM - SY	36.01	1.04	-0.36	0.55	1.35

Luego se analiza que la carga P máxima de 83.99 T por el resultado de combinaciones es mayor a “ $0.1 \cdot f_c \cdot A_g = 28.88 \text{ T}$ ” Entonces se diseña como elemento en flexocompresión.

Diseño por flexocompresión

Del análisis estructural, los resultados muestran que la columna, casi exclusivamente está trabajando por influencia de las cargas producto de la gravedad, mientras que las cargas por sismo son muy pequeñas. Es debido a esto es que se buscará cubrir la cuantía mínima, por medio de

reforzar con acero, para las columnas. Esta equivale al 1%.

$$\rho_{min} = 1\% \cdot 25 \cdot 55 = 13.8cm^2$$

$$As \text{ instalado} = 8 \text{ } \varnothing 5/8" = 16 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{16}{25 \cdot 55} = 1.16\%$$

El proceso de iteración iniciará con una cuantía equivalente al 1.16%, la cual equivale a un número de 8 varillas de acero con un diámetro de 5/8. En la Figura 6.3 se muestra cómo será la sección de la columna C-01:

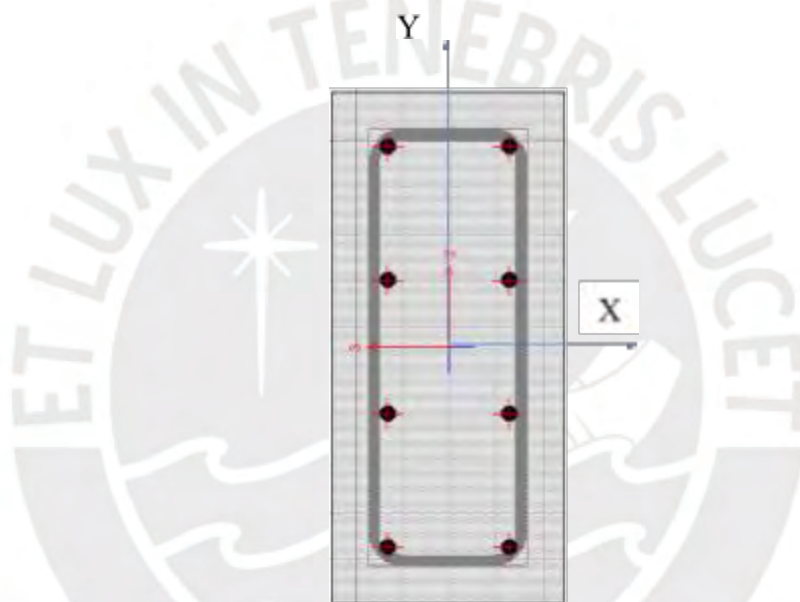


Figura 6. 3. Sección de columna C-1 (Fuente - ETABS)

Para la sección de la columna C-1 se obtiene, de cada dirección que se ha analizado, el diagrama de interacción:

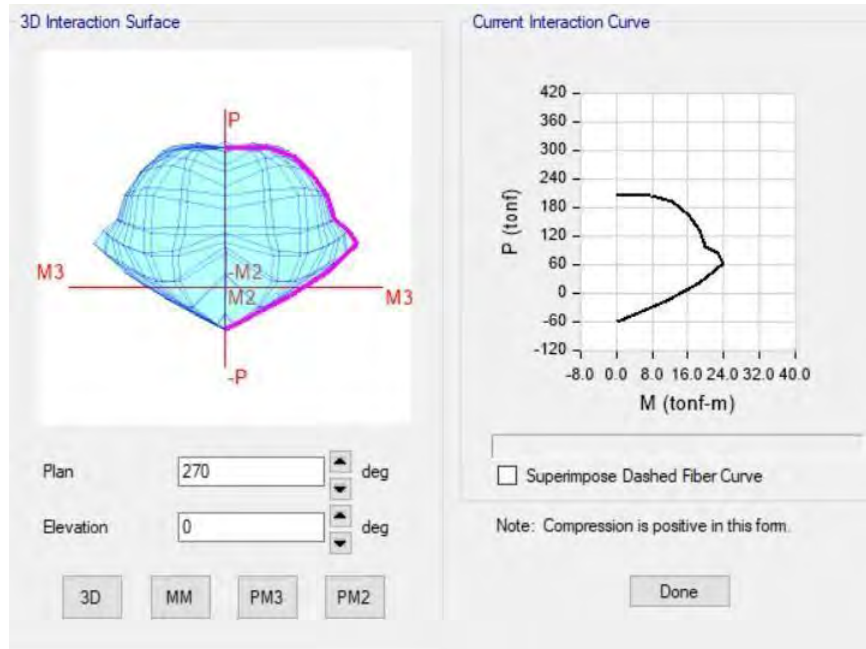


Figura 6. 4. Diagrama de interacción de la columna C-01 en X (ETABS)

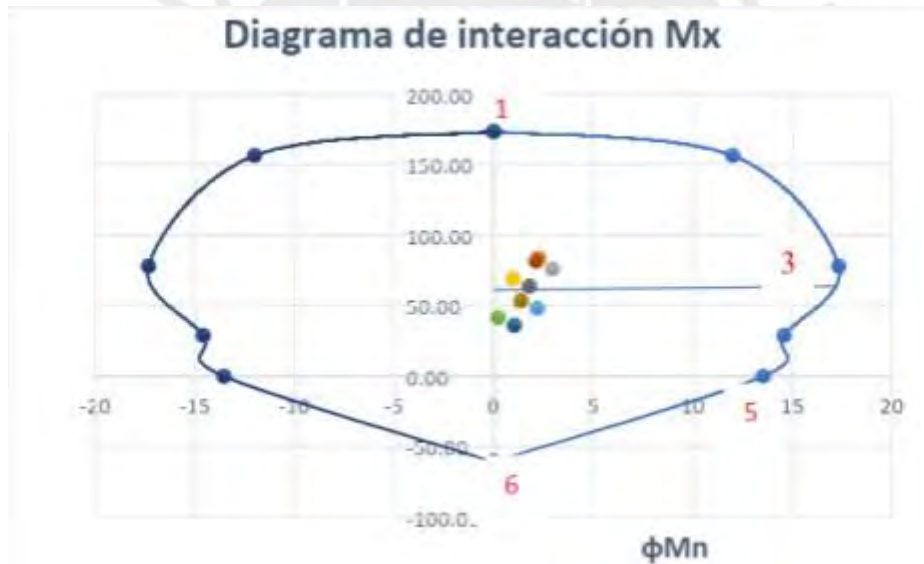


Figura 6. 5. Diagrama de interacción de la columna C-01 en X

Tabla 6. 3. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en X

Punto	Tipo	ϕM_n (T.m)	ϕP_n (T)
1	Compresión Pura P_o	0	173.48
2	Fisuración incipiente	12.00	156.61
3	Falla balanceada	17.33	78.04
4	Cambio de ϕ	14.58	28.85
5	Flexión Pura	13.54	0
6	Tracción Pura	0	-60.48

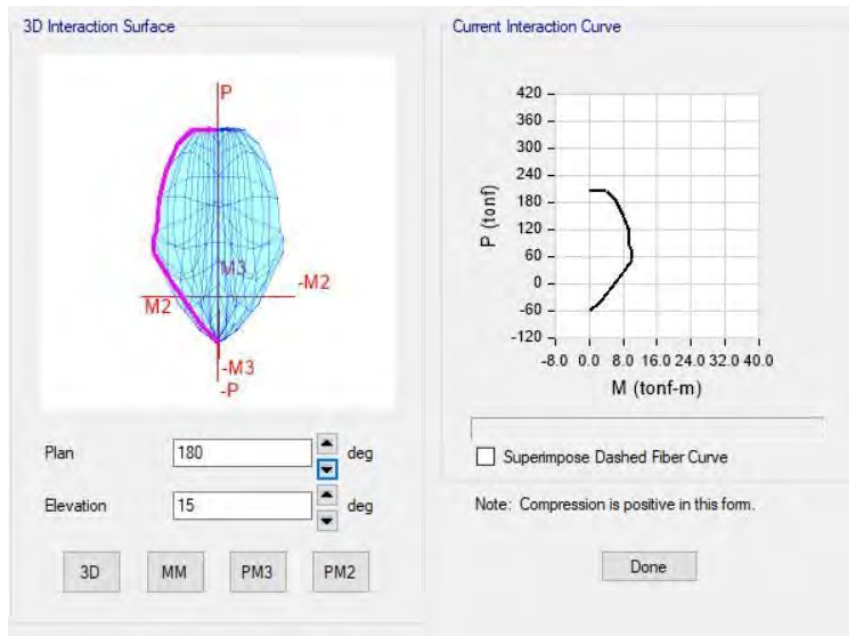


Figura 6. 6. Diagrama de interacción de la columna C-01 en Y (ETABS)



Figura 6. 7. Diagrama de interacción de la columna C-01 en Y

Tabla 6. 4. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en Y

Punto	Tipo	ϕM_n (T.m)	ϕP_n (T)
1	Compresión Pura Po	0	173.48
2	Fisuración incipiente	6.00	133.97
3	Falla balanceada	7.60	57.36
4	Cambio de ϕ	6.15	28.79
5	Flexión Pura	5.39	0
6	Tracción Pura	0	-60.48

Viendo los puntos en el diagrama, se puede notar que caen dentro de este, si bien la armadura cubre las cargas últimas no se reduce el refuerzo para cubrir la cuantía mínima.

Diseño por corte

Siguiendo al ítem 6.2.2 acerca de qué se debe considerar por corte, es necesario realizar un análisis de dos casos con el fin de calcular la fuerza cortante última (V_u) de diseño.

- Cortante obtenida por capacidad

Calcular, para las secciones que se encuentran al inicio y fin de la columna, los momentos nominales. Es necesario para hallar la V_u de diseño por capacidad. Para esto, los diagramas de interacción resultantes serán usados para encontrar estos momentos.

Tabla 6. 5. ϕM_n para cada valor de P última

Cargas actuantes	P ton	ϕM_n para P_u
1.4CM + 1.7CV	83.99	17.13
1.25(CM+CV) + SX	76.13	17.33
1.25(CM+CV) - SX	69.38	17.14
0.9CM + SX	48.24	16.36
0.9CM - SX	41.49	16.01
1.25(CM+CV) + SY	81.61	17.21
1.25(CM+CV) - SY	63.90	16.98
0.9CM + SY	53.72	16.6
0.9CM - SY	36.01	15.41

De la tabla 6.10, se puede observar que el momento nominal. máximo es igual a 17.33 tn.m, por lo que el valor de Vu por capacidad se calculará con la ecuación:

$$V_u = \frac{(M_{nd} + M_{ni})}{h_n}$$

Tabla 6. 6. Valores de Cortante Último Vu

Mx		
Mnd	19.26	ton.m
Mni	19.26	ton.m
Vu	16.05	ton
My		
Mnd	8.44	ton.m
Mni	8.44	ton.m
Vu	7.04	ton

- Cortante obtenida por amplificar el sismo por 2.5

Utilizando el programa ETABS, se halló las fuerzas cortantes multiplicando al sismo por 2.5 y se consiguió los resultados enseñados en la Tabla 6.7.

Tabla 6. 7. Tabla con valores de sismo amplificados 2.5

Cortante sísmica amplificada x2.5			
Cargas actuantes	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)
CM	49.85	1.28	1.63
CV	8.35	-0.07	-0.28
2.5 x Sismo X	3.38	0.49	1.67
2.5 x Sismo Y	8.85	1.51	0.30
1.4CM + 1.7CV	83.99	1.68	1.81
1.25(CM+CV) + SX	76.13	2.01	3.36
1.25(CM+CV) - SX	69.38	1.02	0.02
0.9CM + SX	48.24	1.65	3.14
0.9CM - SX	41.49	0.66	-0.20
1.25(CM+CV) + SY	81.61	3.02	1.99
1.25(CM+CV) - SY	63.90	0.01	1.39
0.9CM + SY	53.72	2.66	1.77
0.9CM - SY	36.01	-0.35	1.17

La cortante última obtenida de multiplicar la carga de sísmica por 2.5 es de Vu = 3.36 tn.

Tabla 6. 8. Diseño por corte para un valor de Cortante de diseño

Tramo 1								
φEstribos	3/8"	Av	1.42	cm2	fy	4200	kg/cm2	
Estribos a "s" variable				Estribos mínimos				
Vu	D	φVc	Vsmáx	Vs	s	s máx	0.5φVc	s máx
diseño	Cm	ton	Ton	ton	cm	cm	ton	cm
3.36	49	8.00	37.28	0.00	0	24.50	3.40	24.50

Siguiendo lo que menciona la Norma E.060 sobre diseñar con el menor valor resultante, de los resultados de los análisis ejecutados previamente, la fuerza cortante hallada por capacidad es más grande al resultado calculado cuando se amplificó el sismo por 2.5, entonces, se empleará esta fuerza:

$$Vu = 3.36 \text{ tn}$$

Después de haber calculado Vu, se pasa a calcular cuánto aporta el concreto para el corte en la columna:

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{83.99}{140 \cdot 25 \cdot 55} \right) \cdot 25 \cdot 49 = 8 \text{ tn}$$

Debido a que $\phi Vc > Vu$ los estribos no harían falta, no obstante, de acuerdo con lo establecido en los lineamientos de confinamiento en columnas, se tiene lo siguiente:

- Entre los incisos que se mencionan a continuación, el tramo de confinamiento no debe ser menor que:
 - a) $ln/6 = 240/6 = 40\text{cm}$
 - b) La mayor dimensión de la columna = 55 cm
 - c) 50 cm

El tramo de confinamiento “Lo” será de 55 cm

- En el tramo de confinamiento, el espacio de estribos hallada anteriormente debe ser menor del mínimo valor entre:
 - d) $8 \cdot db = 8 \cdot 5/8'' \cdot 2.54 = 12.7 \text{ cm}$

e) Considerando la menor dimensión de la columna, su mitad será $25/2 = 12.5$ cm

f) 100 mm

El espacio “s” en el tramo de confinado será de 10cm

- Fuera del tramo de confinamiento, el espaciado entre estribos será menor que el menor valor entre:

g) $16 \cdot db = 16 \cdot 5/8'' \cdot 2.54 = 24.14$ cm

h) $48 \cdot db$ (estribo) = $48 \cdot 3/8'' \cdot 2.54 = 45.72$ cm

i) La menor dimensión de la columna = 25 cm

j) 30 cm

Fuera del tramo de confinamiento el espaciado “s” de estribos será de 25 cm.

Por último, los estribos están distribuidos de la siguiente manera: $3/8'' : 1@5, 5@10, \text{rto}@25$

Para terminar, a continuación, en la Figura 6.6 se puede ver el diseño final de la columna C-1.

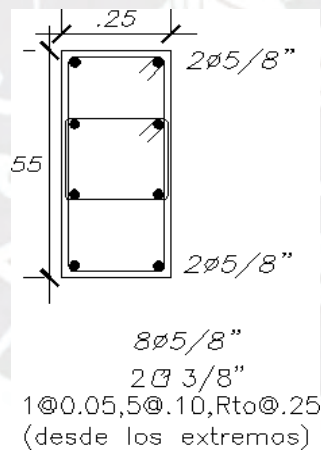


Figura 6. 8. Diseño final de la columna

6.4.2. Columna C-3:

Columna de 25 cm x 90 cm de dimensión, ubicada en el eje F/3. A continuación se analizará la columna del primer nivel.

Se obtiene las cargas luego de actuar cargas de gravedad y sismo:

Tabla 6. 9. Resultados del análisis estructural

Caso de Carga	P tonf	Vx tonf	Vy tonf	Mx tonf-m	My tonf-m
CV	14.0194	-0.001	-0.0882	-0.0712	-0.0102
CM	66.9925	-0.0122	-0.4276	-0.35	-0.0405
SismoXX Max	0.3282	0.8258	1.9557	2.2447	2.1896
SismoYY Max	0.6116	1.9227	0.214	0.2438	4.6552

Se obtiene las combinaciones con los casos de carga:

Tabla 6. 10. Resultados de la combinación de cargas últimas de las columnas C-10

Cargas actuantes	P ton	Mx ton.m	My ton.m	Vx ton	Vy ton
1.4CM + 1.7CV	117.62	0.61	0.07	0.02	0.45
1.25(CM+CV) + SX	101.59	2.77	2.25	0.84	2.38
1.25(CM+CV) - SX	100.94	-1.72	-2.13	-0.81	-1.53
0.9CM + SX	60.62	2.56	2.23	0.84	2.34
0.9CM - SX	59.97	-1.93	-2.15	-0.81	-1.57
1.25(CM+CV) + SY	101.88	0.77	4.72	1.94	0.64
1.25(CM+CV) - SY	100.65	0.28	-4.59	-1.91	0.21
0.9CM + SY	60.90	0.56	4.69	1.93	0.60
0.9CM - SY	59.68	0.07	-4.62	-1.91	0.17

Luego se analiza que la carga P máxima de 117.62 T por el resultado de combinaciones es mayor a “0.1.fc.Ag=47.25 T” Entonces se diseña como elemento en flexocompresión.

Diseño por flexocompresión

Del análisis estructural, los resultados muestran que la columna, casi exclusivamente está trabajando por influencia de las cargas producto de la gravedad, mientras que las cargas por sismo son muy pequeñas. Es debido a esto es que se buscará cubrir la cuantía mínima, por medio de reforzar con acero, para las columnas. Esta equivale al 1%.

$$\rho_{min} = 1\% \cdot 25 \cdot 90 = 22.5cm^2$$

$$As \text{ instalado} = 12 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8" = 24 \text{ } cm^2$$

$$\rho_{real} = \frac{24}{25 \cdot 90} = 1.06\%$$

El proceso de iteración iniciará con una cuantía equivalente al 1.16%, la cual equivale a un número

de 12 varillas de acero con un diámetro de 5/8. En la Figura 6.7 se muestra cómo será la sección de la columna C-03:

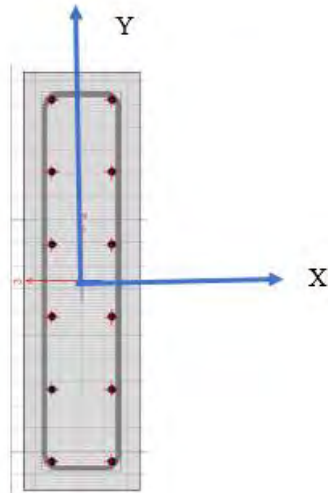


Figura 6. 9. Sección de columna C-03 (Fuente - ETABS)

Para la sección de la columna C-03 se obtiene, de cada dirección que se ha analizado, el diagrama de interacción:

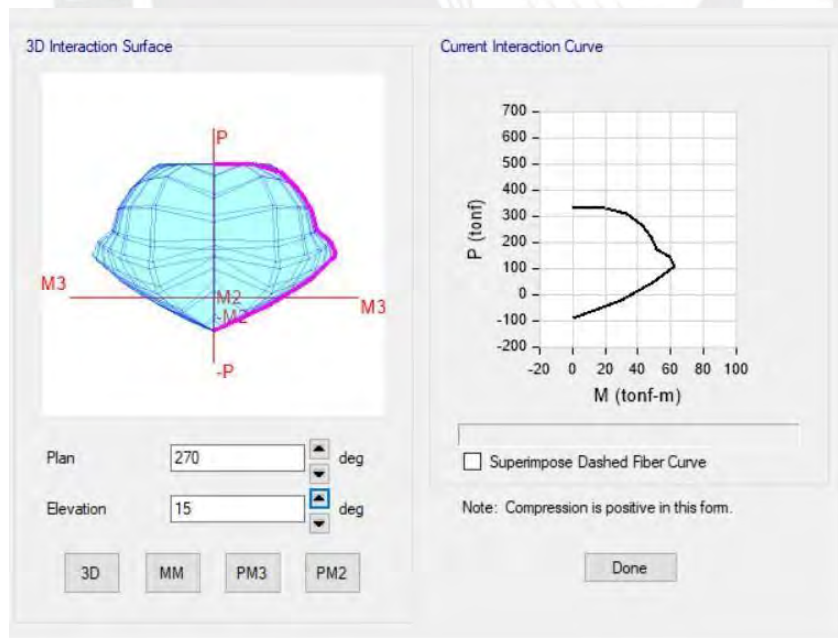


Figura 6. 10. Diagrama de interacción de la columna C-03 en X (ETABS)

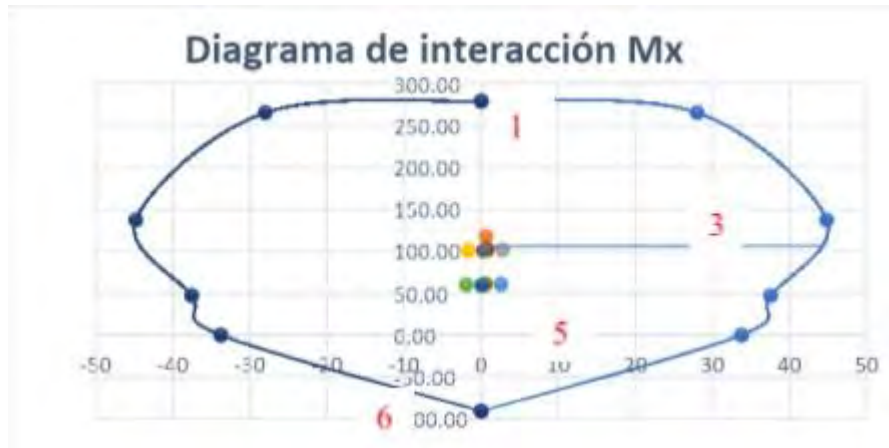


Figura 6. 11. Diagrama de interacción de la columna C-03 en X

Tabla 6. 11. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en X

Punto	Tipo	ϕM_n	ϕP_n
1	Compresión Pura P_o	0	278.96
2	Fisuración incipiente	28.00	265.27
3	Falla balanceada	44.80	137.19
4	Cambio de ϕ	37.54	47.13
5	Flexión Pura	33.77	0
6	Tracción Pura	0	-90.72

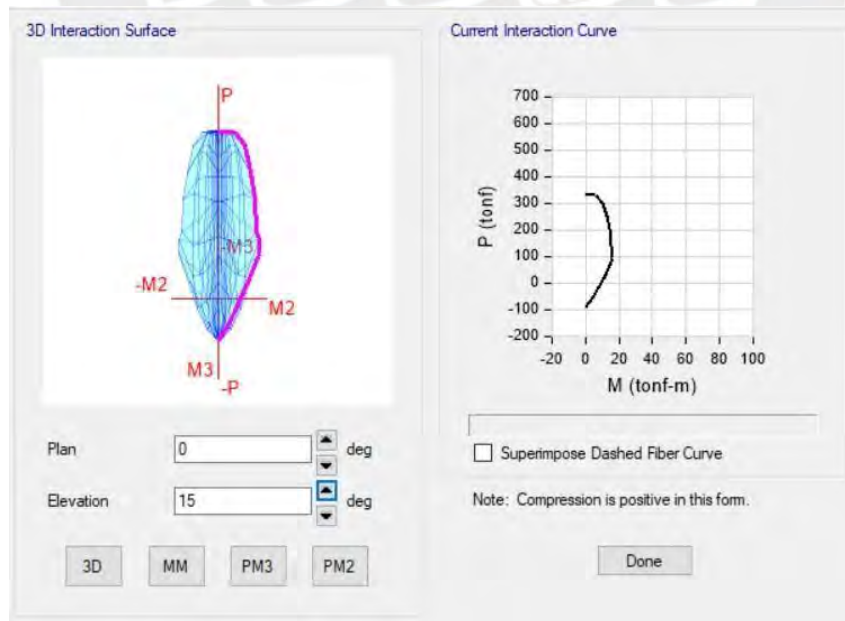


Figura 6. 12. Diagrama de interacción de la columna C-03 en Y (ETABS)

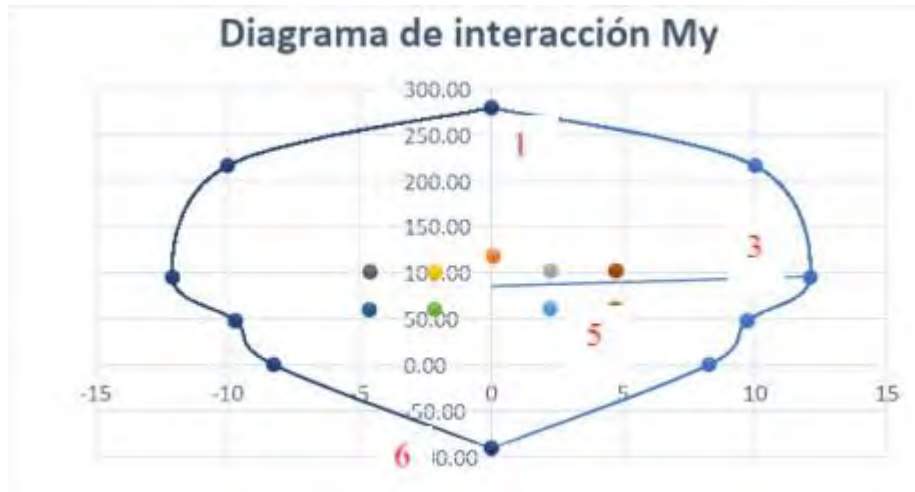


Figura 6. 13. Diagrama de interacción de la columna C-03 en Y

Tabla 6. 12. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en Y

Punto	Tipo	ϕM_n	ϕP_n
1	Compresión Pura P_o	0	278.96
2	Fisuración incipiente	10.00	216.10
3	Falla balanceada	12.09	94.94
4	Cambio de ϕ	9.70	47.57
5	Flexión Pura	8.25	0
6	Tracción Pura	0	-90.72

Viendo los puntos en el diagrama, se puede notar que caen dentro de este, si bien la armadura cubre las cargas últimas no se reduce el refuerzo para cubrir la cuantía mínima.

Diseño por corte

Siguiendo al ítem 6.2.2 acerca de qué se debe considerar por corte, es necesario realizar un análisis de dos casos con el fin de calcular la fuerza cortante última (V_u) de diseño.

- Cortante obtenida por capacidad

Calcular, para las secciones que se encuentran al inicio y fin de la columna, los momentos nominales. Es necesario para hallar la V_u de diseño por capacidad. Para esto, los diagramas de interacción resultantes serán usados para encontrar estos momentos.

Tabla 6. 13. ϕM_n para cada valor de P última

Cargas actuantes	P ton	ϕM_n para Pu
1.4CM + 1.7CV	117.62	44.6
1.25(CM+CV) + SX	101.59	44.16
1.25(CM+CV) - SX	100.94	44.14
0.9CM + SX	60.62	39.98
0.9CM - SX	59.97	39.87
1.25(CM+CV) + SY	101.88	44.17
1.25(CM+CV) - SY	100.65	44.14
0.9CM + SY	60.90	40.03
0.9CM - SY	59.68	39.82

De la tabla 6.13, se puede observar que el momento nominal. máximo es igual a 44.8 tn.m, por lo que el valor de V_u por capacidad se calculará con la ecuación:

$$V_u = \frac{(M_{nd} + M_{ni})}{h_n}$$

Tabla 6. 14. Valores de Cortante Último V_u

Mx		
Mnd	49.78	ton.m
Mni	49.78	ton.m
V_u	41.48	ton
My		
Mnd	14.54	ton.m
Mni	14.54	ton.m
V_u	12.12	ton

- Cortante obtenida por amplificar el sismo por 2.5

Utilizando el programa ETABS, se halló las fuerzas cortantes multiplicando al sismo por 2.5 y se consiguió los resultados enseñados en la Tabla 6.15:

Tabla 6. 15 Tabla con valores de sismo amplificados 2.5

Cortante sísmica amplificada x2.5			
Cargas actuantes	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)
CM	66.99	0.01	0.43
CV	14.02	0.00	-0.09
2.5 x Sismo X	0.33	2.06	4.89
2.5 x Sismo Y	0.61	4.81	0.54
1.4CM + 1.7CV	117.62	0.02	0.45
1.25(CM+CV) + SX	101.59	2.08	5.31
1.25(CM+CV) - SX	100.94	-2.05	-4.47
0.9CM + SX	60.62	2.08	5.27
0.9CM - SX	59.97	-2.05	-4.50
1.25(CM+CV) + SY	101.88	4.82	0.96
1.25(CM+CV) - SY	100.65	-4.79	-0.11
0.9CM + SY	60.90	4.82	0.92
0.9CM - SY	59.68	-4.80	-0.15

La cortante última obtenida de multiplicar la carga de sísmica por 2.5 es de $V_u = 5.31$ tn.

Tabla 6. 16. Diseño por corte para un valor de Cortante de diseño

Tramo 1								
ϕ Estribos	3/8"	A_v	1.42	cm ²	f_y	4200	kg/cm ²	
	Estribos a "s" variable				Estribos mínimos			
V_u	d	ϕV_c	$V_{s\text{máx}}$	V_s	S	s máx	$0.5\phi V_c$	s máx
diseño	cm	ton	ton	ton	Cm	cm	ton	cm
5.31	84	13.71	63.91	0.00	0	42.00	5.83	42.00

Siguiendo lo que menciona la Norma E.060 sobre diseñar con el menor valor resultante, de los resultados de los análisis ejecutados previamente, la fuerza cortante hallada por capacidad es más grande al resultado calculado cuando se amplificó el sismo por 2.5, entonces, se empleará esta fuerza:

$$V_u = 3.36 \text{ tn}$$

Después de haber calculado V_u , se pasa a calcular cuánto aporta el concreto para el corte en la columna:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{117.62}{140 \cdot 25 \cdot 90}\right) \cdot 25 \cdot 84 = 13.71 \text{ tn}$$

Debido a que $\phi V_c > V_u$ los estribos no harían falta, no obstante, de acuerdo con lo establecido en los lineamientos de confinamiento en columnas, se tiene lo siguiente:

- Entre los incisos que se mencionan a continuación, el tramo de confinamiento no debe ser menor que el valor más grande de:
 - a) $l_n/6 = 240/6 = 40\text{cm}$
 - b) La mayor dimensión de la columna = 90 cm
 - c) 50 cm
- El tramo de confinamiento “Lo” será de 90 cm

En el tramo de confinamiento, el espacio de estribos hallada anteriormente debe ser menor del mínimo valor entre:

- d) $8 \cdot d_b = 8 \cdot 5/8'' \cdot 2.54 = 12.7 \text{ cm}$
- e) Considerando la menor dimensión de la columna, su mitad será $25/2 = 12.5 \text{ cm}$
- f) 100 mm

El espacio “s” en el tramo de confinado será de 10cm

- Fuera del tramo de confinamiento, el espaciado entre estribos será menor que el menor valor entre:
 - g) $16 \cdot d_b = 16 \cdot 5/8'' \cdot 2.54 = 24.14 \text{ cm}$
 - h) $48 \cdot d_b \text{ (estribo)} = 48 \cdot 3/8'' \cdot 2.54 = 45.72 \text{ cm}$
 - i) La menor dimensión de la columna = 25 cm
 - j) 30 cm

Fuera del tramo de confinamiento el espaciado “s” de estribos será de 25 cm.

Para terminar, a continuación, en la Figura 6.6 se puede ver el diseño final de la columna C-03.

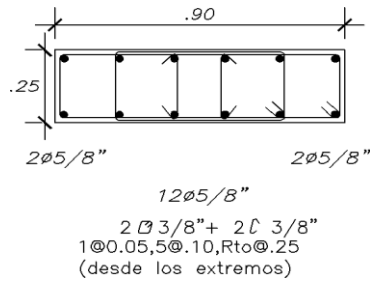


Figura 6. 14. Diseño final de la columna

6.4.3. Columna C-12:

Columna de 25 cm x 55 cm de dimensión, ubicada en el eje H/3. A continuación se analizará la columna del primer nivel.

Se obtiene las cargas luego de actuar cargas por gravedad y por sismo:

Tabla 6. 17. Resultados del análisis estructural

Caso de Carga	P tonf	Vx tonf	Vy tonf	Mx tonf-m	My tonf-m
CV	8.1533	0.411	-0.0003	-0.0004	0.3194
CM	53.1145	1.774	-0.0015	-0.0017	1.3868
SismoXX Max	16.0978	1.1955	0.4467	0.4839	2.8268
SismoYY Max	1.5343	0.1376	0.6291	0.6833	0.3092

Se obtiene las combinaciones con los casos de carga:

Tabla 6. 18. Resultados de la combinación de cargas últimas de las columnas C-12

Cargas actuantes	P ton	Mx ton.m	My ton.m	Vx ton	Vy ton
1.4CM + 1.7CV	88.22	0.00	3.23	4.12	0.00
1.25(CM+CV) + SX	92.68	0.49	5.62	4.76	0.45
1.25(CM+CV) - SX	60.49	-0.48	-0.03	2.37	-0.45
0.9CM + SX	63.90	0.49	4.55	3.40	0.45
0.9CM - SX	31.71	-0.48	-1.10	1.00	-0.45
1.25(CM+CV) + SY	78.12	0.69	3.11	3.71	0.63
1.25(CM+CV) - SY	75.05	-0.68	2.49	3.43	-0.63
0.9CM + SY	49.34	0.68	2.04	2.34	0.63
0.9CM - SY	46.27	-0.68	1.42	2.06	-0.63

Luego se analiza que la carga P máxima de 83.99 T por el resultado de combinaciones es mayor a "0.1.fc.Ag=28.88 T" Entonces se diseña como elemento en flexocompresión.

Diseño por flexocompresión

Del análisis estructural, los resultados muestran que la columna, casi exclusivamente está trabajando por influencia de las cargas producto de la gravedad, mientras que las cargas por sismo son muy pequeñas. Es debido a esto es que se buscará cubrir la cuantía mínima, por medio de reforzar con acero, para las columnas. Esta equivale al 1%.

$$\rho_{min} = 1\% \cdot 25 \cdot 55 = 13.8cm^2$$

$$As \text{ instalado} = 8 \text{ } \varnothing 5/8" = 16 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{real} = \frac{16}{25 \cdot 55} = 1.16\%$$

El proceso de iteración iniciará con una cuantía equivalente al 1.16%, la cual equivale a un número de 8 varillas de acero con un diámetro de $\varnothing 5/8$. En la Figura 6.11 se muestra cómo será la sección de la columna C-12:

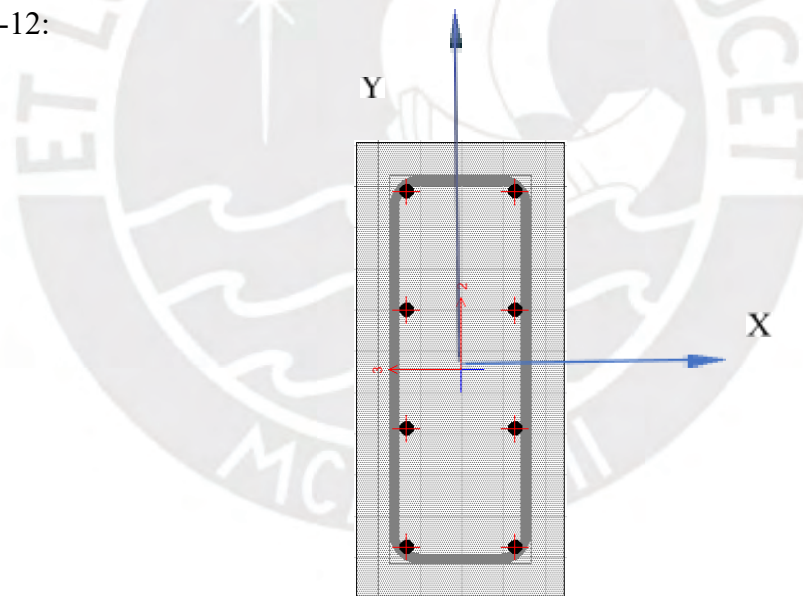


Figura 6. 15. Sección de columna C-12 (Fuente - ETABS)

Para la sección de la columna C-12 se obtiene de cada dirección que se ha analizado, el diagrama de interacción:

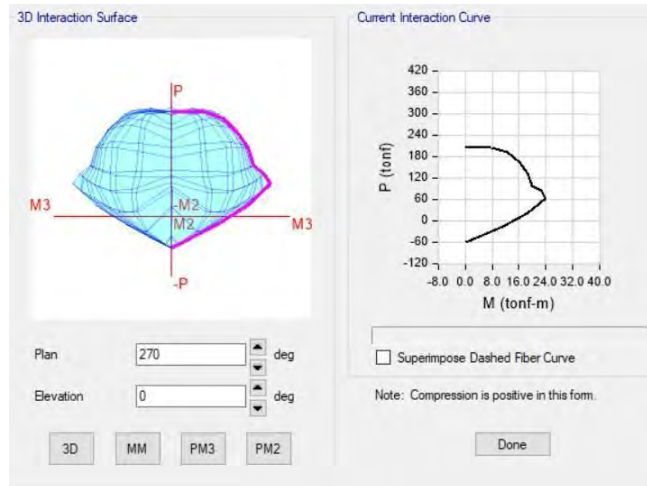


Figura 6. 16. Diagrama de interacción de la columna C-12 en X (ETABS)



Figura 6. 17. Diagrama de interacción de la columna C-12 en X

Tabla 6. 19. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en X

Punto	Tipo	ϕM_n	ϕP_n
1	Compresión Pura P_o	0	173.48
2	Fisuración incipiente	12.00	156.61
3	Falla balanceada	17.33	78.04
4	Cambio de ϕ	14.55	28.57
5	Flexión Pura	13.55	0
6	Tracción Pura	0	-60.48

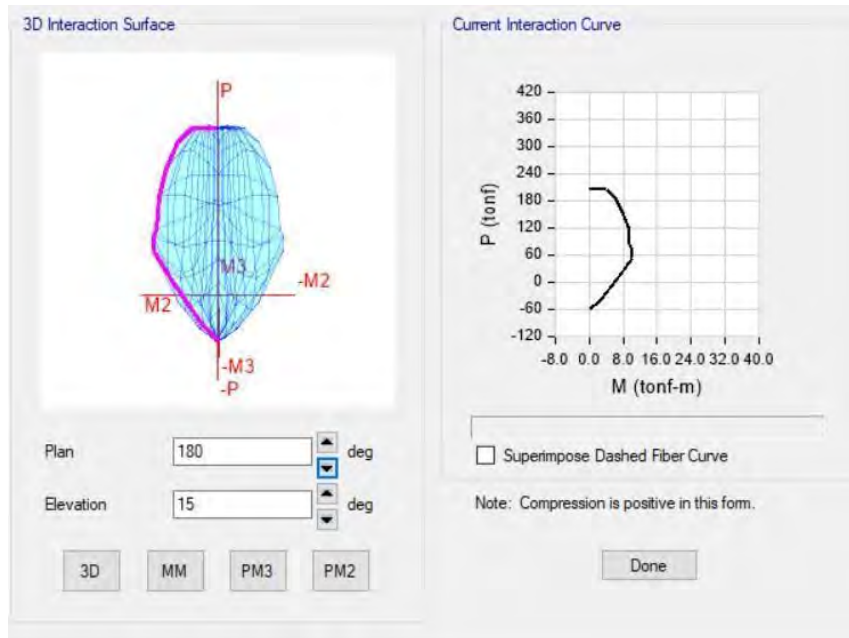


Figura 6. 18. Diagrama de interacción de la columna C-01 en Y (ETABS)



Figura 6. 19. Diagrama de interacción de la columna C-01 en Y

Tabla 6. 20. Puntos resaltantes del diagrama de interacción en Y

Punto	Tipo	ϕM_n	ϕP_n
1	Compresión Pura P_o	0	173.48
2	Fisuración incipiente	6.00	133.97
3	Falla balanceada	7.60	57.36
4	Cambio de ϕ	6.17	29.13
5	Flexión Pura	5.39	0
6	Tracción Pura	0	-60.48

Viendo los puntos en el diagrama, se puede notar que caen dentro de este, si bien la armadura cubre las cargas últimas no se reduce el refuerzo para cubrir la cuantía mínima.

Diseño por corte

Siguiendo al ítem 6.2.2 acerca de qué se debe considerar por corte, es necesario realizar un análisis de dos casos con el fin de calcular la fuerza cortante última (V_u) de diseño.

- Cortante obtenida por capacidad

Calcular, para las secciones que se encuentran al inicio y fin de la columna, los momentos nominales. Es necesario para hallar la V_u de diseño por capacidad. Para esto, los diagramas de interacción resultantes serán usados para encontrar estos momentos.

Tabla 6. 21. ϕM_n para cada valor de P última

Cargas actuantes	P ton	ϕM_n para P_u
1.4CM + 1.7CV	88.22	16.97
1.25(CM+CV) + SX	92.68	16.79
1.25(CM+CV) - SX	60.49	16.86
0.9CM + SX	63.90	16.98
0.9CM - SX	31.71	14.92
1.25(CM+CV) + SY	78.12	17.33
1.25(CM+CV) - SY	75.05	17.27
0.9CM + SY	49.34	16.42
0.9CM - SY	46.27	16.28

De la tabla 6.5, se puede observar que el momento nominal $\times \phi$ máximo es igual a 17.33 tn.m, por lo que el valor de V_u por capacidad se calculará con la ecuación:

$$V_u = \frac{(M_{nd} + M_{ni})}{h_n}$$

Tabla 6. 22. Valores de Cortante Último Vu

Mx		
Mnd	17.33	ton.m
Mni	17.33	ton.m
Vu	14.44	ton
My		
Mnd	7.60	ton.m
Mni	7.60	ton.m
Vu	6.33	ton

Cortante obtenida por amplificar el sismo por 2.5

Utilizando el programa ETABS, se halló las fuerzas cortantes multiplicando al sismo por 2.5 y se consiguió los resultados enseñados en la Tabla 6.23.

Tabla 6. 23. Tabla con valores de sismo amplificados 2.5

Cortante sísmica amplificada x2.5			
Cargas actuantes	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)
CM	53.11	2.44	0.00
CV	8.15	0.41	0.00
2.5 x Sismo X	16.10	2.99	1.12
2.5 x Sismo Y	1.53	0.34	1.57
1.4CM + 1.7CV	88.22	4.12	0.00
1.25(CM+CV) + SX	92.68	6.56	1.12
1.25(CM+CV) - SX	60.49	0.58	-1.12
0.9CM + SX	63.90	5.19	1.12
0.9CM - SX	31.71	-0.79	-1.12
1.25(CM+CV) + SY	78.12	3.91	1.57
1.25(CM+CV) - SY	75.05	3.23	-1.57
0.9CM + SY	49.34	2.54	1.57
0.9CM - SY	46.27	1.86	-1.57

La cortante última obtenida de multiplicar la carga de sísmica por 2.5 es de Vu = 6.33 tn.

Tabla 6. 24. Diseño por corte para un valor de Cortante de diseño

Tramo 1								
ϕ Estribos	3/8"	A_v	1.42	cm ²	f_y	4200	kg/cm ²	
	Estribos a "s" variable				Estribos mínimos			
V_u	d	ϕV_c	$V_{sm\acute{a}x}$	V_s	s	s máx	$0.5\phi V_c$	s máx
diseño	cm	ton	ton	ton	cm	cm	ton	cm
6.33	49	8.00	37.28	0.00	0	24.50	3.40	24.50

Siguiendo lo que menciona la Norma E.060 sobre diseñar con el menor valor resultante, de los resultados de los análisis ejecutados previamente, la fuerza cortante hallada por capacidad es más grande al resultado calculado cuando se amplificó el sismo por 2.5, entonces, se empleará esta fuerza:

$$V_u = 6.33 \text{ tn}$$

Después de haber calculado V_u , se pasa a calcular cuánto aporta el concreto para el corte en la columna:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{83.99}{140 \cdot 25 \cdot 55}\right) \cdot 25 \cdot 49 = 8 \text{ tn}$$

Debido a que $\phi V_c > V_u$ los estribos no harían falta, no obstante, de acuerdo con lo establecido en los lineamientos de confinamiento en columnas, se tiene lo siguiente:

- Entre los incisos que se mencionan a continuación, el tramo de confinamiento no debe ser menor que:
 - a) $l_n/6 = 240/6 = 40\text{cm}$
 - b) La mayor dimensión de la columna = 55 cm
 - c) 50 cm

El tramo de confinamiento “Lo” será de 55 cm

- En el tramo de confinamiento, el espacio de estribos hallada anteriormente debe ser menor del mínimo valor entre:
 - d) $8 \cdot d_b = 8 \cdot 5/8'' \cdot 2.54 = 12.7 \text{ cm}$

e) Considerando la menor dimensión de la columna, su mitad será $25/2 = 12.5$ cm

f) 100 mm

El espacio “s” en el tramo de confinado será de 10cm

- Fuera del tramo de confinamiento, el espaciado entre estribos será menor que el menor valor entre:

g) $16 \cdot db = 16 \cdot 5/8'' \cdot 2.54 = 24.14$ cm

h) $48 \cdot db$ (estribo) = $48 \cdot 3/8'' \cdot 2.54 = 45.72$ cm (cc)

i) La menor dimensión de la columna = 25 cm

j) (dd) 30 cm

Fuera del tramo de confinamiento el espaciado “s” de estribos será de 25 cm.

Por último, los estribos están distribuidos de la siguiente manera: **3/8":1@5,5@10,rto@25**

Para terminar, a continuación, en la Figura 6.14 se puede ver el diseño final de la columna C-12.

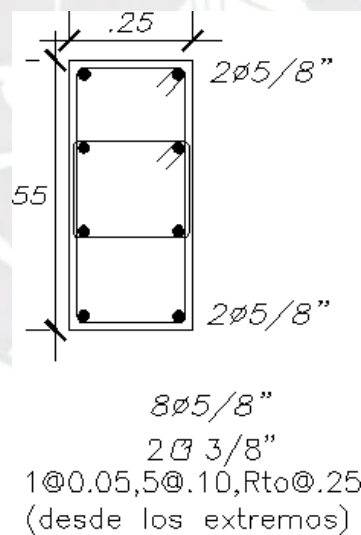


Figura 6. 20. Diseño final de la columna

7. Capítulo VII: Diseño de placas

7.1. Generalidades

El ancho de placas en la mayoría es de 25 cm y a continuación se presenta el procedimiento de diseño y ejemplos.

7.2. Diseño por flexocompresión

En el caso de placas, de forma similar a lo hecho para las columnas, el diseño debido a flexocompresión se ejecuta usando un proceso iterativo. En este procedimiento, se empieza asumiendo la cantidad de refuerzo longitudinal que estará presente en la placa, en mira de elaborar el diagrama de interacción. En el diagrama se comprobará si los puntos con coordenadas (M_u, P_u), que se encontraron como resultado de diferentes combinaciones, se encuentren dentro de este. Además, como recomendación para un buen diseño, se sugiere que puntos mencionados se ubiquen los más cercano que se pueda a la gráfica del diagrama de interacción.

7.3. Diseño por corte

De acuerdo con la Norma Peruana de Concreto Armado, es posible hallar cuanto es lo que el concreto da al corte, según la carga axial que recibe mediante la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Siendo: b = espesor de la placa

d = longitud efectiva de la placa ($d=0.8 \cdot \text{Long.}$)

De acuerdo con la Norma E-060, como se menciona en su inciso 11.10.5, para hallar el valor de α se indica los siguientes límites:

$$\alpha = 0.25; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.5$$
$$\alpha = 0.17; \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2.0$$

Tanto la cuantía de acero en posición vertical como la de posición horizontal, están relacionados con la cantidad de la cortante última (V_u), en la Norma E.060, en su capítulo 11, se mencionan los siguientes incisos:

Para $V_u < 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

$$\begin{aligned}\rho_v &\geq 0.0015 \\ \rho_h &\geq 0.0020\end{aligned}$$

Para $V_u > 0.27 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$

$$\rho_v = \text{máximo} \left\{ 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.55 - \frac{hm}{lm} \right) \cdot (\rho_h - 0.0025); 0.0025 \right\}$$

$$\rho_h \geq 0.0025$$

Por otra parte, si $V_u > \phi V_c$, la cantidad que el acero da al corte se halla con la siguiente ecuación:

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

El espaciado de la cuantía en ambas direcciones, respecto al espesor de la placa o a 40 cm, no debe ser mayor a tres veces de estos.

De acuerdo con el artículo 11.10.4 de la Norma E.060, también impone un límite para la magnitud de la resistencia nominal ($V_n = V_c + V_s$).

$$V_{n\text{máx}} = 2.6 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

El artículo 21.9.5.3 de la norma anteriormente mencionada, también menciona que la fuerza cortante de diseño (V_u), debe de ser ajustada a cuanto es capaz de resistir en flexión instalada en el muro:

$$V_u' = V_u * \frac{M_n}{M_u}$$

Teniendo a la fuerza cortante V_u y momentos M_u , ambos amplificados, y el momento nominal

resistente del muro Mn, en donde los primeros vienen del análisis y el segundo hallado de los aceros colocados efectivamente relacionados con la carga Pu. De la relación Mn/Mu se obtiene el factor de amplificación, el cual debe ser menor que el factor de reducción “R”, le cual se usa para calcular las fuerzas laterales debido a sismo.

7.4. Ejemplo de diseño de placas

7.4.1. Placa P-1:

A modo de ejemplo se diseñará la placa P-1, que es una placa en forma de “L”, localizada donde el eje 1 se interseca con el eje H.

Análisis estructural

En Tabla 7.1, se pueden ver las cargas que se obtuvieron después de realizar el análisis y sus combinaciones.

Tabla 7. 1. Cargas resultantes del análisis estructural de la placa P-14

Cargas actuantes	P	M22	M33	V2	V3
	ton	ton.m	ton.m	ton	ton
CM	142.67	2.96	-8.06	4.39	1.42
CV	23.08	0.34	-1.05	0.87	0.19
Sismo X	-49.88	-122.73	126.23	12.64	25.04
Sismo Y	-18.74	-83.92	335.19	38.64	9.02

Tabla 7. 2. Combinaciones de cargas últimas de la placa P-1

Cargas actuantes	P	M22	M33	V2	V3
	ton	ton.m	ton.m	ton	ton
1.4CM + 1.7CV	238.98	4.72	-13.06	7.63	2.31
1.25(CM+CV) + SX	157.32	-118.61	114.85	19.22	27.05
1.25(CM+CV) - SX	257.07	126.86	-137.61	-6.06	-23.03
0.9CM + SX	78.53	-120.07	118.98	16.59	26.32
0.9CM - SX	178.28	125.40	-133.48	-8.69	-23.76
1.25(CM+CV) + SY	188.46	-79.79	323.80	45.22	11.03
1.25(CM+CV) - SY	225.93	88.04	-346.57	-32.06	-7.01
0.9CM + SY	109.67	-81.25	327.93	42.59	10.30
0.9CM - SY	147.14	86.58	-342.44	-34.69	-7.75

Diseño por flexocompresión

Para diseñar por flexocompresión, se colocaron núcleos confinados en los bordes extremos de la placa, así como en la esquina que posee, para estimar la longitud de los núcleos confinados se trabajó con una longitud inicial del 15% para cada ramal (x e y) de la placa.

$$A_{conf. x-x} = 15\% \cdot 1.78 = 27 \text{ cm (redondeado)} \rightarrow 30 \text{ cm}$$

$$A_{conf. y-y} = 15\% \cdot 3.6 = 54 \text{ cm (redondeado)} \rightarrow 60 \text{ cm}$$

Después de la iteración, se aumentaron las áreas de confinamiento a 60 y 80cm respectivamente.

Así mismo para cada núcleo confinado se estimó una cuantía inicial de 1.2%:

$$A_{instalado x-x} = 10 \phi 1" = 25.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{instalado y-y} = 12 \phi 3/4" = 34.08 \text{ cm}^2$$

Para el alma, se consideró colocar inicialmente $2\phi 3/8" @ 20\text{cm}$ Siguiendo la distribución de acero descrita anteriormente tenemos:

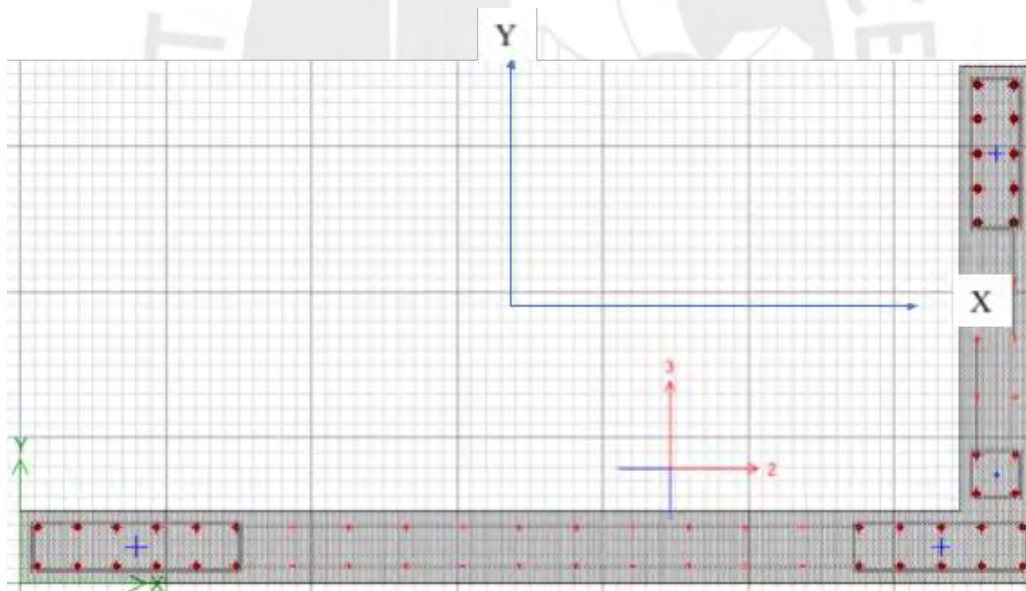


Figura 7. 1. Refuerzo vertical preliminar colocada a la placa en análisis (Fuente ETABS)

Del esquema mostrado construimos, para las direcciones de análisis, los diagramas de interacción.

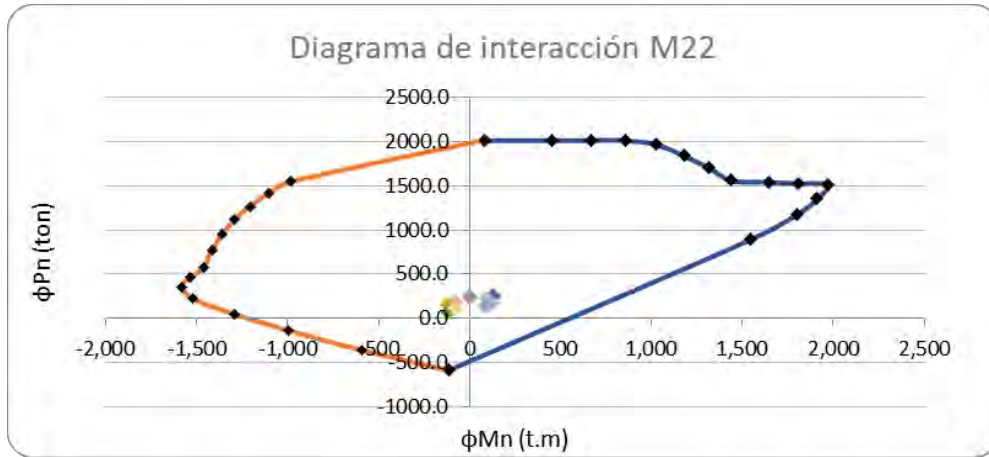


Figura 7. 2. Diagrama de interacción en la dirección X

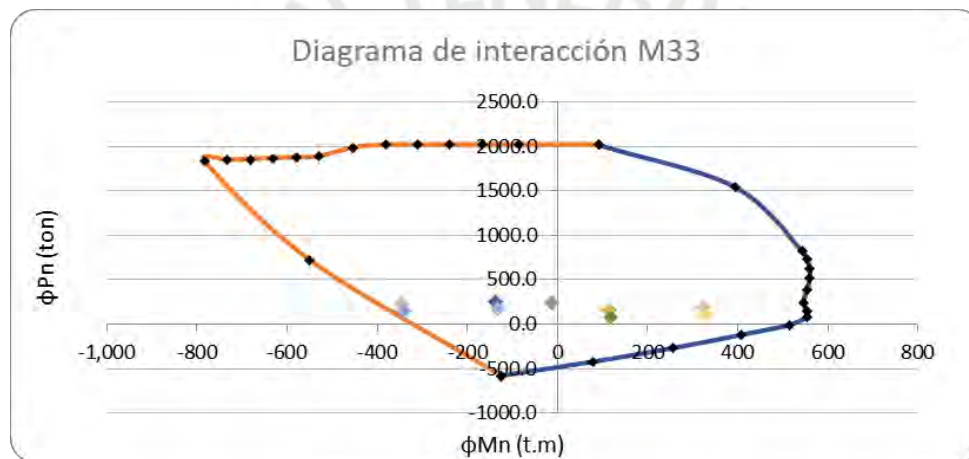


Figura 7. 3. Diagrama de interacción en Y

Ya que los puntos obtenidos de las combinaciones de cargas se encuentran en el interior de los diagramas de interacción, se puede afirmar el cumplimiento del diseño por flexocompresión.

Diseño por corte

Para este diseño, se utilizará el diseño por capacidad. Además, al ser la placa bidireccional para el análisis, se hallará, tanto en dirección X como en Y, la cortante última de forma independiente.

Para la dirección X-X

- Cortante última calculada de las combinaciones de carga

$$Vu = 46.3 \text{ tn}$$

$$Vu' = 46.3 \cdot \frac{450}{84.06} = 108 \text{ tn}$$

- Cortante resistente en la dirección X-X

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 360) = 47 \text{ tn}$$

Como $\phi Vc < Vu$ se necesitará aporte de acero longitudinal (V_s)

$$V_s = \frac{108 - 47}{0.85} = 71.76 \text{ tn}$$

Con esta distribución hallamos la cuantía horizontal instalada:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y \cdot b \cdot d} = \frac{71.76 \cdot 1000}{4200 \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 360)}$$

$$\rho_h = 0.0023 < 0.0025 \text{ (no cumple)}$$

Entonces:

$$\rho_h = 0.0025$$

Ahora realizamos el cálculo de la cuantía vertical

$$\rho_v = \max \left\{ 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.55 - \frac{18.55}{2.4} \right) \cdot (0.0025 - 0.0025) = 0.0025 ; 0.0025 \right\}$$

$$\rho_v = 0.0025$$

Con la cuantía vertical hallada calculamos el acero a instalar por metro lineal

$$A_{s_{vert.}} = 0.0025 \cdot 25 \cdot 262 = 16.4 \text{ cm}^2$$

Usando 2 Ø3/8"

$$s_v = \frac{1.42 \cdot 262}{16.4} = 22.72 \text{ cm}$$

Se utilizará 2 Ø3/8"@.20m

Para el alma:

Refuerzo horizontal: 2 Ø3/8"@.20

Refuerzo vertical: 2 Ø3/8"@.20

Para la dirección Y-Y

- Cortante última calculada de las combinaciones de carga

$$Vu = 30 \text{ tn}$$

$$Vu' = 30 \cdot \frac{430}{108.04} = 119.4 \text{ tn}$$

- Cortante resistente en la dirección Y-Y

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 178) = 23.24 \text{ tn}$$

Como $\phi Vc < Vu$ se necesitará aporte de acero longitudinal (Vs)

$$Vs = \frac{119.4 - 23.24}{0.85} = 113 \text{ tn}$$

Con esta distribución hallamos la cuantía horizontal instalada:

$$\rho_h = \frac{Vs}{fy \cdot b \cdot d} = \frac{113 \cdot 1000}{4200 \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 178)}$$

$$\rho_h = 0.007 > 0.0025$$

Ahora realizamos el cálculo de la cuantía vertical

$$\rho_v = \max \left\{ 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.55 - \frac{18.55}{2.4} \right) \cdot (0.007 - 0.0025) = 0 ; 0.0025 \right\}$$

$$\rho_v = 0.0025$$

Con la cuantía vertical hallada calculamos el acero a instalar por metro lineal

$$As_{vert.} = 0.0025 \cdot 25 \cdot 178 = 11.1 \text{ cm}^2$$

Usando 2 Ø3/8"

$$S = \frac{1.42 \cdot 178}{11.1} = 22.8 \text{ cm}$$

Se utilizará 2 Ø3/8"@.20m

Para el alma:

Refuerzo horizontal: 2 Ø3/8"@.20

Refuerzo vertical: 2 Ø3/8"@.20

En la siguiente figura, se enseña el esquema resultante de la placa P-1

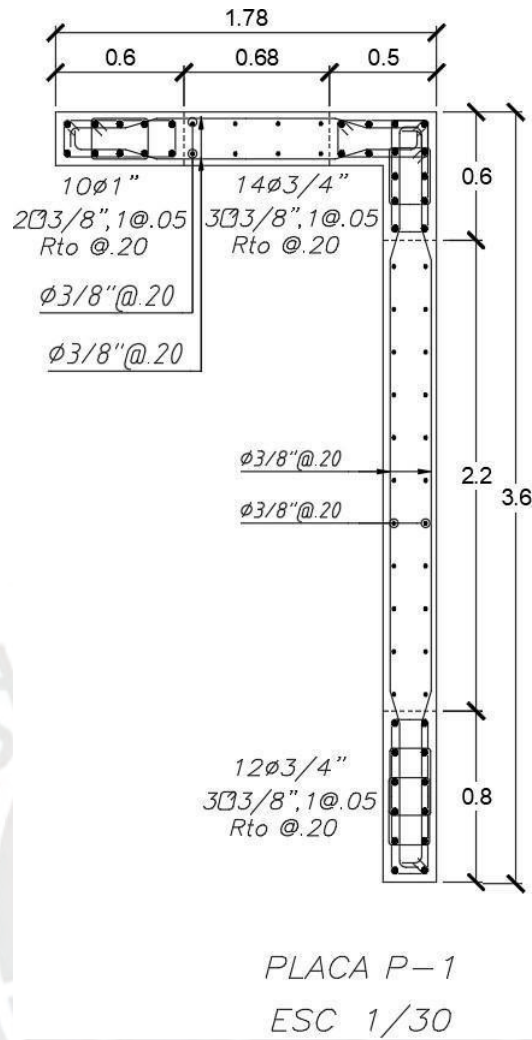


Figura 7. 4. Diseño final de la placa analizada

Placa P-6:

A modo de ejemplo se diseñará la placa P-6, que es una placa en forma de “L”, localizada donde el eje 1 se interseca con el eje H.

Análisis estructural

En Tabla 7.3, se pueden ver las cargas que se obtuvieron después de realizar el análisis y sus combinaciones.

Tabla 7. 3. Cargas obtenidas del análisis estructural de la placa P-6

Cargas actuantes	P	M22	M33	V2	V3
	ton	ton.m	ton.m	ton	ton
CM	153.57	0.29	-0.71	1.54	0.51
CV	22.46	-0.24	-0.59	0.10	0.03
Sismo X	-13.53	-550.96	10.40	1.62	85.51
Sismo Y	-20.01	-38.00	280.53	28.44	6.88

Tabla 7. 4. Combinaciones de cargas últimas de la placa P-6

Cargas actuantes	P	M22	M33	V2	V3
	ton	ton.m	ton.m	ton	ton
1.4CM + 1.7CV	253.17	-0.01	-2.00	2.32	0.77
1.25(CM+CV) + SX	206.50	-550.91	8.77	3.67	86.19
1.25(CM+CV) - SX	233.56	551.02	-12.02	0.43	-84.83
0.9CM + SX	124.68	-550.71	9.76	3.00	85.97
0.9CM - SX	151.74	551.22	-11.04	-0.24	-85.05
1.25(CM+CV) + SY	200.01	-37.94	278.91	30.49	7.55
1.25(CM+CV) - SY	240.04	38.06	-282.16	-26.40	-6.20
0.9CM + SY	118.19	-37.74	279.89	29.82	7.34
0.9CM - SY	158.22	38.26	-281.17	-27.06	-6.41

Diseño por flexocompresión

Para diseñar por flexocompresión, se colocaron núcleos confinados en los bordes extremos de la placa, así como en la esquina que posee, para estimar la longitud de los núcleos confinados se trabajó con una longitud inicial del 15% para cada ramal (x e y) de la placa.

$$A_{conf. x-x} = 15\% \cdot 2.4 = 36 \text{ cm (redondeado)} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

$$A_{conf. y-y} = 15\% \cdot 2.2 = 33 \text{ cm (redondeado)} \rightarrow 50 \text{ cm}$$

Así mismo para cada núcleo confinado se estimó una cuantía inicial:

$$A_{ramal x-x} = 1.5\% \cdot 25 \cdot 50 = 18.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{ramal y-y} = 1.5\% \cdot 25 \cdot 50 = 18.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{instalado x-x} = 8 \phi 3/4" = 22.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{instalado y-y} = 8 \phi 3/4" = 22.72 \text{ cm}^2$$

Para el alma, se consideró colocar inicialmente $2 \phi 3/8" @ 20 \text{ cm}$

Siguiente la distribución de acero descrita anteriormente tenemos:

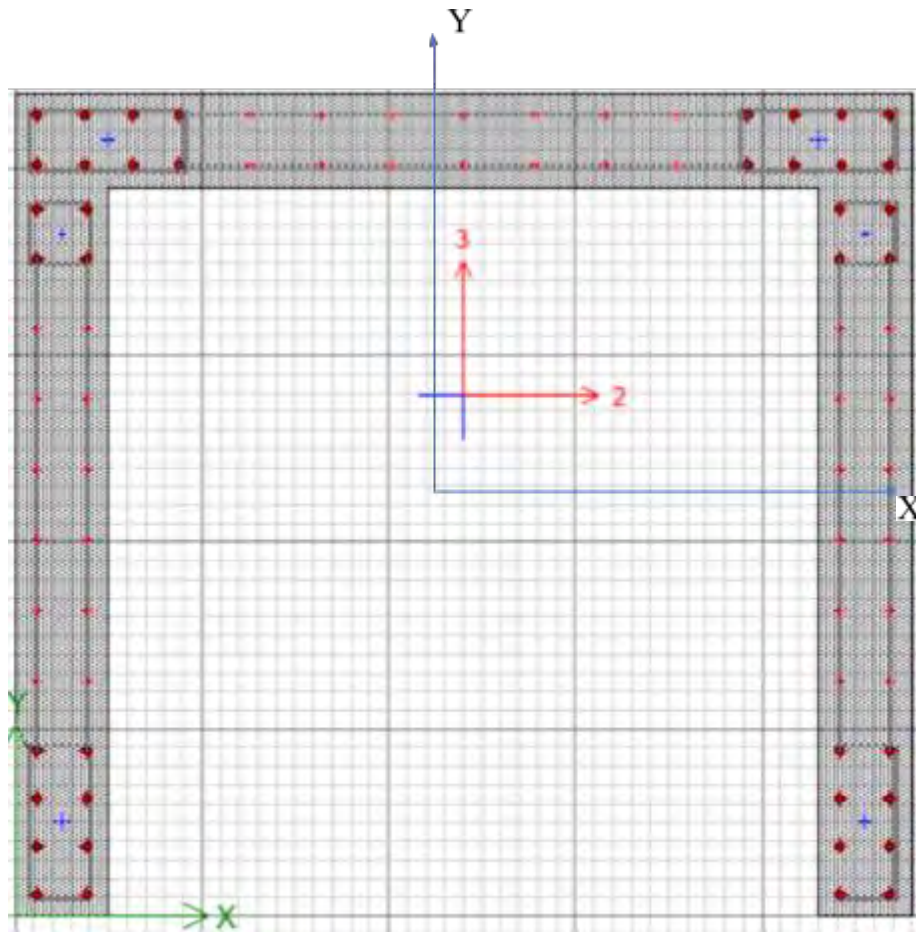


Figura 7. 5. Refuerzo vertical preliminar colocada a la placa en análisis (Fuente ETABS)

Del esquema mostrado construimos, para las direcciones de análisis, los diagramas de interacción.

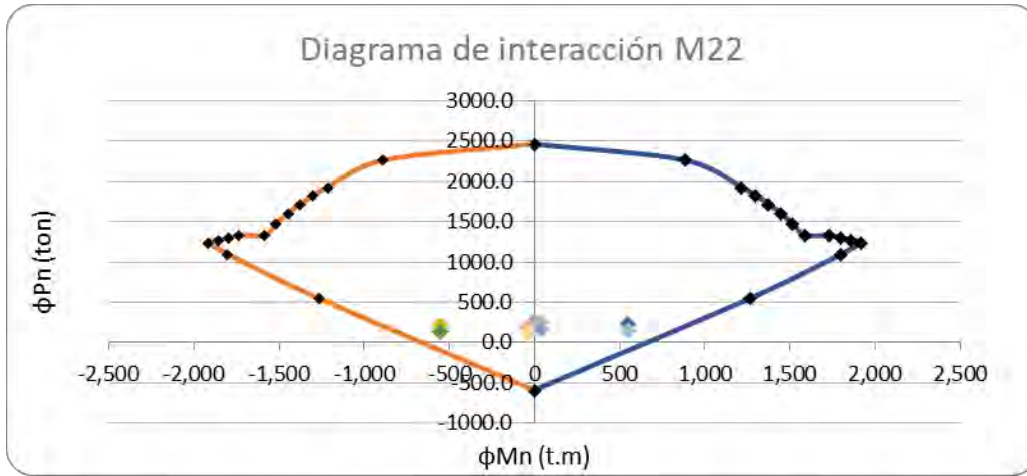


Figura 7. 6. Diagrama de interacción en la dirección X

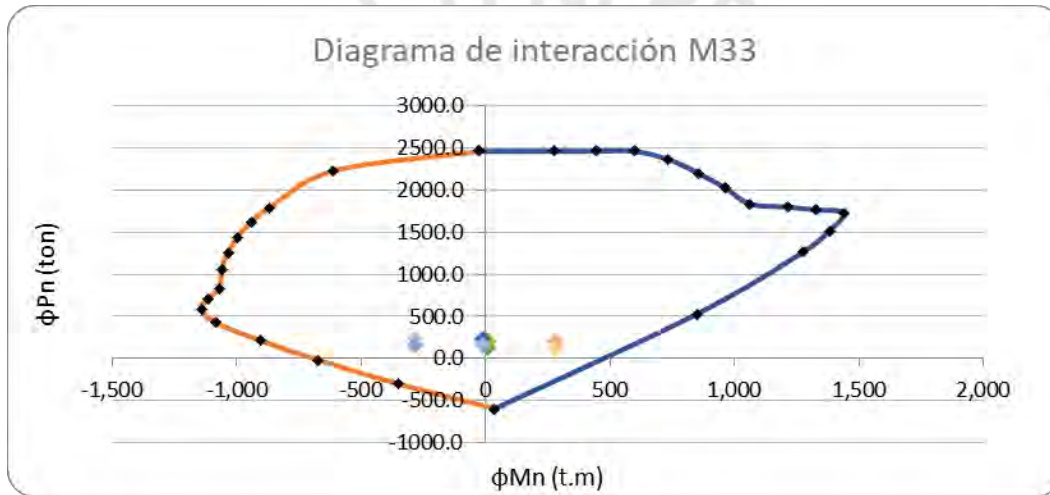


Figura 7. 7. Diagrama de interacción en Y

Ya que los puntos obtenidos de las combinaciones de cargas se encuentran en el interior de los diagramas de interacción, se puede afirmar el cumplimiento del diseño por flexocompresión.

Diseño por corte

Para este diseño, se utilizará el diseño por capacidad. Además, al ser la placa bidireccional para el análisis, se hallará, tanto en dirección X como en Y, la cortante última de forma independiente.

Para la dirección X-X

Cortante última calculada de las combinaciones de carga

$$V_u = 46.3 \text{ tn}$$

$$Vu' = 46.3 \cdot \frac{480}{84.06} = 245.63 \text{ tn}$$

Cortante resistente en la dirección X-X

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.25 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 178) = 11.84 \text{ tn}$$

Como $\phi Vc < Vu$ se necesitará aporte de acero longitudinal (Vs)

$$Vs = \frac{245.63 - 10.96}{0.85} = 248.82 \text{ tn}$$

Cálculo del espaciamiento utilizando $\phi 1/2''$

$$s = \frac{2 \cdot 1.29 \cdot 4200 \cdot (0.8 \cdot 178)}{248820} = 6 \text{ cm}$$

Se utilizará 1 $\phi 1/2'' @ .05 \text{ m}$

Con esta distribución hallamos la cuantía horizontal instalada:

$$\rho_h = \frac{Vs}{fy \cdot b \cdot d} = \frac{261.6 \cdot 1000}{4200 \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 176)}$$

$$\rho_h = 0.017695 > 0.0025 \text{ (cumple)}$$

Ahora realizamos el cálculo de la cuantía vertical

$$\rho_v = \max \left\{ 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.55 - \frac{15.60}{1.80} \right) \cdot (0.0028 - 0.0025) = 0.0016 ; 0.0025 \right\}$$

$$\rho_v = 0.0025$$

Con la cuantía vertical hallada calculamos el acero a instalar por metro lineal

$$As_{vert.} = 0.0025 \cdot 25 \cdot 100 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Usando 2 $\phi 3/8''$

$$s = \frac{1.42}{6.25} = 22.72 \text{ cm}$$

Se utilizará 2 $\phi 3/8'' @ .20 \text{ m}$

Resumiendo, para esta dirección de la placa el armado final es el siguiente:

Núcleo confinado de 25x50 cm con 10 $\phi 5/8''$

Para el alma:

Refuerzo horizontal: 2 $\phi 3/8'' @ .20$

Refuerzo vertical: 2 $\phi 3/8'' @ .20$

Para la dirección Y-Y

Cortante última calculada de las combinaciones de carga

$$V_u = 85.62 \text{ tn}$$

$$V_{u'} = 85.62 \cdot \frac{510}{430.04} = 101.54 \text{ tn}$$

Cortante resistente en la dirección Y-Y

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 220) = 28.72 \text{ tn}$$

Como $\phi V_c < V_u$ se necesitará aporte de acero longitudinal (V_s)

$$V_s = \frac{101.54 - 28.72}{0.85} = 85.66 \text{ tn}$$

Con esta distribución hallamos la cuantía horizontal instalada:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y \cdot b \cdot d} = \frac{85.66 \cdot 1000}{4200 \cdot 25 \cdot (0.8 \cdot 220)}$$
$$\rho_h = 0.0046 > 0.0025 \text{ (cumple)}$$

Ahora realizamos el cálculo de la cuantía vertical

$$\rho_v = \max \left\{ 0.0025 + 0.5 \cdot \left(2.55 - \frac{18.55}{2.4} \right) \cdot (0.0046 - 0.0025) ; 0 ; 0.0025 \right\}$$
$$\rho_v = 0.0025$$

Con la cuantía vertical hallada calculamos el acero a instalar por metro lineal

$$A_{s_{vert.}} = 0.0025 \cdot 25 \cdot 100 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Usando 2 $\emptyset 3/8''$

$$s = \frac{1.42}{9.75} = 22.72 \text{ cm}$$

Se utilizará 2 $\emptyset 3/8'' @ .20m$

Resumiendo, para esta dirección de la placa el armado final es el siguiente:

Núcleo confinado de 25x50 cm con 8 $\emptyset 3/4''$

Núcleo confinado de 25x50 cm con 8 $\emptyset 3/4''$

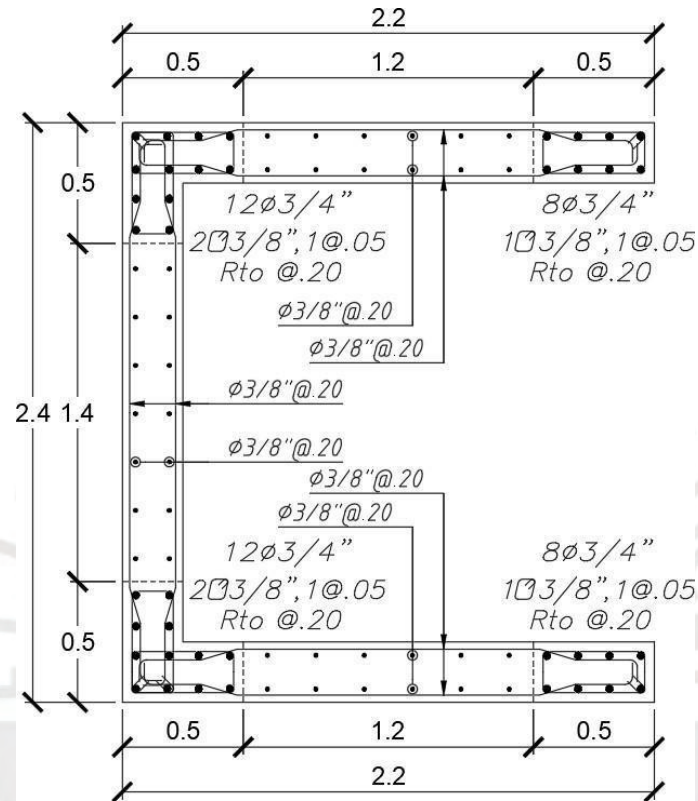
Esta distribución se coloca

Para el alma:

Refuerzo horizontal: $2 \phi 3/8" @ .20$

Refuerzo vertical: $2 \phi 3/8" @ .20$

En la Figura 7.8, se enseña el esquema resultante de la placa P-6



PLACA P-6

ESC 1/30

Figura 7.8. Diseño final de la placa analizada

8. Capítulo VIII: Diseño de la cimentación

8.1. Generalidades

La función de las cimentaciones radica en transmitir al terreno las cargas recibidas de los elementos verticales. Cuando se diseña las cimentaciones, ya se tiene que haber realizado un EMS (estudio de mecánica de suelos) y haber obtenido el esfuerzo admisible del lugar de interés, ya que los esfuerzos actuantes no pueden ser mayores a estos. Para esta tesis, la presión dada por el EMS es de 4 kg/cm², con peso específico del suelo de 2 000 kg/m³, que son valores típicos de los suelos granulares de Lima.

En edificios convencionales, se utilizan zapatas como cimentaciones superficiales. Las clases más frecuentes son las aisladas, las combinadas y las conectadas. En el caso de este proyecto, se utilizarán las aisladas y las combinadas.

8.2. Zapatas Aisladas

Esta es la más frecuente y económica que hay. Se usa solamente cuando se tiene al elemento vertical ubicado en su centro de gravedad, así como también si las cargas, generadas por los momentos, no son muy grandes.

8.2.1. Dimensionamiento de zapatas aisladas

Para dimensionar esta clase de zapatas se hace uso de las cargas de servicio dadas por los elementos estructurales verticales. La Norma Peruana de Concreto Armado, para la verificación debido a sismo, menciona en el inciso 15.2.4 incrementar a la presión del suelo un 30%, esto para considerar el peso propio de la zapata. Con la siguiente ecuación se calcula el área posible de una zapata.

$$\text{Área requerida} = \frac{(1 + \%PP) * (P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{adm}}$$

Donde:

%PP = representa el porcentaje de peso propio de la zapata

Pcm = peso debido a la carga muerta

Pcv = peso debido a la carga viva

Luego de predimensionar la zapata, se debe de comprobar que el esfuerzo máximo producido tanto por las cargas axiales como los momentos, sea menor en comparación con la presión admisible del suelo. Cuando no se tiene una excentricidad entre la carga aplicada en la zapata y su centro de gravedad, es permitido suponer que las presiones tienen una distribución constante y a la vez uniforme. De cumplirse lo anterior dicho, la presión constante se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Si se presentara excentricidad, ya sea por el centro de gravedad y/o por sismo, un momento irá acompañando a la carga aplicada. De ser así, es permitido asumir una distribución lineal de presiones, teniendo en consideración que es rígida la zapata y que el suelo se comporta de forma elástica. Para calcular la presión en este caso, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{B \cdot L} \pm \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2}$$

Donde:

B = Ancho de la zapata

L = Largo de la zapata

M = Momento en la dirección de análisis

A = Área de la zapata

8.2.2. Verificación de corte por punzonamiento

Como el refuerzo por corte no se presenta en las zapatas, calcular una altura para esta es necesario, de manera que el peralte efectivo "d" sea capaz de soportar los efectos producidos por

punzonamiento. En la Figura 8.1, se puede ver la medida "d/2" considerada desde las caras del elemento vertical. A esta distancia es donde se encuentra la sección crítica de punzonamiento

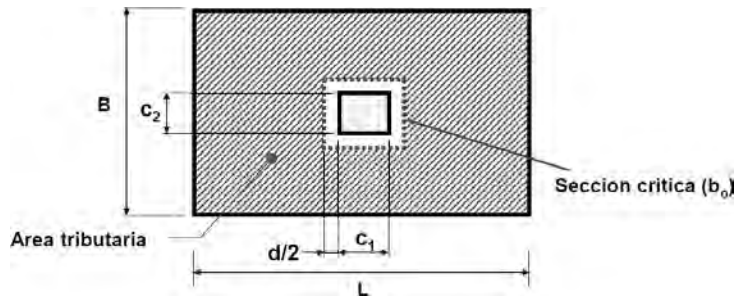


Figura 8. 1. Sección crítica para la verificación por punzonamiento en zapatas

Para calcular la fuerza cortante producto del punzonamiento, se utiliza la siguiente ecuación:

$$Vu = \sigma_u \cdot (At - Ao)$$

Donde:

At = Área total de la zapata

Ao = Área de la sección crítica

Usando la siguiente ecuación, se halla la fuerza resistente que el concreto resiste el punzonamiento

ϕVc :

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bo \cdot d$$

Donde las variables son bo y d . La primera es el perímetro relacionado con la sección crítica y la segunda es el peralte efectivo de la zapata.

Ya habiendo calculado las fuerzas relacionadas al punzonamiento: ϕVc , que es la fuerza resistente del concreto a este, y Vu que es la fuerza debida a este, se puede verificar el punzonamiento, para lo cual, la primera deberá ser mayor que la segunda fuerza. En el caso que no ocurra esto, el peralte tendrá que incrementar.

8.2.3. Verificación de corte

Consiste en evaluar de forma independiente y a una distancia “d” tanto en la dirección x como y a la sección de la zapata, esto se muestra en la Figura 8.2.

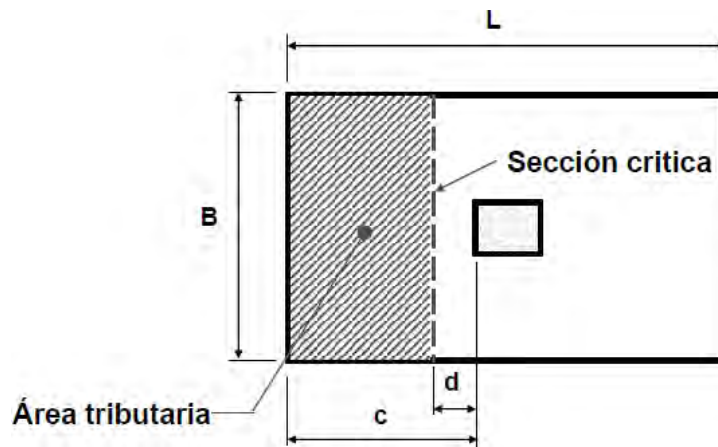


Figura 8. 2. Sección crítica para la verificación por corte en zapatas

Con la primera de las siguientes ecuaciones se busca calcular la fuerza cortante última V_u , mientras que, usando la segunda, se busca la fuerza resistente del concreto ϕV_c :

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot (c - d)$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

De igual forma que en punzonamiento se hizo la verificación de corte debido a este, es imprescindible que la fuerza resistente del concreto no sea menor a la fuerza cortante última, caso contrario, a la zapata se le debe incrementar su peralte.

8.2.4. Diseño por flexión

Luego de determinar para la zapata cuanto es su peralte, se pasa a hallar debido a la flexión, cuánto es el acero de refuerzo. Para el cálculo de M_u , que es el momento flector máximo, la fórmula que se utilizará es la que se muestra a continuación, tomando en cuenta desde la cara del elemento vertical:

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot c^2}{2}$$

En este caso, el acero mínimo en zapatas es calculado con la ecuación de a continuación:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

8.3. Zapata Aislada Z-14

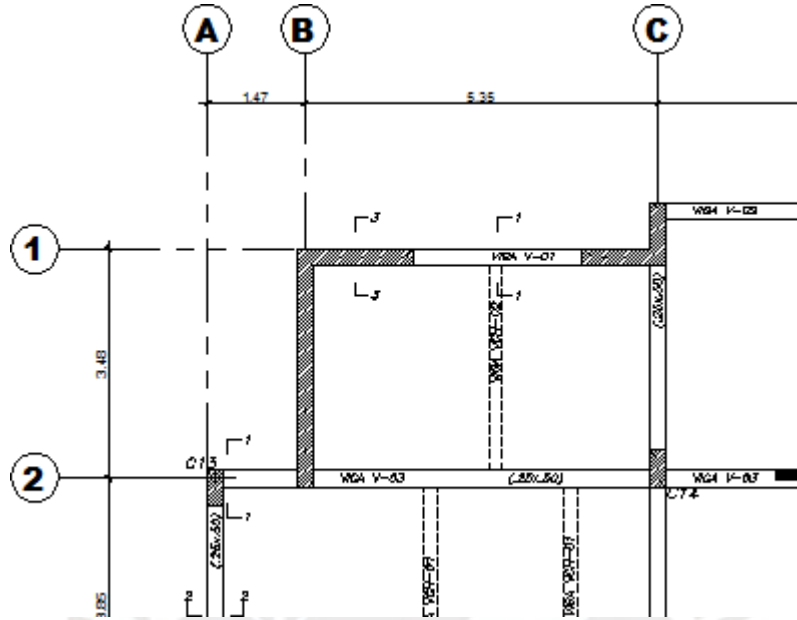


Figura 8.3. Ubicación de Zapata 14

Como un ejemplo, la zapata aislada de la placa C-14 (0.25x0.55 m) será diseñada. La ubicación de esta zapata es en la intersección del eje 2 con el eje C como se muestra en la Figura 8.3.

Análisis Estructural

En la Tabla 8.1, se enseña a cuáles cargas en servicio son las que la zapata analizada se encuentra expuesta:

Tabla 8.1. Cargas obtenidas del análisis estructural de la zapata a diseñar

Cargas	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	121.6	0.1	0.2
CV	29.2	0.0	0.0
SismoX	5.5	0.4	1.1
SismoY	2.7	1.9	0.2

Con las cargas anteriores, se predimensionará la zapata.

$$\text{Área tentativa} = \frac{(150.7) \cdot 1.05}{0.90 \cdot 30} = 5.86 \text{ m}^2$$

Se necesita un área igual a 5.86 m², teniendo en cuenta volados de 0.50 m en ambas direcciones en las que se realiza el análisis. Para la dimensión de B, se asignará el valor de 2.4 m, para L, será de 2.7 m y un área de 6.48 m². Se realizará la verificación si las dimensiones consideradas cumplan con lo demandado por cargas de gravedad como las demandadas debido a sismo. Para el segundo caso, el valor de 52 tn/m² será la presión admisible del suelo, teniendo en cuenta lo mencionado por el ítem 9.2.1, acerca del incremento del 30%.

- Primera verificación: solo cargas de gravedad

$$\sigma_x = \frac{(121.6 + 29.2) \cdot 1.05}{2.4 \cdot 2.7} + \frac{0.1 \cdot (2.4/2)}{3.11} = 24.47 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_y = \frac{(121.6 + 29.2) \cdot 1.05}{2.4 \cdot 2.7} + \frac{0.2 \cdot (2.7/2)}{3.94} = 24.51 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma = \frac{(121.6 + 29.2) \cdot 1.05}{2.4 \cdot 2.7} \pm \frac{0.1 \cdot (2.4/2)}{3.11} \pm \frac{0.2 \cdot (2.7)}{3.94} = 24.55 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 24.55 < 30 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 24.47 > 0 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- Segunda verificación: sismo en la dirección X-X

$$\sigma_x = \frac{(121.6 + 29.2 + 5.5) \cdot 1.05}{2.4 \cdot 2.7} + \frac{0.5 \cdot (2.4/2)}{3.11} = 25.51 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_y = \frac{(121.6 + 29.2 + 5.5) \cdot 1.05}{2.4 \cdot 2.7} + \frac{1.3 \cdot (2.7/2)}{3.94} = 25.78 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma = \frac{(121.6 + 29.2 + 5.5) \cdot 1.05}{2.4 \cdot 2.7} + \frac{0.4 \cdot (2.4/2)}{3.11} + \frac{1.3 \cdot (2.7)}{3.94} = 25.97 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 25.97 < 39 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 25.51 > 0 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- Tercera verificación: sismo en la dirección Y-Y

$$\sigma_x = \frac{(121.6 + 29.2 + 2.7) \cdot 1.05}{2.4 \cdot 2.7} + \frac{2.1 \cdot (2.4/2)}{3.11} = 25.66 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_y = \frac{(121.6 + 29.2 + 2.7) \cdot 1.05}{2.4 \cdot 2.7} + \frac{0.4 \cdot (2.7/2)}{3.94} = 25 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma = \frac{(121.6 + 29.2 + 2.7) \cdot 1.05}{2.4 \cdot 2.7} + \frac{2.1 \cdot (2.4/2)}{3.11} + \frac{0.4 \cdot (2.7/2)}{3.94} = 25.79 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 34.86 < 39 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{\text{min}} = 28.52 > 0 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

La presión admisible del suelo es mayor a las presiones calculadas por medio de las verificaciones realizadas. Con esto comprobado, se puede decir que el dimensionamiento que se realizó es correcto y el diseño para la zapata puede continuar. Para esto, se analiza las combinaciones de cargas de la Tabla 8.2.

Tabla 8. 2. Combinaciones de cargas

Combinaciones de cargas	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)	σ_x	σ_y	σ biaxial
1.4 CM + 1.7 CV	219.79	0.18	0.34	35.43	35.47	35.54
1.25 (CM+CV) + SX	193.94	0.52	1.40	31.57	31.85	32.05
1.25 (CM+CV) - SX	182.91	-0.21	-0.81	29.59	29.39	30.03
1.25 (CM+CV) + SY	191.12	2.09	0.45	31.74	31.09	31.90
1.25 (CM+CV) - SY	185.73	-1.78	0.14	29.41	30.15	30.84
0.9 CM + SX	114.93	0.46	1.29	19.35	19.62	19.80
0.9 CM - SX	103.89	-0.27	-0.92	17.37	17.16	17.89
0.9 CM + SY	112.10	2.03	0.34	19.52	18.86	19.64
0.9 CM - SY	106.71	-1.84	0.03	17.20	17.92	18.63
Esfuerzo último más desfavorable =		35.54	ton/m ²			

Diseño por punzonamiento

Los volados que se tienen miden 1.075 m en las dos direcciones, y considerando un peralte efectivo igual a 0.5 m, se puede hacer el siguiente procedimiento:

$$b_o = 2 \cdot (0.25 + 0.5) + 2 \cdot (0.55 + 0.50) = 3.6 \text{ m}$$

$$A_o = (0.25 + 0.50) \cdot (0.55 + 0.50) = 0.79 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{Total}} = 2.40 \cdot 2.70 = 6.5 \text{ m}^2$$

Cortante última por punzonamiento:

$$Vu = 35.54 \cdot (6.48 - 0.79) = 202 \text{ tn}$$

Cortante resistente debido a punzonamiento:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 3.6 \cdot 10 \cdot 50 = 235.02 \text{ tn}$$

Como $\phi V_c > V_u$, se cumple la verificación por punzonamiento.

Diseño por cortante

Para este, se considera, desde la cara del apoyo, una distancia “d”. Tomando en cuenta que hay volados iguales de manera bidireccional, el análisis que se realizará será por metro de ancho.

Cortante última por corte:

y-y:

$$V_u = 35.54 \cdot 2.7 \cdot (1.075 - 0.50) = 55 \text{ tn}$$

Cortante resistente por corte:

y-y:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 2.7 \cdot 10 \cdot 50 = 88 \text{ tn}$$

Como $\phi V_c > V_u$, la verificación debido a cortante cumple.

Diseño por flexión

Para analizar la flexión, se tomará en cuenta debido a un metro de ancho, para un volado (c) igual a 0.50 m, teniendo en cuenta el momento desde la cara de la placa.

$$M_u = 35.54 \cdot \frac{1.075^2}{2} = 21 \text{ tn.m}$$

Con un momento de 21 tn.m, se necesita acero igual a $A_s = 11.39 \text{ cm}^2$. A continuación el acero requerido se comparará con el acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 60 = 11 \text{ cm}^2$$

Como consecuencia que el acero requerido es menor al acero mínimo, se utilizará el primero como el refuerzo. Usando varillas de $\phi 5/8$, se tendrá un espaciamiento “s”:

$$s = \frac{2.00}{11} = 0.18 \text{ m}$$

Se añadirá $\varnothing 5/8'' @ .15$ m, en ambas direcciones.

En la Figura 8.4 se puede ver la zapata aislada con su diseño final correspondiente a la columna C-14.

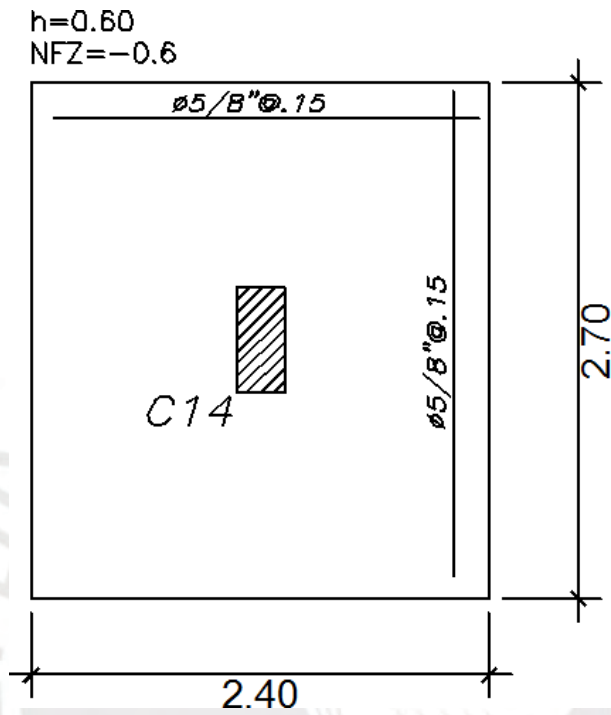


Figura 8. 4. Diseño final de la zapata aislada de la columna C-14

8.4. Zapata Aislada Z-2

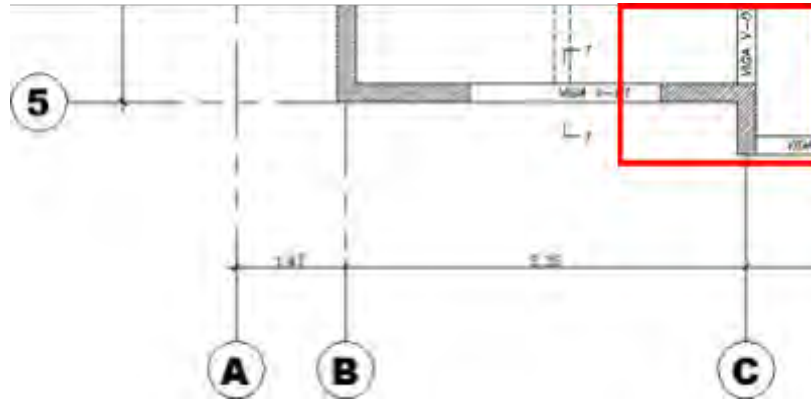


Figura 8. 5. Ubicación de Zapata 14

Como un ejemplo, la zapata asilada de la placa P-2 será diseñada. La ubicación de esta zapata es en la intersección del eje 5 con el eje C como se muestra en la Figura 8.5. Sus dimensiones son de 1.28x0.95m.

Análisis Estructural

En la Tabla 8.3, se enseña a cuáles cargas en servicio son las que la zapata analizada se encuentra expuesta:

Tabla 8. 3. Cargas obtenidas del análisis estructural de la zapata a diseñar

Cargas	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
CM	65.6	0.3	0.7
CV	10.7	0.0	0.2
SismoX	64.3	57.4	14.4
SismoY	31.7	13.2	10.5

Con las cargas de la tabla anterior, se realizará el predimensionamiento de la zapata.

$$\text{Área tentativa} = \frac{(76.4) \cdot 1.05}{0.90 \cdot 30} = 3 \text{ m}^2$$

Es necesario un área igual a 3 m², teniendo en cuenta volados iguales a 0.50 m en ambas direcciones en el que se realiza el análisis. Las dimensiones que se darán son: B=2.6 m y L=3 m, teniendo un área de 7.8 m². Se realizará la verificación si las dimensiones consideradas cumplan con lo demandado por cargas de gravedad como las demandadas debido a sismo. . Para el segundo

caso, el valor de 39 tn/m² será la presión admisible del suelo, teniendo en cuenta lo mencionado por el ítem 9.2.1, acerca del incremento del 30%. Se considera que en el centro geométrico de la zapata concuerda con el de la sección en L de la placa.

- Primera verificación: solo cargas de gravedad

$$\sigma_x = \frac{(76.4) \cdot 1.05}{2.6 * 3} + \frac{0.3 \cdot (3/2)}{5.85} = 10.36 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_y = \frac{(76.4) \cdot 1.05}{2.6 * 3} + \frac{0.8 \cdot (2.6/2)}{4.39} = 10.52 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma = \frac{(76.4) \cdot 1.05}{2.6 * 3} + \frac{0.3 * (3/2)}{5.85} + \frac{0.8 * (2.6/2)}{4.39} = 10.61 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 10.61 < 30 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 24.47 > 0 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- Segunda verificación: sismo en la dirección X-X

$$\sigma_x = \frac{(76.4 + 64.3) \cdot 1.05}{2.6 * 3} + \frac{57.7 \cdot (3/2)}{5.85} = 33.72 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_y = \frac{(76.4 + 64.3) \cdot 1.05}{2.6 * 3} + \frac{15.3 \cdot (2.6/2)}{4.39} = 23.44 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma = \frac{(121.6 + 29.2 + 5.5) \cdot 1.05}{2.6 * 3} + \frac{57.7 * (2.6/2)}{5.85} + \frac{15.3 * (3/2)}{4.39} = 38.23 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 38.23 < 39 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 23.44 > 0 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

- Tercera verificación: sismo en la dirección Y-Y

$$\sigma_x = \frac{(76.4 + 31.7) \cdot 1.05}{2.6 * 3} + \frac{13.5 \cdot (3/2)}{5.85} = 18.01 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_y = \frac{(76.4 + 31.7) \cdot 1.05}{2.6 * 3} + \frac{11.3 \cdot (2.6/2)}{4.39} = 17.90 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma = \frac{(76.4 + 31.7) \cdot 1.05}{2.4 * 2.7} + \frac{13.5 * (3/2)}{5.85} + \frac{11.3 * (2.6/2)}{4.39} = 21.36 \text{ tn/m}^2$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 21.36 < 39 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

$$\sigma_{min} = 28.52 > 0 \text{ tn/m}^2 \quad \text{cumple}$$

La presión admisible del suelo es mayor a las presiones calculadas por medio de las verificaciones realizadas. Con esto comprobado, se puede decir que el dimensionamiento que se realizó es correcto y el diseño para la zapata puede continuar. Para esto, se analiza las combinaciones de cargas de la Tabla 8.4.

Tabla 8. 4. Combinaciones de cargas

Combinaciones de cargas	P (ton)	Mx		σ_x	σ_y	σ biaxial
		(ton.m)	My (ton.m)			
1.4 CM + 1.7 CV	110.11	0.45	1.21	15.67	15.92	16.03
1.25 (CM+CV) + SX	159.71	57.75	15.47	36.72	26.49	41.30
1.25 (CM+CV) - SX	31.18	-56.96	-13.39	-9.17	1.48	24.00
1.25 (CM+CV) + SY	127.16	13.59	11.53	21.23	21.15	24.64
1.25 (CM+CV) - SY	63.73	-12.80	-9.44	6.33	6.82	15.69
0.9 CM + SX	123.34	57.62	15.04	32.03	21.70	36.48
0.9 CM - SX	-5.18	-57.09	-13.82	-13.86	-3.31	19.50
0.9 CM + SY	90.79	13.46	11.09	16.53	16.36	19.81
0.9 CM - SY	27.37	-12.93	-9.88	1.63	2.03	11.19
Esfuerzo último más desfavorable =		41.30	ton/m2			

Diseño por punzonamiento

Los volados que se tienen miden 0.86 m en las dos direcciones, y considerando un peralte efectivo igual a 0.5 m, se puede hacer el siguiente procedimiento:

$$b_o = 2 \cdot (0.50 + 1.28) + 2 \cdot (0.50 + 0.95) = 6.46 \text{ m}$$

$$A_o = (.5 + 1.28) \cdot (0.5 + 0.95) = 2.58 \text{ m}^2$$

$$A_{Total} = 2.60 \cdot 3 = 7.8 \text{ m}^2$$

Cortante última por punzonamiento:

$$Vu = 35.54 \cdot (6.48 - 0.79) = 216 \text{ tn}$$

Cortante resistente debido a punzonamiento:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{210} \cdot 6.46 \cdot 10 \cdot 0.5 = 422 \text{ tn}$$

La verificación debido a punzonamiento queda verificada al obtener $\phi V_c > V_u$.

Diseño por cortante

Para este, se considera, desde la cara del apoyo, una distancia “d”. Tomando en cuenta que hay volados iguales de manera bidireccional, el análisis que se realizará será por metro de ancho. También se toma en cuenta dos volados de la misma medida en las dos direcciones.

Cortante última por corte:

x-x:

$$V_u = 41.3 * 3 \cdot (0.86 - 0.50) = 45 \text{ tn}$$

Cortante resistente por corte:

y-y:

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 3 \cdot 10 \cdot 0.5 = 98 \text{ tn}$$

Como $\phi V_c > V_u$, se cumple la verificación por cortante.

Diseño por flexión

Para analizar la flexión, se tomará en cuenta debido a un metro de ancho, para un volado (c) igual a 0.50 m, teniendo en cuenta el momento desde la cara de la placa.

$$M_u = 41.3 \cdot \frac{0.86^2}{2} = 15.27 \text{ tn.m}$$

Con un momento de 15.27 tn.m, se necesita acero igual a $A_s = 11.39 \text{ cm}^2$. A continuación el acero requerido se comparará con el acero mínimo:

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 60 = 11 \text{ cm}^2$$

Como consecuencia que el acero requerido es menor al acero mínimo, se utilizará el primero como el refuerzo. Usando varillas de $\phi 5/8$, se tendrá un espaciamiento “s”:

$$s = \frac{2.00}{11} = 0.18 \text{ m}$$

Se colocará $\phi 5/8$ @.15 m, para ambas direcciones.

En la Figura 8.6 se puede ver la zapata aislada con su diseño final correspondiente a la placa P-2.

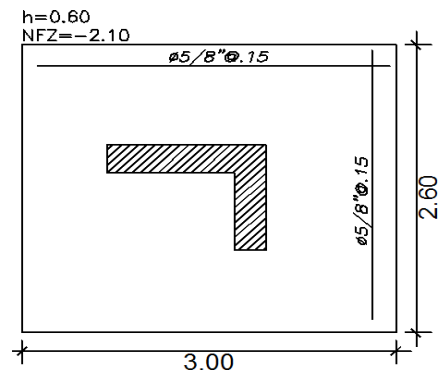


Figura 8. 6. Zapata Z-2

8.5. Zapata conectada

8.5.1. Dimensionamiento

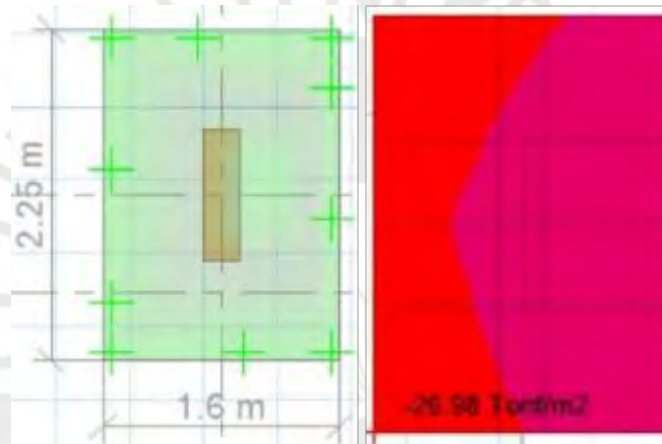


Figura 8. 7. Zapata aislada C3 – Esfuerzos del suelo (CM + CV)

El dimensionamiento de las zapatas se basa en comprobar que el esfuerzo admisible del suelo sea mayor que el esfuerzo generado por las cargas últimas.

Se utiliza el mismo volado de 0.675m en los cuatro lados, para mantener una simetría respecto al centro de cargas y que los esfuerzos sean similares en todo su alrededor.

8.5.2. Diseño por flexión

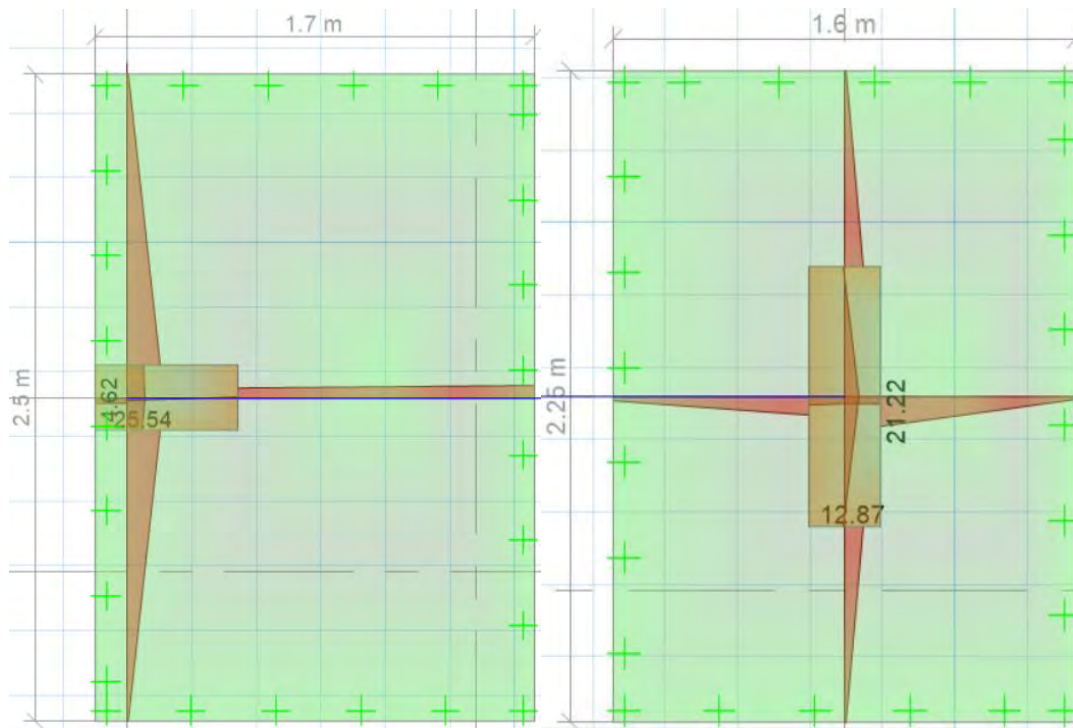


Figura 8. 8. Zapatas conectadas – Diagrama de momentos (ton.m)

Se presenta el acero requerido de las zapatas ante el diseño por flexión:

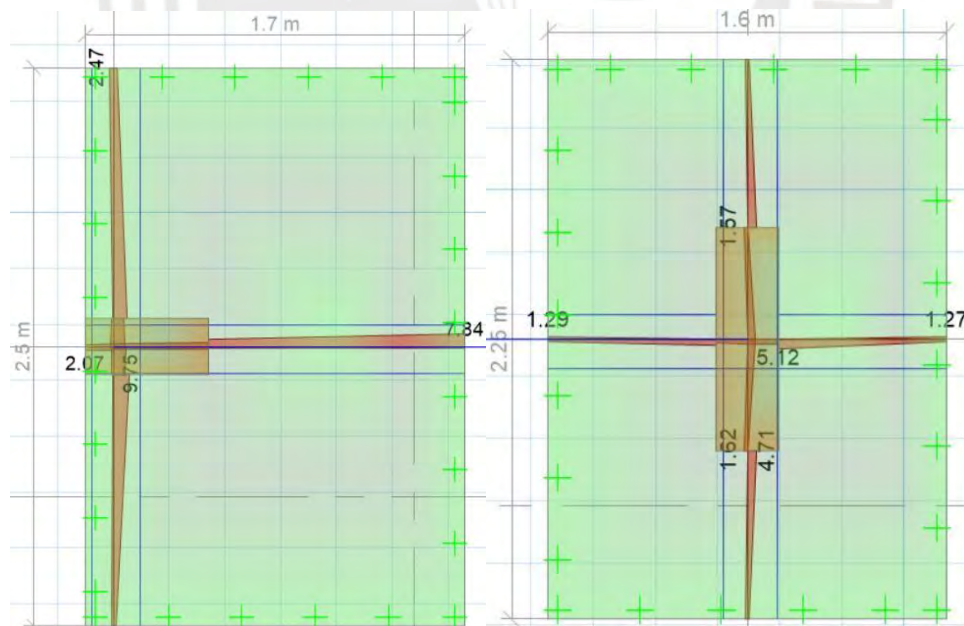


Figura 8. 9. Zapatas conectadas – Acero requerido (cm2)

El acero mínimo de las zapatas es:

$$A_{s \min} = 0.0018 * 100\text{cm} * 60\text{cm} = 10.8 \text{ cm}^2$$

Este valor supera los aceros requeridos por el diseño por flexión, por lo que es suficiente con cumplir con el acero mínimo

$$As \text{ col } (5/8"@15cm): 2cm^2 * 100cm/15cm = 13.33 \text{ cm}^2/ml$$

8.5.3. Diseño por corte

Se comprueba que el esfuerzo cortante no sea mayor a la resistencia del concreto al corte.

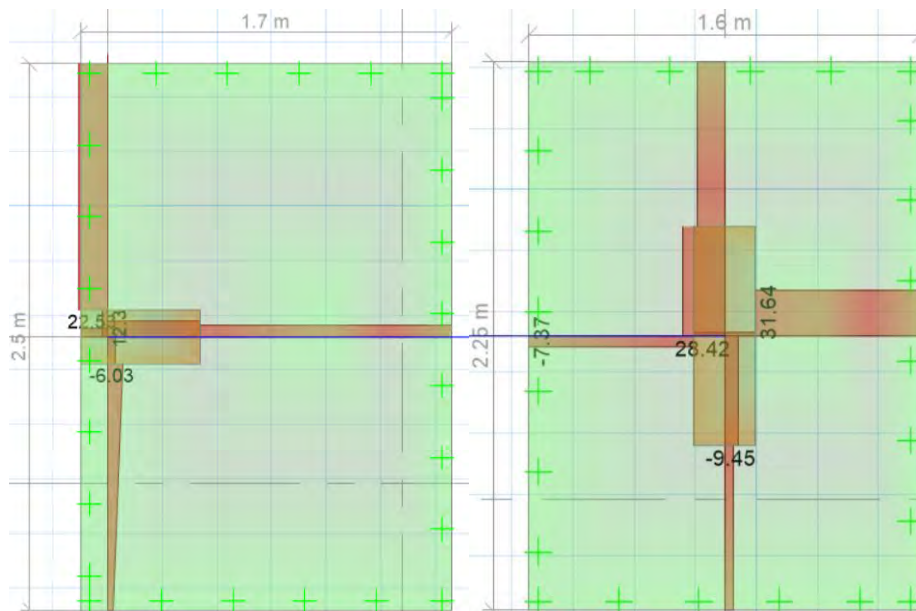


Figura 8. 10. Zapatas conectadas – Esfuerzo cortante (ton)

La resistencia a cortante es:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 54 = 35.25 \text{ ton}$$

Se consigue el diseño por corte. Finalmente, el detalle estructural es:

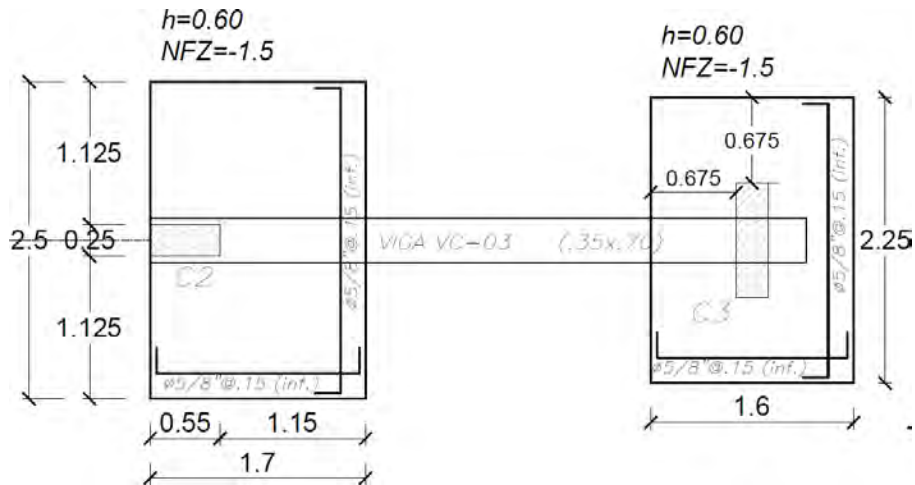


Figura 8. 11. Zapatas conectadas – Detalle estructural

8.5.4. Diseño de viga de cimentación

Realizando el diseño de manera similar al de las vigas peraltadas, hallamos las áreas de acero mínimo y máximo:

$$A_{smin} = \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d}{f_y}$$

$$A_{smáx} = 0.75 \cdot A_{sb}$$

Luego calculamos la máxima capacidad a flexión de la sección transversal de la viga de cimentación:

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

$$A_{sreq} = \frac{Mu}{\phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

A continuación, se muestran los máximos momentos que se generan en la viga de cimentación, especialmente en el encuentro con las caras de las zapatas que es donde se generan los mayores esfuerzos:

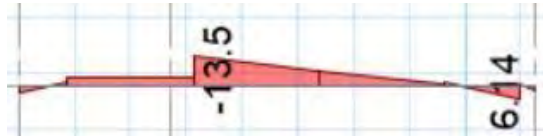


Figura 8.12. Viga VC-03 – DMF (ton.m)

Utilizando las propiedades de la sección transversal de la viga de cimentación y las fórmulas mencionadas anteriormente, determinamos el acero requerido:

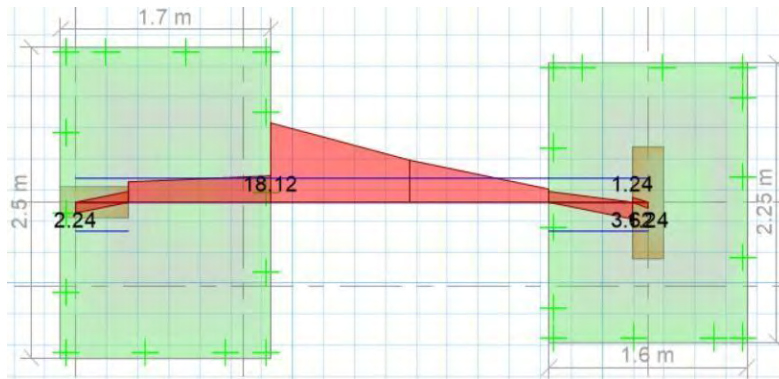


Figura 8.13. Viga VC-03 – Acero requerido (cm²)

Para cumplir con las solicitaciones se coloca refuerzo longitudinal de 1" y bastones de 1" en la zona de momento negativo.

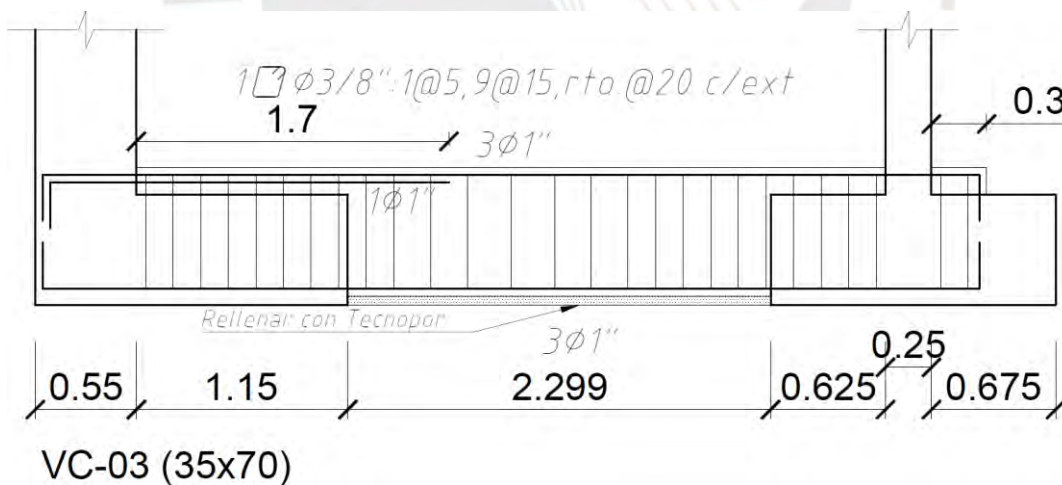


Figura 8.14. Viga VC-03 – Acero requerido (cm²)

8.6. Zapata combinada

8.6.1. Verificación de esfuerzos

Se observan los esfuerzos del suelo ante carga muerta y viva.



Figura 8. 15. Zapata combinada – Esfuerzos del suelo (ton/m²)

El esfuerzo máximo es de 17.8 ton/m², lo que no es mayor al esfuerzo admisible del suelo (30 ton/m²).

En la Figura 8.16 se observa los esfuerzos del suelo ante carga muerta, viva y sismo Y:

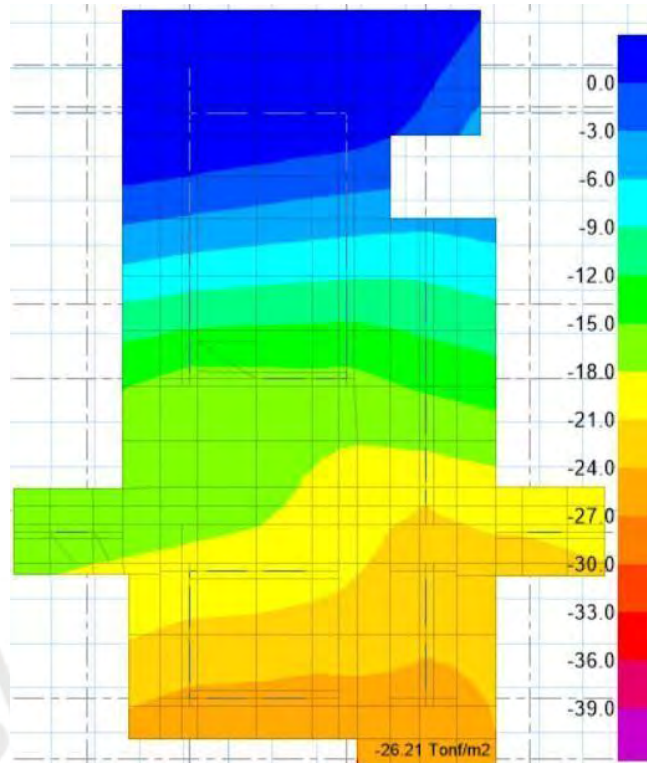


Figura 8. 16. Zapata combinada – Esfuerzos del suelo (ton/m²)

El esfuerzo máximo es de 26.2 ton/m², lo que es menor al esfuerzo admisible del suelo amplificado ante cargas eventuales (39 ton/m²).

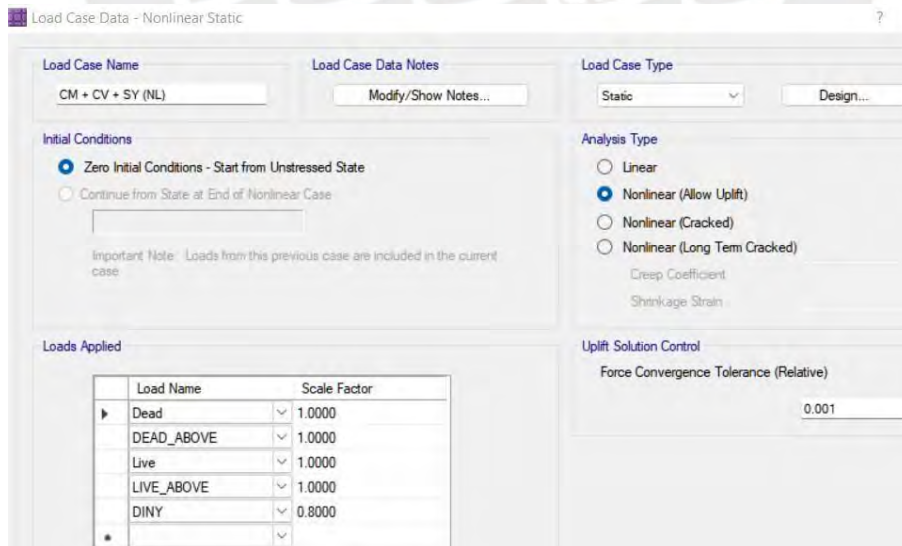


Figura 8. 17. Zapata combinada – Caso de carga no lineal

Es importante darse cuenta, que una parte de la zapata tiene esfuerzos de tracción, lo cual es físicamente imposible. Para corregir este efecto, se crea un caso de carga no lineal.

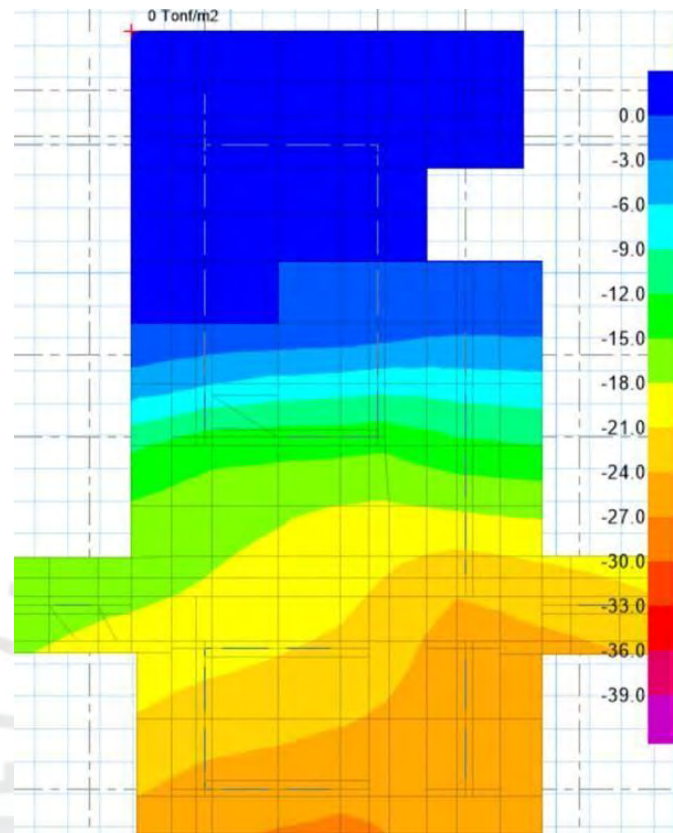


Figura 8. 18. Zapata combinada – Esfuerzos del suelo (ton/m²)

Se observa que ya no hay esfuerzos de tracción, siendo que toda esa zona pasa a ser de esfuerzo cero, lo que genera que el esfuerzo máximo del suelo aumente a 27.2 ton/m², lo que sigue siendo menor al esfuerzo admisible del suelo amplificado ante cargas eventuales (39 ton/m²).

El esfuerzo máximo del suelo ante las combinaciones de cargas es de 45 ton/m².

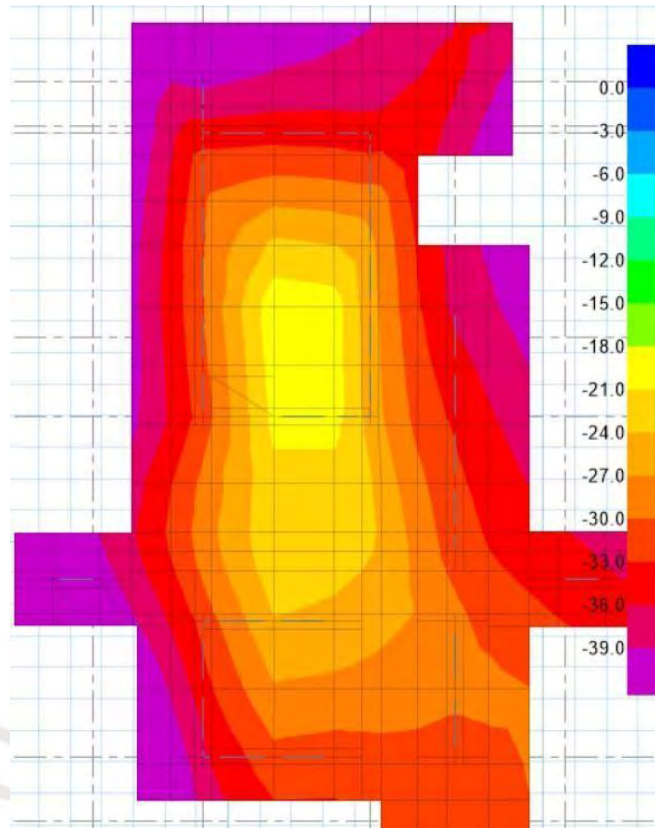


Figura 8.19. Zapata combinada – Esfuerzos del suelo (ton/m²)

El volado máximo en esa zona es de 1m, por lo que el momento flector es:

$$M = 45 * \frac{1^2}{2} = 22.5 \text{ ton.m/ml}$$

El acero requerido es de:

$$As. \text{ req.} = 10.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

El acero mínimo es de:

$$As. \text{ min} = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Por ende, se coloca la siguiente distribución de acero:

$$As. \text{ col}(5/8"@15): 2 * 100/15 = 13.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

9. Capítulo IX: Diseño de la tabiquería

9.1. Generalidades

La tabiquería está aislada de la estructura, por lo que no se encarga de resistir las cargas sísmicas de la edificación. Sin embargo, esta dentro de un sistema estructural con aceleración, por lo que debe ser capaz de resistir las cargas sísmicas perpendiculares a su cara. Siendo que se verifica la resistencia del muro de tabiquería y de sus elementos de arriostres. Para este diseño, será necesario usar dos normas: la E.070 y la E.030.

9.2. Cargas de diseño

Utilizando la norma E.070, se obtienen estas cargas:

$$w = 0.8 * Z * U * C_1 * \gamma * e$$

Z = Factor de zona especificado en la NTE E.030.

U = Factor de importancia especificado en la NTE E.030.

C = Coeficiente sísmico especificado en la NTE E.030.

e = Espesor bruto del muro (incluyendo tarrajeos), en metros.

γ = Peso volumétrico de la albañilería.

Los factores Z y U han sido descritos y obtenidos en el capítulo III de la presente tesis, siendo sus valores 0.45 y 1 respectivamente.

Tabla 9. 1. Valores de C_1 – Norma E.030

Tabla N° 12 VALORES DE C_1	
- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rigidamente al piso.	1,5

El coeficiente sísmico depende de las características de la tabiquería, en este caso se esta analizando un tabique interno de la edificación, por lo que se considera un $C1 = 2.0$.

El peso volumétrico de la albañilería se obtiene de la norma E.020:

Tabla 9. 2. Pesos unitarios de albañilería – Norma E.020

**ANEXO 1
PESOS UNITARIOS**

MATERIALES	PESOkN/m ³ (Kgf/m ³)
Albañilería de:	
Adobe	16,0 (1600)
Unidades de arcilla cocida sólidas	18,0 (1800)
Unidades de arcilla cocida huecas	13,5 (1350)

El tabique a analizar es de 15cm de espesor, por lo que carga de diseño es:

$$w = 0.8 * 0.45 * 1.0 * 2.0 * 1,350 \frac{kg}{m^3} * 0.15m = 145.80 \frac{kg}{m^2}$$

9.3. Diseño del muro

9.3.1. Diseño en tracción por flexión

La norma E.070 indica que, para calcular, en albañilería, el esfuerzo admisible en tracción por flexión se utiliza la siguiente ecuación:

$$f't = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

Para el cálculo del esfuerzo de tracción actuante, se calcula inicialmente el momento de servicio tal como indica la norma E.070.

Tabla 9. 3. Valores de “m” y “a” – Norma E.070

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS "m" y DIMENSION CRITICA "a"								
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Menor dimensión								
b/a = 1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞	
m = 0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125	
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Longitud del borde libre								
b/a = 0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0	∞
m = 0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132	0,133

m = Coeficiente de momento (adimensional) indicado en la Tabla 12.

a = Dimensión crítica del paño de albañilería (ver la Tabla 12), en metros.

El tabique a analizarse tiene una altura de 3.00m y una luz libre entre paños de 1.50m. Esta arriostrado en sus cuatro bordes, por lo que se considera el caso 1 de la Tabla 12.

$$M_s = m * w * a^2 = 0.107 * 145.80 * 1.50^2 = 33.36 \text{ kg} * m$$

$$f'm = \frac{M_s * \frac{t_{muro}}{2}}{\frac{(t_{muro})^3}{12}} = 1.18 \text{ kg/cm}^2$$

Se comprueba que $f't > f'm$.

9.4. Diseño de arriostres

Los arriostres se encargan de resistir la carga sísmica distribuida el paño del muro de tabiquería y la carga sísmica proveniente por su propio peso.

9.4.1. Diseño de columnetas

En el caso de las columnetas (15x15cm), las cargas son las siguientes:

$$w_{muro_última} = 1.25 * 145.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.50\text{m} = 273.4 \text{ kg/m}$$

$$w_{columna_última} = 1.25 * 0.8 * 0.45 * 2 * \left(2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m} * 0.15\text{m} \right) = 48.6 \text{ kg/m}$$

Lo que resulta en las siguientes fuerzas:

$$Mu = 526.25 \text{ kg} * m$$

$$Vu = 761 \text{ kg}$$

Utilizando el diseño por flexión descrito en el capítulo VI y un acero instalado de 4 ϕ 8mm (As. Inst. = 4*0.5cm² = 2.0cm²), se obtiene un momento resistente de 613.7 kg*m y una cortante resistente de 894 kg. Se verifica que la columna cumple con los diseños por flexión y corte.

9.4.2. Diseño de viga solera

En el caso de la viga solera (15x15cm), las cargas son las siguientes:

$$w_{muro_última} = 1.25 * 145.8 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1.50\text{m} = 273.4 \text{ kg/m}$$

$$w_{columna_última} = 1.25 * 0.8 * 0.45 * 2 * \left(2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.15\text{m} * 0.15\text{m} \right) = 48.6 \text{ kg/m}$$

Lo que resulta en las siguientes fuerzas:

$$Mu = 90.56 \text{ kg} * m$$

$$Vu = 242 \text{ kg}$$

Utilizando el diseño por flexión descrito en el capítulo V y un acero instalado de 4 ϕ 8mm (As. Inst. = 4*0.5cm² = 2.0cm²), se obtiene un momento resistente de 613.7 kg*m y una cortante resistente de 894 kg. Se comprueba que por flexión y corte la viga cumple con los diseños.

10. Capítulo X: Diseño de la escalera

10.1. Generalidades

La escalera nace sobre una zapata en el primer piso y se apoya en una viga del primer techo. Se analiza estructuralmente como una losa, la cual se encuentra apoyada de forma simple a ambos lados de sus extremos, siendo requerido refuerzo por flexión y refuerzo mínimo de temperatura.

10.2. Cargas de diseño

Se obtiene el peso propio de la escalera con la siguiente relación:

$$W_p = 2.4 * \left(\frac{C_p}{2} + g * \sqrt{1 + \left(\frac{C_p}{P} \right)^2} \right)$$

C_p = Contrapaso.

P = Paso.

g = Garganta

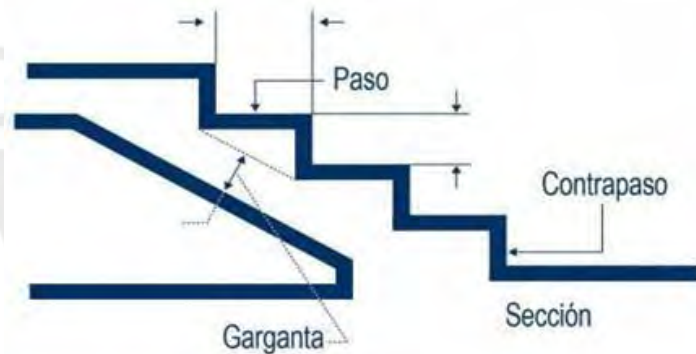


Figura 10. 1. Partes de una escalera – Concreto Armado 2

En este caso, se tiene un paso de 0.25m, contrapaso de 0.19m y garganta de 0.15m. Por lo que el peso propio es:

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

El piso terminado es de 0.10 ton/m² y la sobrecarga de escalera es de 0.20 ton/m² según lo indicado en la norma E.020.

Para un ancho unitario:

$$\text{Carga última} = 1\text{m} * (1.4 * (0.68 + 0.10) + 1.7 * 0.20)$$

$$\text{Carga última} = 1.432 \text{ ton/m}$$

Respecto a la losa de descanso, se calcula su peso propio para un ancho unitario:

$$PP = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * (1\text{m} * 0.20\text{m}) = 0.48 \text{ ton/m}$$

El piso terminado es de 0.10 ton/m² y la sobrecarga de escalera es de 0.20 ton/m² según lo indicado en la norma E.020.

La carga última es:

$$\text{Carga última} = 1.4 * (0.48 + 0.10) + 1.7 * 0.20$$

$$\text{Carga última} = 1.152 \text{ ton/m}$$

10.3. Diseño de la escalera

10.3.1. Análisis estructural

Se realiza el análisis estructural de la escalera, para lo que se modela como un elemento simplemente apoyado y se le agregan las cargas halladas previamente.

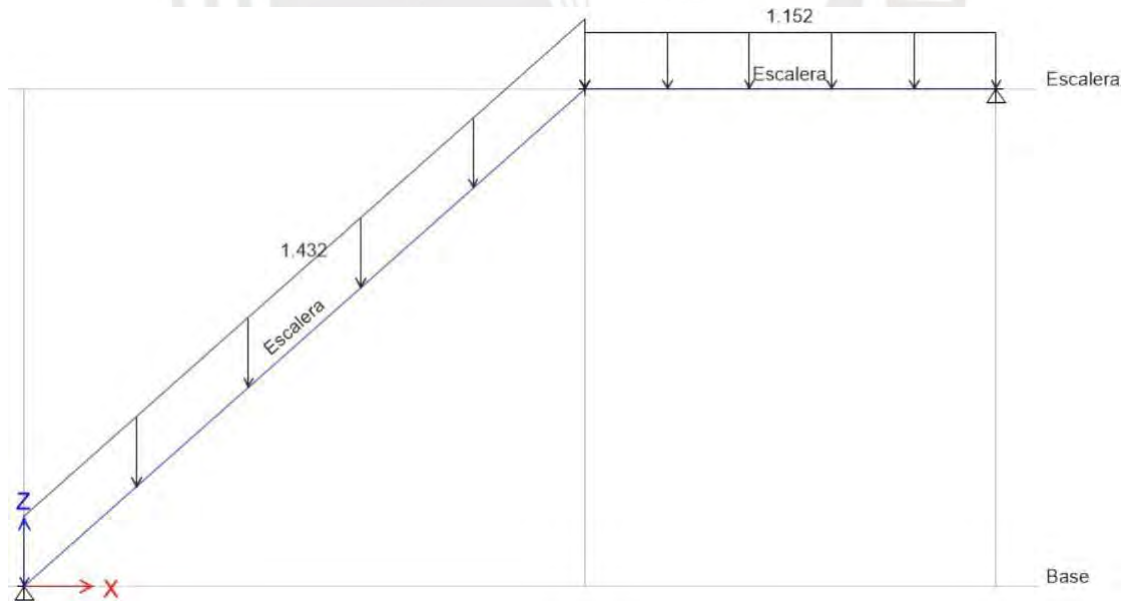


Figura 10. 2. Cargas últimas – Escalera

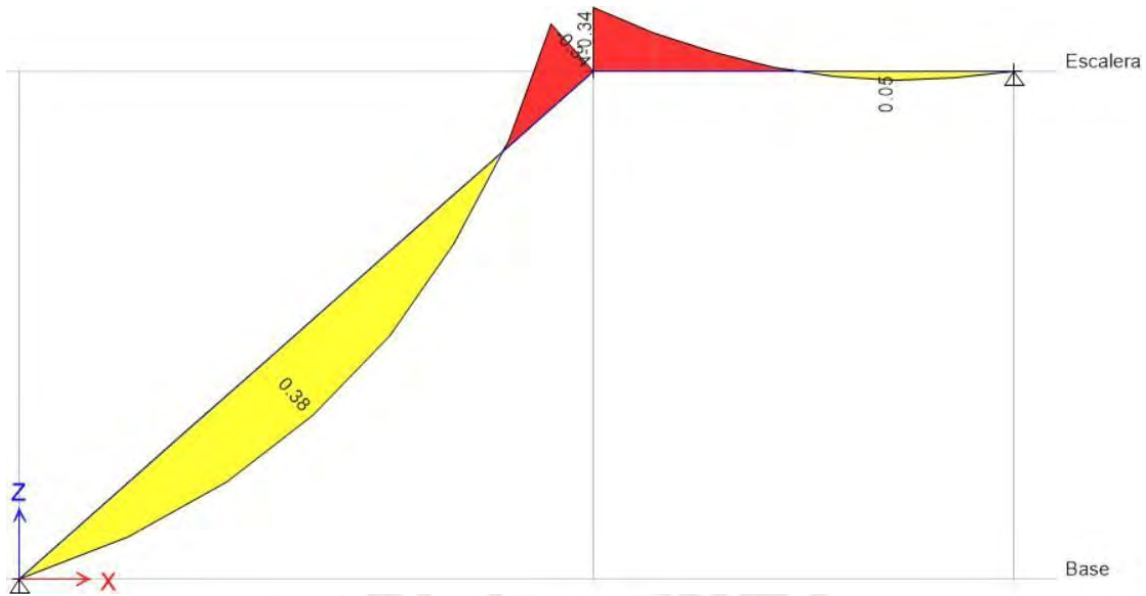


Figura 10. 3. DMF – Escalera

10.3.2. Diseño por flexión

Del análisis estructural, se obtienen los momentos últimos de la escalera para un ancho unitario.

$$Mu(-) = 0.34 \text{ ton. m}$$

$$Mu(+) = 0.38 \text{ ton. m}$$

El acero requerido es:

$$As \text{ req. } (-) = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ req. } (+) = 0.84 \text{ cm}^2$$

Por lo que el acero colocado es:

$$3/8"@25 \rightarrow As \text{ col. } (-) = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$3/8"@25 \rightarrow As \text{ col. } (+) = 2.84 \text{ cm}^2$$

11. Capítulo XI: Conclusiones y Recomendaciones

- El edificio fue analizado y diseñado bajo las normas vigentes del Reglamento Nacional de Edificaciones. La estructuración planteada cumplió con los requerimientos de arquitectura, cumpliendo también con otorgar una adecuada rigidez lateral en ambas direcciones de análisis.
- El proceso de predimensionamiento permitió aproximarse a los valores finales de los diferentes elementos estructurales. Sin embargo, es importante realizar verificaciones para evitar presentar sobreesfuerzos o secciones sobredimensionadas. En este caso, se realizaron modificaciones de las secciones de algunos elementos estructurales como columnas y vigas para lograr satisfacer las solicitaciones sísmicas.
- Del análisis modal se obtuvieron los periodos fundamentales del edificio. Los cuales fueron: 0.420 s en la dirección X-X y 0.310 s en la dirección Y-Y. Estos resultados guardan relación con la estructuración del edificio, presentándose mayor rigidez en la dirección Y-Y, debido a una mayor densidad de placas. En la dirección X-X existe menor cantidad de placas por lo que el periodo fundamental es mayor.
- Considerando la simetría de la estructura, se asumió preliminarmente que el edificio no presentaba irregularidad torsional. Posteriormente se comprobó esta suposición mediante cálculos, y se concluyó que el edificio cuenta solo con irregularidad de esquina entrante.
- Con fines académicos se realizó la comparación de los criterios de determinación de la irregularidad torsional de las Normas E.030 del 2016 y 2018, concluyéndose que la Norma E.030 del 2016 presenta cierta incertidumbre provocada por la ubicación del centro de masa. El ingeniero Eduardo Larrea Wong concluye que los criterios de la nueva Norma E.030 2018 resuelven dicha inexactitud comparando ahora el desplazamiento máximo con el desplazamiento promedio de una esquina de un entrepiso del edificio, resultando así en un análisis más preciso.

- Las máximas derivas de entrepiso obtenidas fueron de 0.0045 en la dirección X-X ubicada en el cuarto entrepiso y de 0.0026 en la dirección Y-Y ubicada en el quinto entrepiso. Estos resultados guardan relación con la estructuración del edificio, teniendo mayores derivas en la dirección X-X, la cual presenta una menor rigidez lateral en comparación a la dirección Y-Y.
- Con fines de diseño, la respuesta del edificio al análisis dinámico deberá ser por lo menos el 90% de la respuesta frente al análisis estático. En ese sentido, la Norma E.030 exige el uso de factores de escalamiento para cuando la condición inicial no se cumple. Los valores de estos factores fueron de 1.08 en la dirección X-X y de 1.18 en la dirección Y-Y.
- Con el fin de lograr una estructura dúctil, que tenga la capacidad de disipar energía frente a un sismo severo, se utilizó el Capítulo 21 de la Norma E.060 de Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico para el diseño de vigas, columnas y placas.
- El uso del software ETABS permitió realizar el análisis estructural del edificio a través de un modelo analítico tridimensional. A su vez, el software permitió crear modelos bidimensionales para realizar análisis por cargas de gravedad de diferentes elementos estructurales. Estos resultados fueron verificados manualmente para garantizar resultados coherentes para el diseño.
- Si bien ETABS puede ser usado para realizar el diseño de algunos elementos estructurales, su uso no es recomendado debido a que el software utiliza normas diferentes a las peruanas y, en la mayoría de los casos, se obtienen resultados poco óptimos. Se recomienda, por tanto, usar estos programas para realizar el análisis estructural, mas no para el diseño estructural. Este último proceso podrá ser realizado manualmente o mediante hojas de cálculo que garanticen un diseño óptimo.

12. Capítulo XII: Bibliografía

- Blanco Blasco, A. (1997). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima: Colegio de Ingenieros del Peru, Coleccion del Ingeniero Civil.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). Norma Técnica de Edificaciones E.060 Concreto Armado Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Norma Técnica De Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). Norma Técnica De Edificación E.020 Cargas. Lima – Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones

