

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 7
niveles ubicado en el distrito de Miraflores**

TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR

PACHECO GONZALES, CRISTHIAN ALFREDO

ASESOR

MAG. ING. ACERO MARTÍNEZ, JOSÉ ALBERTO

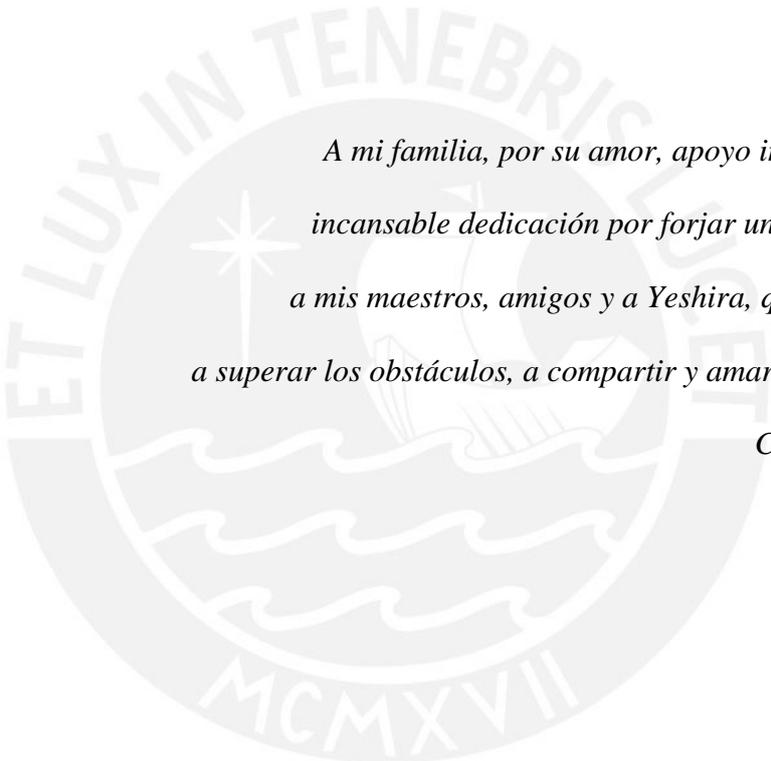
Lima, febrero del 2021

RESUMEN

La presente tesis es elaborada con el objetivo de analizar y diseñar estructuralmente los elementos de concreto armado en un edificio de 7 pisos, el cual es un edificio multifamiliar ubicado en Miraflores. En el primer nivel se encuentra la única entrada en la parte frontal, la recepción y 2 departamentos, en los pisos superiores 2 departamentos simples y 1 dúplex. El proyecto cuenta con un área de terreno aproximado de 410 m² y un área techada por piso de 327 m², el cual hace 2289 m² de área techada total.

El edificio se estructura para que los muros de concreto armado absorban gran porcentaje de fuerzas cortantes producidas durante un evento sísmico severo. El objetivo es tener un buen control de desplazamientos horizontales; y así, disminuir daños tanto en la estructura como en tabiques y/o mamparas; para ello, se dotó al edificio de gran densidad de muros de corte en ambas direcciones. Luego de haber realizado el análisis y haber obtenido las cortantes absorbidas por los muros; según la norma sismorresistente vigente, esta estructuración clasifica como muros estructurales para ambas direcciones. Se usó cimentaciones superficiales, debido a la capacidad portante del suelo (4 kg/cm²).

Se han utilizado las normas técnicas vigentes de construcción de edificaciones, como la NTE E.060 (2009) para el diseño de los elementos de concreto armado, la NTE E.020 (2006) para el metrado de las cargas verticales, NTE E.030 Diseño Sismorresistente (2018).



*A mi familia, por su amor, apoyo incondicional y su
incansable dedicación por forjar un hombre de bien;
a mis maestros, amigos y a Yeshira, que me enseñaron
a superar los obstáculos, a compartir y amar el conocimiento.*

Cristhian Pacheco

ÍNDICE

Capítulo 1: Generalidades	1
1.1 Objetivos	1
1.2 Características principales de la edificación	1
1.3 Descripción de la arquitectura del proyecto	1
1.4 Normas aplicadas	4
1.5 Aspectos generales del diseño en concreto armado	4
1.6 Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño	5
1.7 Cargas utilizadas	5
1.7.1 Carga muerta	5
1.7.2 Carga viva	6
1.8 Características de los elementos no estructurales del proyecto.....	6
Capítulo 2: Predimensionamiento y estructuración	7
2.1. Estructuración - Aspecto teórico:.....	7
2.1.1. Losas.....	7
2.1.2. Vigas peraltadas	7
2.1.3. Vigas chatas.....	7
2.1.4. Columnas.....	8
2.1.5. Muros de corte.....	8
2.1.6. Escaleras.....	8
2.2. Predimensionamiento	9
2.2.1. Generalidades	9

2.2.2. Losas.....	9
2.2.3. Vigas peraltadas	10
2.2.4. Vigas chatas:	12
2.2.5. Columnas:.....	13
2.2.6. Muros de corte:.....	14
Capítulo 3: Análisis Sísmico	16
3.1 Parámetros sísmicos	16
3.1.1 Factor de zona (“Z”).....	16
3.1.2 Factor de importancia (“U”).....	16
3.1.3 Factor de perfil de suelo (“S”).....	17
3.1.4 Factor de amplificación sísmica (“C”).....	17
3.1.5 Factor de reducción de fuerzas sísmicas (“R”)	18
3.2 Masa sísmica y su ubicación	18
3.3 Análisis de irregularidades en planta y altura	20
3.3.1 Irregularidades en altura.....	20
3.3.2 Irregularidades en planta	21
3.4 Verificación de irregularidad de rigidez y torsional.....	22
3.4.1 Verificación de irregularidad de rigidez - Piso Blando.....	22
3.4.2 Verificación de irregularidad torsional	23
3.5 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R”	24
3.6 Hipótesis básicas para el análisis sísmico	24
3.7 Modos de vibración de la estructura	25

3.8 Cortante basal estático y dinámico.....	26
3.8.1 Cortante basal estático.....	26
3.8.2 Cortante basal dinámica	28
3.9 Amplificación de fuerzas sísmicas.....	29
3.10 Sistema estructural	29
3.11 Control de derivas de entrepiso.....	30
3.12 Desplazamientos máximos y junta sísmica.....	32
Capítulo 4: Diseño de losas aligeradas y macizas:.....	34
4.1. Losa aligerada	34
4.1.1. Metrado de cargas	34
4.1.2. Procedimiento de diseño	36
4.1.3. Control de fisuración.....	42
4.1.4. Control de deflexión:.....	44
Capítulo 5: Diseño de vigas	49
5.1. Vigas chatas.....	49
5.1.1. Metrado y modelo de análisis.....	49
5.1.2. Diseño a flexión:	51
5.1.3. Diseño por corte:	53
5.2. Vigas peraltadas:	55
5.2.1. Metrado de cargas:	56
5.2.2. Diseño a flexión:	58
5.2.3. Diseño por corte:	63

5.2.4. Control de fisuración:.....	67
5.2.5. Control de deflexión:.....	68
Capítulo 6: Diseño de columnas.....	73
6.1 Diseño a flexocompresión.....	73
6.2 Diseño a cortante.....	76
Capítulo 7: Diseño de placas.....	81
7.1 Diseño a flexocompresión.....	81
7.2 Requerimiento de elementos de borde.....	85
7.3 Refuerzo distribuido vertical y horizontal mínimo.....	87
7.4 Diseño por capacidad.....	88
7.5 Refuerzo transversal en zonas de concentración de acero.....	91
7.6 Diseño de Placa PL-E.....	93
7.6.1 Cargas actuantes.....	93
7.6.2 Diseño a flexocompresión.....	94
Capítulo 8: Diseño de cimentaciones.....	100
8.1. Propiedades mecánicas del terreno:.....	100
8.2. Zapata aislada:.....	100
8.2.1. Pre - dimensionamiento:.....	102
8.2.2. Verificación del pre dimensionado:.....	102
8.2.3. Altura de la zapata (h):.....	103
8.2.4. Diseño por punzonamiento:.....	103
8.2.5. Diseño a flexión:.....	105
8.3. Zapata conectada:.....	106

8.3.1. Pre - dimensionamiento:.....	109
8.3.2. Valores σ_u máximos:.....	111
8.3.3. Diseño por punzonamiento:	111
8.3.4. Diseño por cortante:	112
8.3.5. Diseño por flexión:.....	112
8.3.6. Diseño de viga de cimentación:	113
8.4. Diseño de zapata combinada	117
8.4.1. Pre-dimensionamiento:.....	118
8.4.2 Verificación del predimensionado	119
8.5. Valores obtenidos en SAFE	120
Capítulo 9: Diseño de escaleras	134
9.1 Metrado de cargas	134
9.2 Análisis estructural.....	134
9.3 Diseño a flexión	135
9.4 Diseño a cortante.....	136
Capítulo 10: Comentarios y conclusiones.....	137
Bibliografía.....	140

ÍNDICE DE FIGURAS

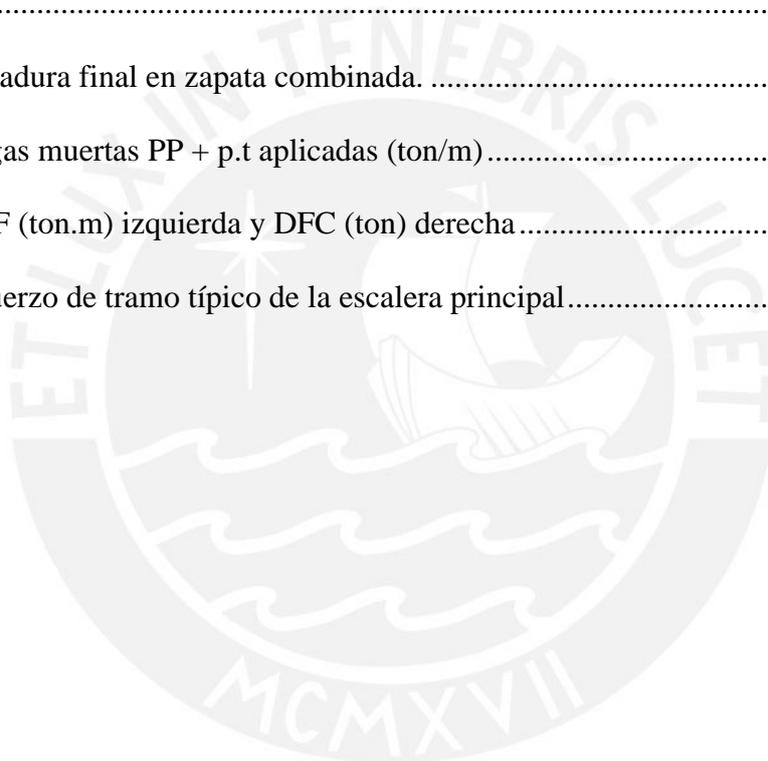
Figura 1. Plano de Arquitectura - Primera planta, escala 1/50 con elementos estructurales resaltados.....	2
Figura 2. Plano de Arquitectura - Planta típica 2do, 4to y 6to nivel, escala 1/50 con elementos estructurales resaltados.....	2
Figura 3. Vista Frontal	3
Figura 4. Corte A-A	3
Figura 5. Áreas tributarias de columnas.....	14
Figura 6. Modelo analítico del edificio en Etabs.	16
Figura 7. Tabla N° 2 de Clasificación de los perfiles de suelo	17
Figura 8. Tabla N° 3 Factor de Suelo.....	17
Figura 9. Tabla N° 4 Períodos "Tp" y "TL"	17
Figura 10. Espectro de pseudoaceleraciones en sentido X e Y.....	18
Figura 11. Fuerzas inerciales estáticas aplicadas por nivel en dirección "X" e "Y"	27
Figura 12. Comparativa de derivas respecto a la máxima deriva permisible de entrepiso.	31
Figura 13. Desplazamiento máximo en las direcciones principales.....	32
Figura 14. Franja de losa aligerada utilizada para el diseño.	34
Figura 15. Cargas en servicio de vigueta en análisis.....	36
Figura 16. Diagrama de momento flector a cara de apoyos.....	36
Figura 17. Diagrama de fuerza cortante a d de la cara de apoyos.....	36
Figura 18. Longitud que requiere de ensanche.	39
Figura 19. Corte de acero negativo	40
Figura 20. Corte de bastones negativos.....	40
Figura 21. Corte de bastones positivos.....	41

Figura 22. Corte de acero.	42
Figura 23. Área efectiva de concreto en tracción.....	43
Figura 24. Tabla 9.1 Peraltes mínimos a menos que se calculen deflexiones.....	44
Figura 25. Sección de vigueta en estudio en tramo central (entre ejes D-B,1-2).....	45
Figura 26. Cálculo de deflexión en el tramo central	45
Figura 27. DMF (ton.m) para cargas muertas.	46
Figura 28. DMF (ton.m) para cargas vivas.	46
Figura 29. Ubicación de la viga chata en estudio.....	49
Figura 30. Distribución de cargas en servicio sobre la viga chata	51
Figura 31. Diagrama de fuerza cortante y momento flector de la viga chata	51
Figura 32. Distribución de acero de refuerzo para la viga chata.....	55
Figura 33. Ubicación de viga peraltada en el eje B.....	56
Figura 34. Áreas tributarias de viga en eje B	57
Figura 35. Planta aislada para cálculo de fuerzas internas de C_m y C_v	58
Figura 36. Asimilación de modelo hiperestático a viga simplemente apoyada con momentos en los extremos.....	58
Figura 37. Diagrama de momentos $\text{ton}\cdot\text{m}$, bajo $1.4C_m + 1.7C_v$ tramos 1-2 y 2-3.....	59
Figura 38. Envoltorio de momentos $\text{ton}\cdot\text{m}$, tramos 1-2 y 2-3.....	59
Figura 39. Anclaje con gancho estándar 90°	62
Figura 40. Ubicación del corte de acero de refuerzo tramo 1-2.....	63
Figura 41 Ubicación del corte de acero de refuerzo tramo 2-3.....	63
Figura 42. Cargas sometidas a viga isostática.....	64
Figura 43. Cortante por capacidad en tramo 1-2 y 2-3.....	64
Figura 44. Cortante con sismo amplificado por 2.5 en tramos 1-2 y 2-3.....	65
Figura 45. Distribución de acero de refuerzo en tramo 1-2 Eje D	67

Figura 46. DMF bajo cargas en servicio de viga Eje B tramo 1-3.....	68
Figura 47. Sección de viga en estudio en tramo central.....	69
Figura 48. DMF (ton.m) para cargas muertas en servicio.....	70
Figura 49. DMF (ton.m) para cargas vivas en servicio.....	70
Figura 50. Ejes de columna.....	73
Figura 51. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas.....	74
Figura 52. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas.....	74
Figura 53. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas.....	75
Figura 54. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas.....	75
Figura 55. Momento nominal máximo asociado a un Pu.....	76
Figura 56. Refuerzo longitudinal y transversal de columna C-1.....	79
Figura 57. Refuerzo longitudinal y transversal de columna C-1.....	80
Figura 58. Ejes principales de la placa P01.....	81
Figura 59. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas.....	82
Figura 60. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas.....	83
Figura 61. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas.....	84
Figura 62. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas.....	84
Figura 63. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas.....	85
Figura 64. Mayor Mn asociado a un Pu.....	88
Figura 65. Placa P01.....	92
Figura 66. Ejes locales de Placa PL-E.....	93
Figura 67. Disposición de armadura tentativa.....	95
Figura 68. Modelo en Section Designer.....	96
Figura 69. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas.....	97
Figura 70. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas.....	97

Figura 71. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas.....	98
Figura 72. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas.....	99
Figura 73. Zapata entre ejes D-2	100
Figura 74. Distribución de presiones en zapata aislada.	101
Figura 75. Zapata aislada entre ejes D-2	106
Figura 76. Ubicación de la zapata conectada	107
Figura 77. Diseño final de zapata conectada.....	113
Figura 78. Envolvente de momentos flectores en viga	113
Figura 79. Envolvente de momentos flectores y cortante de SAFE (Se detallará en el siguiente capítulo).....	114
Figura 80. Diseño de viga de cimentación	116
Figura 81. Corte de viga de cimentación.....	116
Figura 82. Zapata Combinada	117
Figura 83. Zapatas de 1.55 m x 2.00 m, h = 0.60 m con diferentes módulos de balasto.	121
Figura 84. Presiones en suelo para cada módulo de balasto ton/m^2	122
Figura 85. Asentamientos en el suelo en metros.....	122
Figura 86. Modelo considerado en SAFE con $K_s = 8000 \text{ ton/m}^3$	123
Figura 87. Presiones en el suelo bajo cargas de gravedad	123
Figura 88. Zapatas conectadas, esfuerzos sin sismo	124
Figura 89. Caso 1. $C_m + C_v$	125
Figura 90. Caso 2. $C_m + C_v + 0.8S_x$	125
Figura 91. Caso 2. $C_m + C_v - 0.8S_x$	126
Figura 92. Caso 4. $C_m + C_v + 0.8S_y$	126
Figura 93. Caso 5. $C_m + C_v - 0.8S_y$	127
Figura 94. Envolvente de presiones máximas por cargas en servicio.....	128

Figura 95. Envolverte de presiones mínimas por cargas en servicio.....	128
Figura 96. Envolverte de momentos flectores positivos en franja longitudinal de 4.15 m. ..	129
Figura 97. Envolverte de momentos flectores negativos en franja longitudinal de 4.15 m. .	129
Figura 98. Envolverte de momentos flectores positivos y negativos en dirección transversal en franjas de 3m.	130
Figura 99. Envolverte de presiones máximas en el suelo.....	131
Figura 100. Momentos flectores obtenidos al aplicar presión uniformemente distribuida de 52 ton/m ²	132
Figura 101. Armadura final en zapata combinada.	133
Figura 102. Cargas muertas PP + p.t aplicadas (ton/m).....	134
Figura 103. DMF (ton.m) izquierda y DFC (ton) derecha.....	135
Figura 104. Refuerzo de tramo típico de la escalera principal.....	136



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Criterio para predimensionado losa aligerada.....	9
Tabla 2. Criterio para predimensionado losa maciza	10
Tabla 3. Criterio para predimensionado viga.....	10
Tabla 4. Predimensionado de vigas principales.	11
Tabla 5. Predimensionado de vigas secundarias.....	11
Tabla 6. Datos para el predimensionado de viga chata.....	12
Tabla 7. Predimensionado de columnas.....	13
Tabla 8. Metrado manual por pisos.....	19
Tabla 9. Comparación de metrado manual y de ETABS.....	19
Tabla 10. Masa por piso obtenida en Etabs y validada por metrados manuales.....	19
Tabla 11. Ubicación del CM y CR.....	20
Tabla 12. Verificación de piso blando en Dirección X.....	22
Tabla 13. Verificación de piso blando en Dirección Y.....	22
Tabla 14. Verificación de irregularidad torsional en sentido X.....	23
Tabla 15. Verificación de irregularidad torsional en sentido Y.....	23
Tabla 16. Resumen de irregularidades.....	24
Tabla 17. Periodos de vibración y masa participante para un modelo tridimensional.....	25
Tabla 18. Periodo de vibración y masa participante para desplazamiento puro en X.....	25
Tabla 19. Periodo de vibración y masa participante para desplazamiento puro en Y.....	26
Tabla 20. Cálculo de la cortante basal estática en dirección “X” e “Y”.....	27
Tabla 21. Tabla Fuerza inercial por nivel en sentido “X” e “Y”.....	27
Tabla 22. Cortante de entrepiso y fuerzas inerciales dinámicas aplicadas en dirección “X”.....	28
Tabla 23. Cortante de entrepiso y fuerzas inerciales dinámicas aplicadas en dirección “Y”.....	28
Tabla 24. Cortante basal para cada caso de sismo aplicado independientemente.....	28

Tabla 25. Factor de escala para cortante dinámico en dirección “X”	29
Tabla 26. Factor de escala para cortante dinámico en dirección “Y”	29
Tabla 27. Cortantes dinámicas escaladas.	29
Tabla 28. Porcentaje de absorción de fuerza sísmica por elemento en dirección “X”	30
Tabla 29. Porcentaje de absorción de fuerza sísmica por elemento en dirección “Y”	30
Tabla 30. Deriva elástica e inelástica “X”	31
Tabla 31. Deriva elástica e inelástica “Y”	31
Tabla 32. Desplazamiento máximo en las direcciones principales.	32
Tabla 33. Datos para el metrado de losa aligerada	35
Tabla 34. Carga muerta losa aligerada.	35
Tabla 35. Carga puntual sobre tabique.	35
Tabla 36. Carga viva losa aligerada.	35
Tabla 37. Cargas últimas para losa aligerada.	35
Tabla 38. Acero mínimo y máximo	37
Tabla 39. Obtención del acero de refuerzo en losa aligerada	38
Tabla 40. Cálculo de ensanches.	39
Tabla 41. Control de fisuración.	43
Tabla 42. Cálculo de inercia efectiva (I _{ef})	45
Tabla 43 Deflexiones instantáneas por carga muerta y carga viva	46
Tabla 44. Deflexiones límite	48
Tabla 45. Datos para metrado viga chata	50
Tabla 46 Distribución de carga muerta sobre viga chata	50
Tabla 47 Cargas últimas para vigas chatas	50
Tabla 48. Cálculo del acero de refuerzo a flexión en viga chata	53
Tabla. 49 Cálculo de estribos	54

Tabla 50. Datos para el metrado de viga.....	56
Tabla 51. Cálculo de carga muerta entre ejes 1-2	57
Tabla 52. Cálculo de carga viva entre ejes 1-2	57
Tabla 53. Cálculo de acero de refuerzo en viga	61
Tabla 54. Diseño a cortante de viga entre eje D tramo 1-2-3.....	66
Tabla 55. Espaciamiento mínimo hasta una longitud $2h$ medido desde la cara.....	67
Tabla 56 Control de fisuración.....	68
Tabla 57. Cálculo de inercia efectiva (I_{ef}).....	69
Tabla 58 Deflexiones instantáneas por carga muerta y carga viva	70
Tabla 59. Deflexión límite.	71
Tabla 60. Carga axial y momento flector de columna en análisis.....	73
Tabla 61. Combinación de cargas para sismo en dirección “X”	74
Tabla 62. Combinación de cargas para sismo en dirección “Y”	75
Tabla 63. Combinación de sismo en Y.	77
Tabla 64. Diseño a cortante en dirección Y.	78
Tabla 65. Cálculo de L_o	78
Tabla 66 Cálculo de S_o	79
Tabla 67 Cálculo de espaciamiento fuera de las zonas de confinamiento	79
Tabla 68. Cargas actuantes del primer nivel.	81
Tabla 69. Predimensionado de acero.....	82
Tabla 70. Combinación de cargas para sismo en dirección “X”	82
Tabla 71. Combinación de cargas para sismo en dirección “Y”	83
Tabla 72. Cargas para el segundo nivel.....	85
Tabla 73. Cálculo de C límite.....	86
Tabla 74. Cálculo de cortante requerida por capacidad	89

Tabla 75. Cálculo de cuantía requerida horizontal.....	90
Tabla 76. Cálculo de cortante requerida por capacidad en segundo nivel.	90
Tabla 77. Cálculo de cuantía requerida horizontal en segundo nivel.....	90
Tabla 78. Resumen de refuerzo distribuido	90
Tabla 79. Altura a diseñarse por capacidad.....	91
Tabla 80. Cálculo de espaciamiento en los bordes de elemento.	91
Tabla 81. Cargas actuantes del primer nivel.	93
Tabla 82. Combinación de cargas para sismo en dirección “X”.....	96
Tabla 83. Combinación de cargas para sismo en dirección “Y”.....	98
Tabla 84 Fuerzas internas proveniente de la base de la columna.....	102
Tabla 85. Verificación de esfuerzos en zapata.....	103
Tabla 86. Esfuerzos últimos.	103
Tabla 87. Cargas provenientes de los elementos verticales.	108
Tabla 88. Datos preliminares para el diseño.	109
Tabla 89. 1era verificación bajo cargas de gravedad sin sismo	109
Tabla 90. 2da verificación con sismo en dirección Y.	110
Tabla 91. 3era verificación con sismo en dirección -Y.....	110
Tabla 92. 4ta verificación con sismo en dirección X.	110
Tabla 93. Esfuerzos máximos, resultado de la combinación de cargas últimas.....	111
Tabla 94. Datos para el diseño por punzonamiento	111
Tabla 95. Diseño por punzonamiento	112
Tabla 96. Diseño por cortante unidireccional	112
Tabla 97. Diseño por flexión.....	112
Tabla 98. Casos de carga en la viga de cimentación.....	113
Tabla 99. Cargas actuantes en Placa PL-E.....	117

Tabla 100. Cargas actuantes en Placa PL-06	117
Tabla 101. Cargas al trasladar las cargas de placas al CM de la zapata.....	118
Tabla 102. Cargas actuantes en el CM de zapata.....	118
Tabla 103. Área tentativa y dimensiones elegidas.....	118
Tabla 104. Presión distribuida correspondiente al suelo y al peso propio de zapata	119
Tabla 105. Cargas actuantes para 5 condiciones de carga.....	119
Tabla 106. Esfuerzos en el suelo.....	119
Tabla 107. Esfuerzos actuantes en los bordes de Zapata.....	120
Tabla 108. Cargas aplicadas al centro de la zapata.....	120
Tabla 109. Dimensiones de columna y predimensionado de zapata.....	121
Tabla 110. Resultados de cálculo manual.....	121
Tabla 111. Cargas de terreno y peso propio de zapata.....	121
Tabla 112. Cálculo de acero para zapata combinada.....	132
Tabla 113. Cálculo de acero a flexión, dirección longitudinal.....	135
Tabla 114 Diseño de cortante.....	136

Capítulo 1: Generalidades

1.1 Objetivos

La presente tesis tiene como objetivo realizar el análisis y diseño estructural de los elementos de concreto armado (losas, vigas, columnas, placas, cimentaciones y escaleras) que componen el edificio multifamiliar.

Objetivos específicos:

- Realizar el predimensionamiento y estructuración del edificio.
- Analizar bajo cargas sísmicas y de gravedad.
- Diseñar los elementos estructurales en cumplimiento de las normas vigentes.
- Presentar los diseños en planos estructurales.

1.2 Características principales de la edificación

El proyecto se compone de 7 pisos sin sótanos, en un terreno de forma rectangular de dimensión frontal de 12.3 m y lateral de 33.3 m con un área de terreno aproximada de 410 m². El uso está enfocado en vivienda multifamiliar, existen límites de propiedad a los laterales y en la parte posterior. El sistema sismorresistente está compuesto por una gran densidad de muros de corte en la dirección paralela a los laterales, debido a los límites de propiedad. El fin de dotar de buena densidad de muros en ambas direcciones es controlar los desplazamientos horizontales, pues estos se traducen en daños. Las cimentaciones son superficiales, debido a la buena resistencia del suelo.

1.3 Descripción de la arquitectura del proyecto

En el primer piso se ubica la entrada principal, recepción, área verde con pasadizo común, escaleras, ascensor y 2 departamentos con área verde privada. Los pisos superiores constan de 2 departamentos típicos y 1 dúplex. Cada departamento está compuesto por 2 dormitorios con

baño propio, 1 cocina y 1 sala-comedor. El primer nivel se ubica a nivel +0.00 donde la altura de piso terminado a piso terminado del primer piso es 3 m y de los pisos superiores es 2.75 m.

Con respecto a los planos de arquitectura, se presenta la distribución de los ambientes, así como el mobiliario referencial de la primera planta y del piso típico del 2do, 4to y 6to nivel:

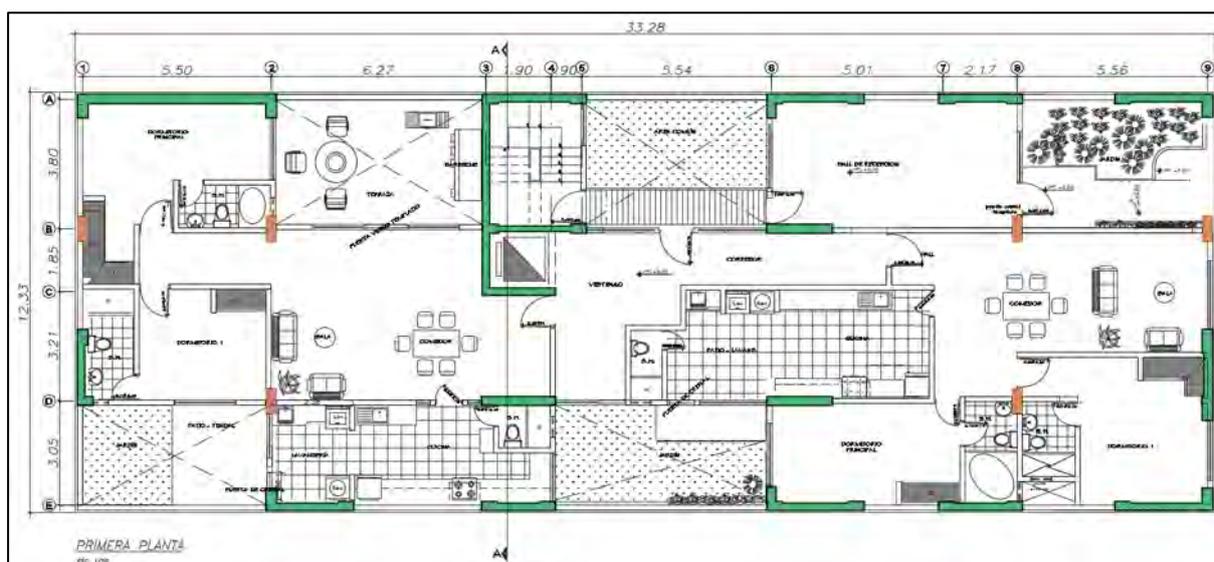


Figura 1. Plano de Arquitectura - Primera planta, escala 1/50 con elementos estructurales resaltados.

Fuente: Propia

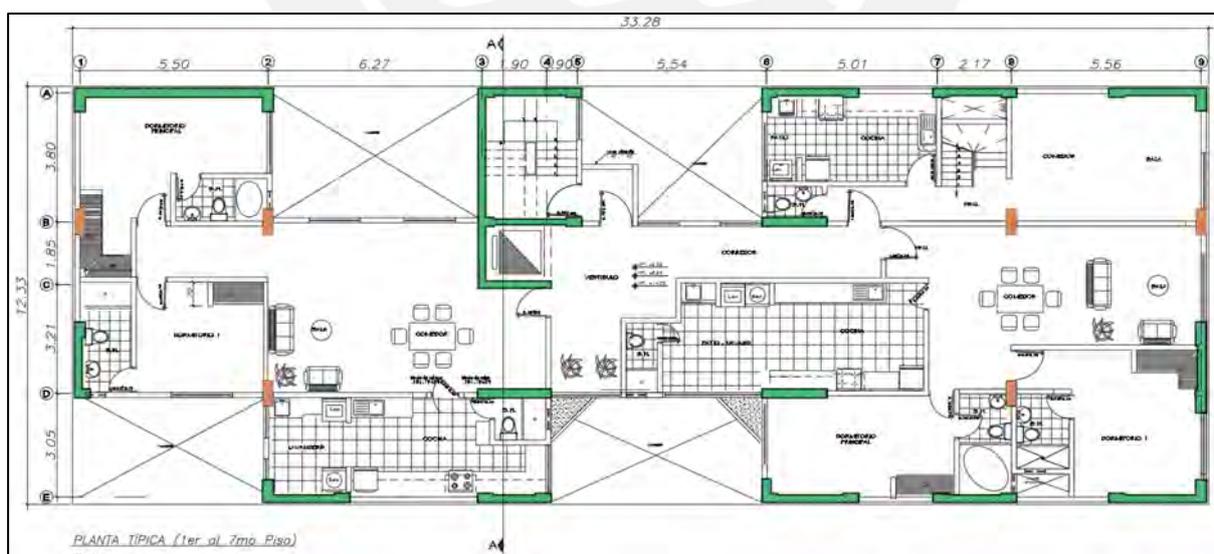


Figura 2. Plano de Arquitectura - Planta típica 2do, 4to y 6to nivel, escala 1/50 con elementos estructurales resaltados.

Fuente: Propia

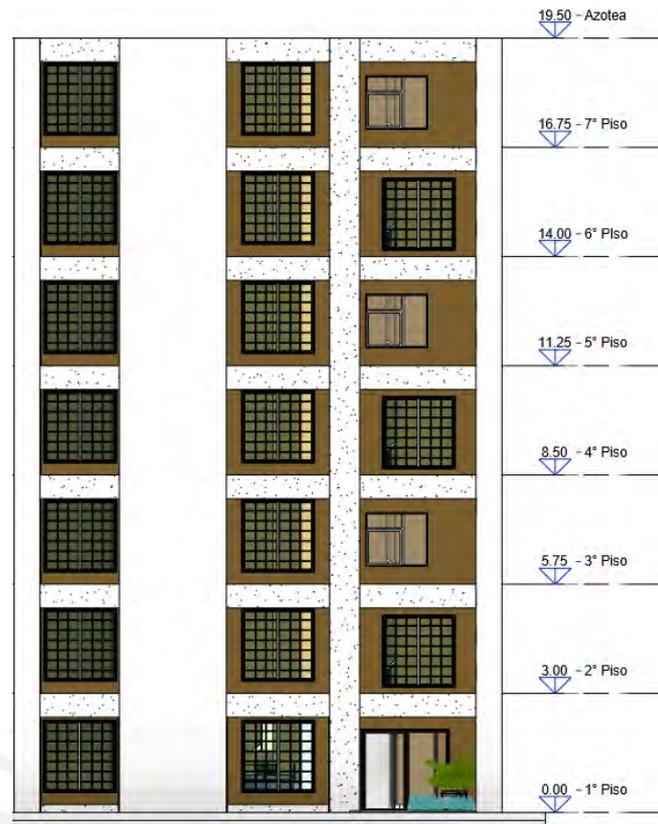


Figura 3. Vista Frontal

Fuente: Propia



Figura 4. Corte A-A

Fuente: Propia

1.4 Normas aplicadas

El análisis y diseño estructural se realizará de acuerdo al RNE (Reglamento nacional de edificaciones), estas normas técnicas fueron elaboradas por comités especializados a partir de representantes de diversas instituciones peruanas con el fin de actualizar, mejorar y uniformizar los criterios adoptados por las normas predecesoras.

- E.020 Cargas
- E.030 Diseño Sismorresistente
- E.060 Diseño en Concreto Armado

1.5 Aspectos generales del diseño en concreto armado

El diseño en concreto armado bajo la visión de la norma E.060 consiste en reducir las Resistencias nominales (R_n) a Resistencias de diseño (ϕR_n) mediante un factor ϕ que depende del tipo de sollicitación e importancia del elemento. ϕR_n debe ser mayor o igual a las Resistencias requeridas (R_u) las cuales provienen de las condiciones de carga determinadas en la norma E.060, estas pueden ser las combinaciones:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$
- $U = 1.25(CM + CV) \pm S$
- $U = 0.9CM \pm S$

O pueden estar regidas por el diseño por capacidad, esto debido a que la norma busca asegurar en los diseños un modo de falla dúctil sobre los modos de falla frágil; es decir, se preferirá una falla a flexión por sobre una falla a cortante, para lograr este cometido la sobre resistencia a flexión no debe ser mayor que la sobre resistencia a cortante, con el fin de que puedan formarse rótulas plásticas con capacidad de disipar energía, lo cual se materializa en la siguiente ecuación:

$$V_{uc} \geq \frac{M_n}{M_{ua}} * V_{ua}$$

1.6 Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño

- Concreto
 - Resistencia a compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 - Deformación unitaria última $\epsilon_{cu} = 0.003$
 - Módulo de elasticidad $E_c = 15\,000\sqrt{f'c} \approx 2.17 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de Poisson = 0.15

Para el diseño se desprecia completamente la resistencia a tracción del concreto debido a su baja resistencia y fragilidad, para secciones en compresión por flexión, el cálculo se simplificará al bloque de compresiones con profundidad $a = \beta_1 * c$.

- Acero de refuerzo
 - Esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 - Módulo de elasticidad $E_s = 2 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$
 - Deformación unitaria de fluencia $\epsilon_{sy} = 0.0021$
 - Para el diseño, el comportamiento del acero se idealiza elastoplástico perfecto.

1.7 Cargas utilizadas

1.7.1 Carga muerta

Cargas que estarán de forma permanente en la edificación, provienen del peso propio de la estructura, tabiques fijos, losas de techo, pisos, acabados. Se puede estimar de buena manera la magnitud de estas cargas.

- Peso unitario de concreto armado: 2400 kg/m^3
- Peso de losa aligerada ($h = 20 \text{ cm}$): 300 kg/m^2 (Norma E.020)
- Piso terminado de 5cm de espesor: 100 kg/cm^2
- Peso propio de tabiquería: 1400 kg/m^3 (Norma E.020, se consideró unidades de mampostería hueca o ladrillo tubular).

1.7.2 Carga viva

Cargas como el tránsito de personas e inmuebles están considerados en este apartado, hay mayor incertidumbre en el cálculo de este tipo de cargas.

- Sobrecarga en Vivienda: 200 kg/m^2 (Norma E.020)
- Carga viva de techo (sin inclinación): 100 kg/m^2 (Norma E.020)

1.8 Características de los elementos no estructurales del proyecto

Se hace énfasis en no rigidizar accidentalmente la estructura mediante tabiques, para esto se colocará una junta sísmica de por lo menos $0.005h$, donde h es altura de alfeizar o de muro (San Bartolomé, Quiun & Silva, 2018), la importancia de evitar la interacción tabique-estructura radica en que el centro de rigidez se desplaza y esto causa torsiones en planta que no se consideraron en el análisis, asimismo puede acortar la altura libre de columnas y generar condición de falla por columna corta, es por estos motivos que se debe tener especial cuidado con elementos que aportan gran rigidez como son los tabiques.

Capítulo 2: Predimensionamiento y estructuración

2.1. Estructuración - Aspecto teórico:

Según la complejidad de la estructura, la predicción del comportamiento que este presentará frente a la acción sísmica, será mejor cuando la estructura sea simple y regular. De esta manera se recomienda que la estructura a diseñar sea lo más simple posible con la finalidad de generar un modelo que represente lo mejor posible a la realidad.

Algunos criterios para un buen comportamiento sismo-resistente son:

- Simplicidad y simetría
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral
- Elementos no estructurales

2.1.1. Losas

Son elementos estructurales que se construyen con la finalidad de obtener superficies horizontales útiles. Principalmente soporta cargas de gravedad; es decir, cargas normales al plano, por lo que trabaja a flexión y a cortante. Aunque también es responsable de transmitir fuerzas cortantes por ser componente principal del diafragma rígido.

2.1.2. Vigas peraltadas

Se denomina vigas peraltadas de concreto armado a los elementos estructurales que presentan un peralte mayor al espesor de la losa. Este peralte permite controlar deflexiones y soportar las cargas actuantes provenientes de cargas de gravedad y cargas sísmicas (para las vigas que forman pórticos).

2.1.3. Vigas chatas

Las vigas chatas se encuentran dentro de las losas y tienen como función principal transmitir el peso propio del elemento y las cargas directamente aplicadas sobre él. Se suelen añadir en la

construcción, debido a la existencia de tabiques paralelos al armado del aligerado, esta consideración tiene el fin de evitar que el tabique pueda estar apoyado fuera del alma de las viguetas.

2.1.4. Columnas

Las columnas de concreto armado son elementos estructurales verticales largos y esbeltos, cargados axialmente en compresión por las vigas que se apoyan sobre él; además, soportan esfuerzos a flexión, por lo que será necesario utilizar acero de refuerzo para soportar las tracciones. Se encargan de transmitir las cargas de la estructura al cimiento. Los tipos de esfuerzo que presentan son:

- Cargas axiales
- Momento flector
- Cortante

2.1.5. Muros de corte

Los muros de corte o placas trabajan fundamentalmente para efectos sísmicos, ya que por su gran sección los esfuerzos de carga axial suelen ser bajos. El comportamiento a flexión es similar al de una viga en voladizo y se emplean en la estructuración para otorgar rigidez lateral.

- Cargas axiales
- Momento flector
- Cortante

2.1.6. Escaleras

La escalera como parte de la edificación se caracteriza por enlazar los diferentes niveles, está conformado por escalones (que consta de pasos y contrapasos) y pueda ser el caso de disponer de descansos. En el primer tramo, el apoyo será la cimentación o base de la escalera normalmente de concreto ciclópeo, en los pisos superiores se apoyará sobre vigas y/o muros.

2.2. Predimensionamiento

2.2.1. Generalidades

Para poder definir los criterios de predimensionamiento de los elementos estructurales, se ha utilizado como referencia el libro “*Estructuración y Diseño en Concreto Armado*” del ingeniero Antonio Blanco Blasco. Se pretende obtener secciones que resulten adecuadas para la magnitud de los esfuerzos que estarán presentes, cabe resaltar que para que el predimensionado sea una buena aproximación, la sobrecarga “S/C” debe ser del orden de 300 kg/cm^2 .

2.2.2. Losas

Losa aligerada

El Ing. Antonio Blanco Blasco (1994), relaciona el peralte (h) de la losa aligerada con la luz de la misma, en la siguiente tabla se aprecia el resultado:

Tabla 1. Criterio para predimensionado losa aligerada.

Peralte (h)	luz
17	menor a 4 m
20	entre 4 y 5.5 m
25	entre 5 y 6.5 m
30	entre 6 y .5 m

Fuente: Blanco (1994)

La edificación presenta luces en el rango de 2.60 y 4.45m de longitud en la dirección más corta, por lo tanto el espesor a considerar será de 20 cm, además se utilizará dicha dimensión en todas las losas para uniformizar el sistema de techos.

Losa maciza

Para losa maciza en una dirección, su dimensionado es aproximado y utiliza el mismo criterio que para losa aligerada, sólo que en este caso se reduce 5cm por cada categoría. Se utilizará este criterio como referencia y en el diseño se comprobará si resiste ante la carga solicitada.

A continuación se presenta la tabla que relaciona el peralte (h) de la losa maciza con la luz que presenta :

Tabla 2. Criterio para predimensionado losa maciza

Peralte h (cm)	Descripción
12 ó 13	luz menor o igual a 4 m.
15	luz menor o igual a 5.5 m.
20	luz menor o igual a 6.5 m.
25	luz menor o igual a 7.5 m.

Fuente: Blanco (1994)

Se considera el uso de losa maciza en paños donde se ubica la caja de ascensor, en la zona de estrechamiento o cintura del edificio para poder mejorar la transferencia de cortante por sismo en el diafragma.

2.2.3. Vigas peraltadas

El sistema estructural es de muros estructurales, por lo tanto el peralte de la viga va a influir no solo en la rigidez lateral, sino también en las deformaciones lateral de cada entrepiso.

Condiciones para el predimensionado:

- Por lo general el peralte (h) se encuentra entre 1/10 a 1/12 de la luz libre, este criterio incluye el espesor de la losa.
- Por lo general el ancho varía entre 0.3 y 0.5 de la altura del peralte. La Norma Peruana de Concreto Armado recomienda que el ancho de las vigas debería presentar 25 cm como mínimo si es que forma parte de pórticos o elementos sismo-resistente de estructura de concreto armado.
- Condición general, dimensiones usuales:

Tabla 3. Criterio para predimensionado viga.

Luz libre (m)	Descripción
≤ 5.5	25x50, 30x50
≤ 6.5	25x60, 30x60, 40x60
≤ 7.5	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
≤ 8.5	30x75, 40x75, 30x80, 40x80
≤ 9.5	30x85, 30x90, 40x85, 40x90

Fuente: Blanco (1994)

Para el proyecto en estudio se obtuvo lo siguiente:

Vigas principales “dirección X”:

Tabla 4. Predimensionado de vigas principales.

Eje	Entre ejes	Luz libre (m)	Ln/10 (m)	Ln/12 (m)	h*0.5,h*0.3 (m)	Ancho elegido (m)	Peralte elegido (m)
B	1-2	5.2	0.52	0.43	0.25, 0.15	0.25	0.50
B	2-3	6.02	0.6	0.5	0.25, 0.15	0.25	0.50
B	5-6	5.29	0.53	0.44	0.25, 0.15	0.25	0.50
B	6-8	5.24	0.52	0.44	0.25, 0.15	0.25	0.50
B	8-9	5.26	0.53	0.44	0.25, 0.15	0.25	0.50
D	1-2	5.06	0.51	0.42	0.25, 0.15	0.25	0.50
D	2-3	6.02	0.60	0.50	0.25, 0.15	0.25	0.50
D	4-6	6.18	0.62	0.52	0.25, 0.15	0.25	0.50
D	6-8	5.24	0.52	0.44	0.25, 0.15	0.25	0.50
D	8-9	5.26	0.53	0.44	0.25, 0.15	0.25	0.50

Fuente: Propia

Viga secundarias “dirección Y”:

Tabla 5. Predimensionado de vigas secundarias.

Eje	Entre ejes	Luz libre (m)	Ln/10 (m)	Ln/12 (m)	h*0.5,h*0.3 (m)	Ancho elegido (m)	Peralte elegido (m)
1	A-B	2.88	0.29	0.24	0.25, 0.15	0.30	0.50
1	B-D	2.58	0.26	0.22	0.25, 0.15	0.30	0.50
2, 8,9	A-B	2.88	0.29	0.24	0.25, 0.15	0.30	0.50
2, 8,9	B-D	4.30	0.43	0.36	0.25, 0.15	0.30	0.50
2, 8,9	D-E	2.18	0.22	0.18	0.25, 0.15	0.30	0.50
4	C-D	2.98	0.3	0.25	0.25, 0.15	0.25	0.50
4	E-D	2.82	0.28	0.24	0.25, 0.15	0.25	0.50
6	A-B	3.00	0.30	0.25	0.25, 0.15	0.25	0.50
6	B-D	4.80	0.48	0.4	0.25, 0.15	0.25	0.50
6	D-E	2.28	0.23	0.19	0.25, 0.15	0.25	0.50

Fuente: Propia

Se utiliza un peralte de 0.50 m en todas las vigas peraltadas con un ancho conveniente de 0.30 o 0.25 m para que encaje con el ancho del elemento vertical al que se une. En la etapa de diseño se comprobará que cumpla con las cargas solicitadas según la norma E.060 Diseño de Concreto Armado.

2.2.4. Vigas chatas:

Las vigas chatas se utilizan para soportar la carga de tabiquería ubicada en dirección paralela al aligerado. El espesor estará en función a la de la losa aligerada (20 cm) y su base será de 20 cm como primera alternativa del predimensionado.

Como ejemplo se va a predimensionar la viga chata ubicada en el eje 1-2 y A-B. Se presentan los datos para el metrado de cargas:

Tabla 6. Datos para el predimensionado de viga chata

Eje	1-2, A - B
h losa (m)	0.2
bw (m)	0.2
h tab (m)	2.50
e tab (m)	0.15

Fuente: Propia

Metrado de cargas:

- $W_{\text{tab}} = 1.4 * .15 * 2.5 = 0.525 \text{ ton/m}$
- $W_{\text{prop}} + W_{\text{pt}} = 2.4 * 0.2 * 0.2 + 0.1 * 0.2 = 0.096 + 0.02 = 0.116 \text{ ton/m}$
- $W_u = 1.4 * (0.525 + 0.116) \text{ ton.m} = 0.897 \text{ ton/m}$

El cortante último (V_u) se obtiene partir del diagrama de corte generado por las cargas amplificadas que actúan sobre la viga chata.

- $V_u = \frac{0.897 * 4.8}{2} = 2.15 \text{ ton}$

El aporte de resistencia al corte del concreto (ϕV_c) se obtiene de la siguiente fórmula:

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

Al reemplazar los valores, se obtiene lo siguiente:

$$2.15 * 1000 = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * bw * 17$$

$$bw = 19 \text{ cm}$$

La viga chata usada para el predimensionado es una de las más críticas por tener mayor luz libre, por lo que usar un ancho de 20 cm será suficiente no solo por resistencia sino también para permitir la instalación de columnetas de amarre de los tabiques.

2.2.5. Columnas:

Debido a la presencia de muros estructurales en las dos direcciones se han considerado los criterios de dimensionado según el libro “*Estructuración y Diseño en Concreto Armado*”:

- Sea el caso que la edificación posea muros de corte en ambas direcciones y éstas se encargan de controlar la resistencia y la rigidez lateral, entonces el área transversal resulta:

$$\text{Área de Columna} = \frac{Ps}{0.45 * f'c}$$

- Similar que el criterio anterior, para el dimensionado de las columnas con menor carga axial, ya sea esquineras o exteriores, el área transversal será:

$$\text{Área de Columna} = \frac{Ps}{0.35 * f'c}$$

En el siguiente cuadro se aprecia el resultado del predimensionado donde la columna más cargada recibe 145 ton en servicio:

Tabla 7. Predimensionado de columnas.

1. Columna	2. Carga (t/m ²)	3. A trib (m ²)	4. N° Pisos	5. Ps (ton) = (2)*(3)*(4)	6. f'c (kg/cm ²)	Ubicación	7. Área requerida (cm ²)	Secc. Columna	8. Área tentativa (cm ²)
B-8	1	25.28	7	177	210	Central	1873	30x75	2250
D-8	1	23.26	7	163	210	Central	1723	30x75	2250
B-1	1	12.6	7	88	210	Esquinera	1200	30x75	2250
B-2	1	20.83	7	146	211	Esquinera	1974	30x75	2250
D-2	1	20.05	7	140	211	Esquinera	1900	30x75	2250
B-9	1	13.08	7	92	211	Esquinera	1240	30x75	2250

Fuente: Propia

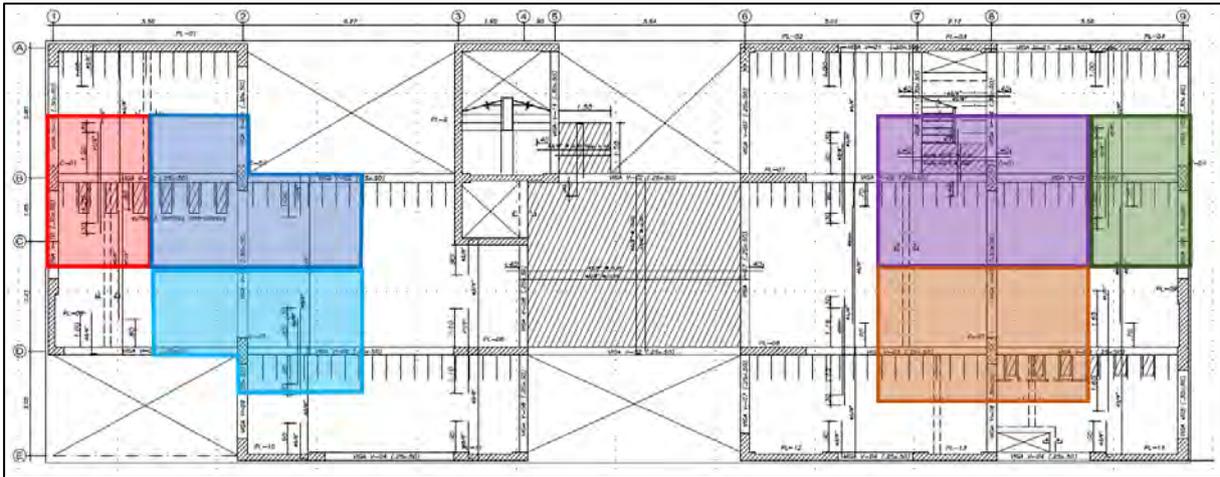


Figura 5. Áreas tributarias de columnas.

Fuente: Propia

2.2.6. Muros de corte:

No es sencillo dar un método de predimensionado general para muros de corte. (Blanco, 1994) por lo que se recurre a criterios cualitativos. Las placas de concreto armado se encargan de rigidizar la estructura y de absorber las fuerzas de corte que produce el sismo, de esta manera reduce el esfuerzo producido en las vigas y columnas. Para el predimensionado de placas, se usan los criterios siguientes:

- Simetría: Se busca evitar que el centro de rigidez esté muy alejado del centro de masas.
- Rigidez torsional: Los muros perimétricos otorgan mayor rigidez ante un efecto torsional que muros concentrados al centro.
- Espesor de muro adecuado: La esbeltez en muro no debe ser excesiva; ya que los extremos suelen soportar grandes esfuerzos axiales, pudiendo llevar al pandeo del concreto y del refuerzo vertical bajo cargas sísmicas cíclicas.

Para el predimensionado, se considera que la fuerza cortante producida por el sismo debe ser menor o igual al aporte en resistencia al corte del concreto en la base.

La cortante basal por sismo resulta:

$$V_{sismo} = \frac{ZUCS}{R} * PESO$$

Para obtener peso de la edificación, se asume 1 ton/m², el área del primer entrepiso es 330.12 m², el número de pisos es 7; el peso del edificio resulta $330.12 * 7 * 1 = 2310.8$ ton

Los parámetros sísmicos se obtuvieron en el Capítulo 3: Análisis Sísmico, sección 3.1.

El aporte en resistencia al corte del concreto resulta:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * (0.8 * L)$$

Donde “b” y “L” son el espesor y largo del muro respectivamente. Al considerar un espesor inicial de 0.25 m, se obtiene una longitud de 35 m de muros necesarios, se tratará de suministrar una cantidad equivalente en los muros presentes en el proyecto.



Capítulo 3: Análisis Sísmico

La estructura será analizada bajo los lineamientos descritos en la norma E.030-2018, la cual tiene un enfoque de otorgar adecuada rigidez a la estructura. El análisis será hecho en el software Etabs v17. El modelo es realizado idealizando a las columnas como unidimensionales y a los muros de corte como bidimensionales, esto debido a su gran longitud respecto a su ancho, es importante resaltar que las vigas se idealizan rotuladas en aquellas secciones donde no hay suficiente espacio para desarrollar Ldg (Longitud de anclaje con gancho estándar), de no realizar esta rotulación, se rigidizaría artificialmente el edificio.

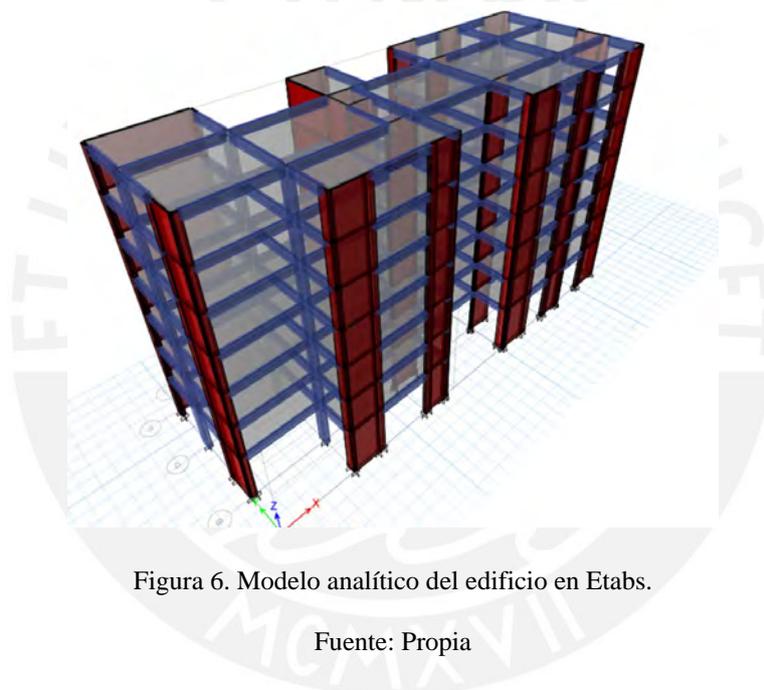


Figura 6. Modelo analítico del edificio en Etabs.

Fuente: Propia

3.1 Parámetros sísmicos

3.1.1 Factor de zona (“Z”)

El proyecto está ubicado en Miraflores, Lima. Esta zona está catalogada como zona 4 según la zonificación de la norma E.030 y le corresponde un $Z = 0.45g$.

3.1.2 Factor de importancia (“U”)

Este factor es dependiente del uso, el proyecto al ser un edificio multifamiliar (vivienda) está dentro del tipo C, “Edificio común”, y le corresponde un $U = 1.00$

3.1.3 Factor de perfil de suelo (“S”)

Un suelo con capacidad portante de 4 kg/cm^2 normalmente clasifica como un suelo duro S_1 . Sin embargo, se asume de manera académica que la velocidad de onda de corte (\bar{V}_s), obtenida de un estudio de mecánica de suelos en el terreno del proyecto es 500 m/s y el \bar{N}_{60} tiene un valor de 50 , será conservador asumir que el suelo es un tipo S_2 .

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S_0	> 1500 m/s	-	-
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S_4	Clasificación basada en el EMS		

Figura 7. Tabla N° 2 de Clasificación de los perfiles de suelo

Fuente: NTP E.030

		SUELO			
ZONA	SUELO	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4		0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3		0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2		0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1		0,80	1,00	1,60	2,00

Figura 8. Tabla N° 3 Factor de Suelo

Fuente: NTP E.030

	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 9. Tabla N° 4 Períodos “ T_p ” y “ T_L ”

Fuente: NTP E.030

3.1.4 Factor de amplificación sísmica (“C”)

Este factor depende del periodo de la estructura y de los valores “ T_p ” y “ T_L ” extraídos de los parámetros de suelo, además dependen de las siguientes fórmulas.

$$T < T_p \rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_l \rightarrow C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T^2}\right)$$

3.1.5 Factor de reducción de fuerzas sísmicas (“R”)

Previo al análisis estructural se debe asumir un valor de “Ro” según el tipo estructural, el cual deberá validarse luego de obtener los porcentajes de absorción de cortante sísmica, para el presente proyecto se asumió que el tipo estructural era muros estructurales en ambos sentidos, por lo que corresponde usar un $R_{ox} = R_{oy} = 6$. El factor “R” se compone del producto de “Ia” e “Ip”, los cuales son una medida para penalizar las irregularidades. Las características geométricas del edificio se ubicaron dentro de lo catalogado como regular, por lo que se asumió regular: $I_a = I_p = 1$

$$R_{xx} = R_{yy} = R_o * I_a * I_p = 6$$

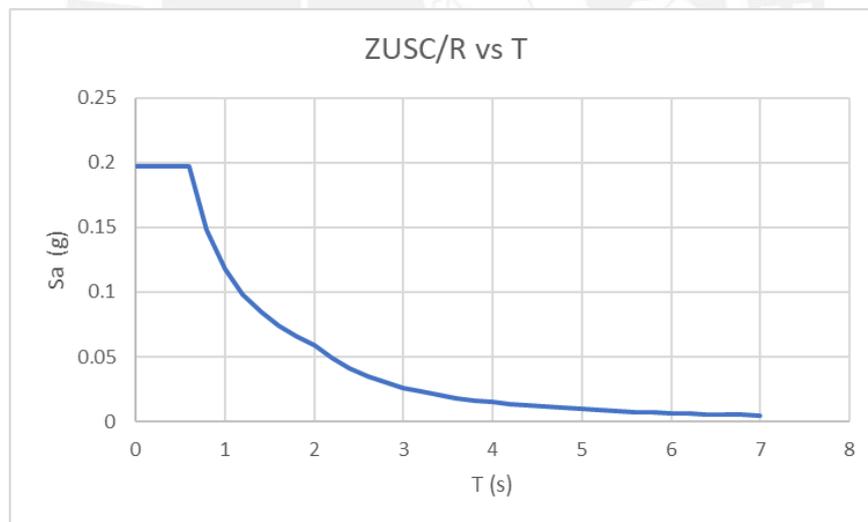


Figura 10. Espectro de pseudoaceleraciones en sentido X e Y.

Fuente: Propia

3.2 Masa sísmica y su ubicación

La norma E.030 establece que se debe tomar el 100% de las cargas muertas más el 25% de las cargas vivas para edificios de tipo vivienda. Para esto, se realizó el metrado de masas por cada entrepiso, se concentró como masa puntual la mitad de los elementos verticales inferiores, los

tabiques, losas y vigas del correspondiente nivel más la mitad de los elementos verticales del entrepiso.

Tabla 8. Metrado manual por pisos

	1er piso	2do-6to piso	Azotea
	CM (ton)	CM (ton)	CM (ton)
Columna + Placa	109.74	90.08	45.04
Viga	43.15	43.15	43.15
Losa	119.56	119.56	115.49
Tabiquería	77.20	77.20	0.00
CV (25% S/C)	16.35	16.35	8.3
	349.65	330.00	203.69

Fuente: Propia.

Tabla 9. Comparación de metrado manual y de ETABS

	Comparación de metrados (ton)			
	Manual	ETABS	Diferencia	Diferencia porcentual
7°	211.99	222.38	10.39	4.9%
6°	346.35	358.53	12.19	3.5%
5°	346.35	359.79	13.44	3.9%
4°	346.35	358.53	12.19	3.5%
3°	346.35	359.79	13.44	3.9%
2°	346.35	358.53	12.19	3.5%
1°	366.00	379.50	13.50	3.7%
Total	2309.72	2397.06	87.34	3.8%

Fuente: Propia.

Tabla 10. Masa por piso obtenida en Etabs y validada por metrados manuales.

Piso	Masa	Peso	Área techada	Ratio
	tonf-s ² /m	tonf	m ²	tonf/m ²
7	22.67	222.4	327.5	0.68
6	36.55	358.5	327.5	1.09
5	36.68	359.8	327.5	1.10
4	36.55	358.5	327.5	1.09
3	36.68	359.8	327.5	1.10
2	36.55	358.5	327.5	1.09
1	38.69	379.5	327.5	1.16
Total	244.3	2397.1	2292.4	1.05

Fuente: Propia.

A partir de la ubicación y geometría de los componentes estructurales, se puede determinar la ubicación del centro de masa y del centro de rigidez

Tabla 11. Ubicación del CM y CR.

Piso	Masa	Centro de masa		Centro de rigidez		Excentricidad	
		XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
	tonf-s ² /m	m	m	m	m	m	m
7	22.67	17.43	5.99	17.46	6.74	0.03	0.75
6	36.55	17.36	6.05	17.01	6.95	-0.35	0.90
5	36.68	17.37	6.06	16.47	7.21	-0.89	1.15
4	36.55	17.36	6.05	15.94	7.45	-1.42	1.40
3	36.68	17.37	6.06	15.48	7.63	-1.88	1.57
2	36.55	17.36	6.05	15.21	7.68	-2.15	1.63
1	38.69	17.32	6.09	15.40	7.37	-1.92	1.28

Fuente: Propia.

3.3 Análisis de irregularidades en planta y altura

3.3.1 Irregularidades en altura

- **Irregularidad de Masa o Peso**

El peso del 1er piso es 379.5 ton y del 2do piso es 358.5 ton, el ratio es 1.06, la norma señala que existe irregularidad de masa si un piso adyacente tiene al menos 1.50 veces su masa, en este caso $1.06 < 1.50$, por lo que no hay esta irregularidad.

- **Irregularidad Geométrica Vertical**

No existe discontinuidad geométrica vertical, ya que el proyecto es continuo desde el primer hasta el séptimo piso.

- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes**

No existe desalineamiento de los elementos verticales, ya que son continuos desde la base hasta el último nivel.

- **Irregularidad de Rigidez – Piso Blando**

Esta irregularidad existe en las estructuras que tienen niveles inferiores de gran altura libre, con elementos verticales de poca sección. La norma establece límites de rigidez lateral en los entrepisos adyacentes superiores al nivel estudiado, a priori se asume que

no existe esta irregularidad, ya que los pisos superiores se componen de los mismos elementos que en el primer nivel, se verificará y detallará en el análisis.

- **Irregularidad de Rigidez – Piso Débil**

No existe esta discontinuidad, ya que los elementos resistentes verticales son continuos, es decir al no variar la sección no habría una disminución importante de la resistencia.

3.3.2 Irregularidades en planta

- **Esquinas Entrantes**

La esquina más crítica se puede representar por sus lados como porcentaje de la sección completa en planta en su dirección correspondiente, se obtiene 18.5% y 25.3%. Para que exista irregularidad, ambos deben ser por lo menos 20% de su dimensión total en planta, por lo que no existe esta irregularidad.

- **Discontinuidad del Diafragma**

Las aberturas presentes no superan el 50% del área bruta de diafragma. Ninguna sección transversal del diagrama posee un área resistente menor que 25% del área de la sección transversal total.

- **Sistemas no Paralelos**

Las direcciones principales del edificio son ortogonales, por lo que esta irregularidad no aplica.

- **Irregularidad Torsional**

Esta irregularidad se debe a altos desplazamientos relativos y centros de rigidez muy alejados del centro de masa, se asume que no hay esta irregularidad, debido a que se distribuyó los muros de corte lo más simétricamente posible, se verificará esta suposición mediante el análisis.

3.4 Verificación de irregularidad de rigidez y torsional

Si alguna de las direcciones presenta un tipo de irregularidad, se aplicará para la estructura en general sin distinción del sentido de análisis, el casco del edificio ha sido estructurado con el fin de evitar irregularidades de este tipo y volverlo más predecible ante eventos sísmicos.

3.4.1 Verificación de irregularidad de rigidez - Piso Blando

La norma E.030 señala que no habrá esta irregularidad bajo dos condiciones, **1)** Cada rigidez de entrepiso tiene por lo menos 70% de la rigidez del entrepiso inmediato superior y **2)** La rigidez del entrepiso evaluado no debe ser menor al 80% del promedio de rigidez de los 3 pisos inmediatos superiores, deben cumplirse ambas condiciones o deberá aplicarse un factor de irregularidad, para la verificación se elaboraron las siguientes tablas:

Tabla 12. Verificación de piso blando en Dirección X.

Nivel	Rigidez X	0.7 Rigidez piso inmediato superior	¿Kent i > 0.7 Kent i+1?	0.8 (Kent i+1+Kent i+2 +Kent i+3)	¿Kent i > 0.8 (Kent i+1 +Kent i+2 +Kent i+3)?
	tonf/mm	tonf/mm		tonf/mm	
7	47		Ok		
6	97	33	Ok		
5	131	68	Ok		
4	160	92	Ok	92	Ok
3	194	112	Ok	129	Ok
2	250	136	Ok	162	Ok
1	377	175	Ok	201	Ok

Fuente propia

Tabla 13. Verificación de piso blando en Dirección Y.

Nivel	Rigidez Y	0.7 Rigidez piso inmediato superior	¿Kent i > 0.7 Kent i+1?	0.8 (Kent i+1+Kent i+2 +Kent i+3)	¿Kent i > 0.8 (Kent i+1 +Kent i+2 +Kent i+3)?
	tonf/mm	tonf/mm		tonf/mm	
7	38		Ok		
6	79	27	Ok		
5	104	55	Ok		
4	121	73	Ok	74	Ok
3	141	85	Ok	101	Ok
2	170	99	Ok	122	Ok
1	225	119	Ok	144	Ok

Fuente propia

En las tablas se puede verificar que las rigideces en las direcciones principales no sufren de Piso Blando, por lo que se concluye que no existe esta irregularidad en el edificio.

3.4.2 Verificación de irregularidad torsional

La norma E.030 señala que existirá esta irregularidad, si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo de la planta es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio. Adicionalmente debe cumplirse que la deriva de entrepiso sea mayor que el 50% de deriva máxima permisible (0.007 para concreto armado), para la verificación se elaboraron las siguientes tablas:

Desplazamiento inelástico = Desplazamiento elástico (Obtenido en Etabs) * 0.75 * R

Tabla 14. Verificación de irregularidad torsional en sentido X.

Nivel	Condición de Carga	Dirección de análisis	d Máx	d Promedio	d Máx/d Promedio	¿d max < 1.3 d prom?
			cm	cm		Criterio
7	Sismo X	X	4.27	3.84	1.11	Ok
6	Sismo X	X	3.70	3.29	1.12	Ok
5	Sismo X	X	3.07	2.71	1.14	Ok
4	Sismo X	X	2.39	2.08	1.15	Ok
3	Sismo X	X	1.68	1.44	1.16	Ok
2	Sismo X	X	0.99	0.85	1.17	Ok
1	Sismo X	X	0.41	0.34	1.18	Ok

Fuente: propia

Tabla 15. Verificación de irregularidad torsional en sentido Y.

Nivel	Condición de Carga	Dirección de análisis	d Máx	d Promedio	d Máx/d Promedio	¿d max < 1.3 d prom?
			cm	cm		Criterio
7	Sismo Y	Y	6.83	6.20	1.10	Ok
6	Sismo Y	Y	6.13	5.48	1.12	Ok
5	Sismo Y	Y	5.26	4.63	1.13	Ok
4	Sismo Y	Y	4.24	3.65	1.16	Ok
3	Sismo Y	Y	3.11	2.62	1.19	Ok
2	Sismo Y	Y	1.95	1.62	1.21	Ok
1	Sismo Y	Y	0.87	0.71	1.21	Ok

Fuente: propia

De ambas verificaciones se puede concluir que no existirá irregularidad torsional aun cuando la deriva de entrepiso pueda llegar al 50% de 0.007.

Todas las irregularidades fueron analizadas y se concluye que el edificio es una estructura regular; por lo tanto, los factores de castigo de la norma E.030 son $I_a = I_p = 1$, se resumen las irregularidades analizadas y su conclusión en la siguiente tabla:

Tabla 16. Resumen de irregularidades.

Resumen		
Irregularidad en Altura	Masa	No presenta
	Piso Débil	No presenta
	Geométrica	No presenta
	Discontinuidad	No presenta
	Piso Blando	No presenta
	Piso Débil	No presenta
Irregularidad en Planta	Esquinas entrantes	No presenta
	Discontinuidad Diafrag.	No presenta
	Sist. No paralelo	No presenta
	Irregularidad Torsional	No presenta

Fuente: Propia

3.5 Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas “R”

En la tabla resumen de irregularidades, se puede apreciar que la estructura es regular, por lo tanto, corresponde usar: $I_a = I_p = 1$. Se asume que el sistema estructural es de muros estructurales en ambas direcciones ortogonales, por lo que $R_{oy} = R_{ox} = 6$, este valor deberá ser validado al obtener el porcentaje de absorción de fuerzas cortantes de los elementos. Con lo asumido se puede obtener el valor de “R”:

$$R_x = R_y = R_o * I_a * I_p = 6 * 1 * 1 = 6$$

3.6 Hipótesis básicas para el análisis sísmico

El conjunto losas y vigas actúan como un diafragma rígido, este diafragma facilita el cálculo estructural al enlazar los desplazamientos de piso a un único punto, además de poder analizar el edificio como masas concentradas en el centro geométrico de cada nivel. Parte de la energía total que ingresa debido al sismo es asumida por la resistencia y en mayor medida por ductilidad (cabe mencionar que también existe sobre resistencia), entonces para que esto sea posible, debe de haber capacidad de deformación y de giro cuando se formen rótulas plásticas (daño

estructural), esto no será posible si primero se presenta un modo de falla frágil como son las fallas por cortante o compresión. Es por este motivo que el diseño por capacidad juega un rol importante en asegurar que la estructura se dañe de forma dúctil.

3.7 Modos de vibración de la estructura

Se consideran 3 GDL por piso, 2 traslacionales ortogonales y 1 rotacional. Se muestran los periodos y porcentajes de masa participante para un análisis tridimensional en la siguiente tabla.

Tabla 17. Periodos de vibración y masa participante para un modelo tridimensional

Modo	Periodo	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Sum UX (%)	Sum UY (%)	Sum RZ (%)
	s						
1	0.427	0.03%	76.15%	1.07%	0.03%	76.15%	1.07%
2	0.382	63.58%	0.01%	11.78%	63.61%	76.16%	12.85%
3	0.337	10.29%	0.67%	65.37%	73.90%	76.83%	78.21%
4	0.117	0.12%	13.86%	0.97%	74.02%	90.69%	79.18%
5	0.098	6.01%	2.34%	7.30%	80.03%	93.03%	86.49%
6	0.084	11.32%	0.45%	6.01%	91.35%	93.48%	92.49%

Fuente: Propia

Estos valores se ordenan de forma descendente, el modo más flexible es el “modo 1” con un periodo vibración de 0.427 s.

Se analiza el modo de vibración de la estructura sometida a desplazamiento puro.

Tabla 18. Periodo de vibración y masa participante para desplazamiento puro en X.

Dirección X			
Modo	Periodo	UX (%)	Sum UX (%)
	s		
1	0.372	73.82%	73.8%
2	0.088	17.59%	91.4%
3	0.038	5.35%	96.8%
4	0.023	2.04%	98.8%
5	0.016	0.81%	99.6%
6	0.013	0.31%	99.9%
7	0.011	0.08%	100.0%

Fuente: Propia

Tabla 19. Periodo de vibración y masa participante para desplazamiento puro en Y.

Dirección Y			
Modo	Periodo	UY (%)	Sum UY (%)
	s		
1	0.421	76.49%	76.5%
2	0.112	16.98%	93.5%
3	0.055	4.05%	97.5%
4	0.035	1.49%	99.0%
5	0.026	0.61%	99.6%
6	0.02	0.28%	99.9%
7	0.017	0.11%	100.0%

Fuente: Propia

Al realizar el análisis en traslación pura para ambas direcciones, se nota que el valor del periodo y masas participantes guardan relación con el análisis tridimensional. La magnitud de estos valores resulta coherente, ya que la dirección “X” posee muros de gran dimensión que aportan gran rigidez, mientras que la dirección “Y” al ser la dirección corta del edificio tiene menor densidad de muros y esto se aprecia en $T_x = 0.382$ s, $T_y = 0.427$ s.

3.8 Cortante basal estático y dinámico

3.8.1 Cortante basal estático

Se siguen las pautas de la norma E.030 para el análisis por método estático. Se hará uso de los parámetros expuestos en el apartado 3.1 para obtener el valor de ZUCS/R, el valor de C se calcula con el periodo de mayor masa participante para cada dirección analizada, ZUCS/R es un factor a multiplicarse por el peso del edificio.

El valor $T_p = 0.6$ s. es el límite hasta donde C es constante e igual a 2.5. Si $T_x = 0.382$ s y $T_y = 0.427$ s son menores a T_p , entonces, $C = 2.5$ en ambas direcciones analizadas.

Tabla 20. Cálculo de la cortante basal estática en dirección “X” e “Y”.

C/R	2.5/6	0.417
Es C/R ≥ 0.11 ?	0.417 ≥ 0.11	SI
$\frac{ZUCS}{R}$	$\frac{(0.45)(1)(2.5)(1.05)}{6}$	0.1969
V basal (ton) =	0.1969 * 2397	471.92

Fuente: Propia

La fuerza de inercia aplicada a cada nivel depende de: **1)** Peso del edificio, **2)** Altura de la masa concentrada “h”, el valor “ α ”, y “k”. El valor de “k” de acuerdo a la norma E.030 es 1 para periodos de vibración menores a 0.5 s.

Tabla 21. Tabla Fuerza inercial por nivel en sentido “X” e “Y”.

Nivel	Masa tonf-s ² /m	Peso (ton)	h (m)	Pi*(hi)^k	ai	Fi=ai*Vbasal (ton)
7	22.67	222.38	20.45	4547.62	0.16	76.79
6	36.55	358.53	17.70	6346.06	0.23	107.16
5	36.68	359.79	14.95	5378.85	0.19	90.83
4	36.55	358.53	12.20	4374.12	0.16	73.86
3	36.68	359.79	9.45	3400.01	0.12	57.41
2	36.55	358.53	6.70	2402.18	0.09	40.56
1	38.69	379.50	3.95	1499.03	0.05	25.31
		2397.06		27947.86	1.00	471.92

Fuente: Propia

Figura 11. Fuerzas inerciales estáticas aplicadas por nivel en dirección “X” e “Y”



Fuente: Propia

3.8.2 Cortante basal dinámica

Se utiliza el software Etabs 2017 para obtener el análisis dinámico. El método de combinación de las fuerzas internas producidas por sismo fue “Combinación Cuadrática Completa”, se obtienen los siguientes valores.

Tabla 22. Cortante de entrepiso y fuerzas inerciales dinámicas aplicadas en dirección “X”.

Nivel	Load Case/Combo	Vx	F iner
		tonf	tonf
7	S Din X Max	65.18	65.18
6	S Din X Max	145.78	80.59
5	S Din X Max	209.28	63.50
4	S Din X Max	258.30	49.03
3	S Din X Max	294.46	36.16
2	S Din X Max	318.07	23.61
1	S Din X Max	330.39	12.32
			330.39

Fuente: Propia

Tabla 23. Cortante de entrepiso y fuerzas inerciales dinámicas aplicadas en dirección “Y”.

Nivel	Load Case/Combo	Vy	F iner
		tonf	tonf
7	S Din Y Max	67.99	67.99
6	S Din Y Max	156.33	88.34
5	S Din Y Max	226.93	70.60
4	S Din Y Max	281.99	55.05
3	S Din Y Max	323.56	41.58
2	S Din Y Max	351.93	28.37
1	S Din Y Max	367.41	15.48
			367.41

Fuente: Propia

Tabla 24. Cortante basal para cada caso de sismo aplicado independientemente.

Dirección de sismo	FX	FY
	tonf	tonf
X	330.39	22.78
Y	22.78	367.41

Fuente: Propia

3.9 Amplificación de fuerzas sísmicas

La norma E.030 señala que la fuerza cortante basal dinámica debe ser por lo menos el 80% de la fuerza cortante basal obtenida por análisis estático, se elaboraron las siguientes tablas para la verificación.

Tabla 25. Factor de escala para cortante dinámico en dirección "X".

X				
Vestático	V Din	80%* V est	¿Vdin ≥ 80%Vest?	Factor de escala
tonf	tonf	tonf	Criterio	
471.92	330.39	377.54	Escarlar	1.143

Fuente: Propia

Tabla 26. Factor de escala para cortante dinámico en dirección "Y".

Y				
Vestático	V Din	80%* V est	¿Vdin ≥ 80%Vest?	Factor de escala
tonf	tonf	tonf	Criterio	
471.92	367.41	377.54	Escarlar	1.028

Fuente: Propia

Tabla 27. Cortantes dinámicas escaladas.

Valores de S dinámico escalados		
Load Case/Combo	FX	FY
	tonf	tonf
S Din X Max	377.64	26.03
S Din Y Max	23.41	377.70

Fuente: Propia

La norma E.030 establece que solamente deben ser amplificadas las fuerzas mas no los desplazamientos.

3.10 Sistema estructural

El sistema estructural asumido es de muros estructurales, según la norma E.030 para entrar en esta categoría de tipo estructural, los muros deben absorber un porcentaje mayor o igual al 70% de la cortante basal, se realiza la verificación en las siguientes tablas.

Tabla 28. Porcentaje de absorción de fuerza sísmica por elemento en dirección “X”.

Dirección X		
Elemento	Vx (ton)	% absorbido
Pórticos	2.15	1%
Placas	375.54	99%
	377.69	100%

Fuente: Propia

Tabla 29. Porcentaje de absorción de fuerza sísmica por elemento en dirección “Y”.

Dirección Y		
Elemento	Vy (ton)	% absorbido
Pórticos	19.56	5%
Placas	358.99	95%
	378.55	100%

Fuente: Propia

De las tablas se concluye que lo asumido estaba en lo correcto ($R_x = R_y = 6$), se puede apreciar que en la dirección X la rigidez que aportan las columnas es bastante baja, esto se debe a la gran longitud de los muros de corte ubicados en los límites de propiedad.

3.11 Control de derivas de entrepiso

Debido a las acciones sísmicas el edificio experimentará desplazamientos horizontales, estas deformaciones no deben superar los límites permisibles establecidos por norma. Se tiene el objetivo de otorgar suficiente rigidez a la estructura, puesto que mayores desplazamientos significan mayores daños. Los resultados de desplazamiento que se obtienen de Etabs son de una estructura ideal completamente lineal y elástica sometida a sollicitaciones sísmicas reducidas por “R”, por lo que se debe multiplicar por $0.75R$ ($0.75R$ es para estructuras regulares) para obtener los desplazamientos inelásticos. Se mostrarán los resultados de desplazamiento inelástico en las siguientes tablas a partir de las tablas 14 y 15.

Tabla 30. Deriva elástica e inelástica "X".

Entrepiso	Deriva elás	Deriva inelástica X-X			
		Regular		.75R * Deriva elás	Deriva límite
		%	Rx	0.75R	%
7	0.52	6	4.5	2.351	7.000
6	0.58	6	4.5	2.617	7.000
5	0.63	6	4.5	2.849	7.000
4	0.66	6	4.5	2.953	7.000
3	0.63	6	4.5	2.840	7.000
2	0.54	6	4.5	2.431	7.000
1	0.26	6	4.5	1.179	7.000

Fuente: Propia

Tabla 31. Deriva elástica e inelástica "Y".

Entrepiso	Deriva elás	Deriva inelástica Y-Y			
		Regular		.75R * Deriva elás	Deriva límite
		%	Ry	0.75R	%
7	0.59	6	4.5	2.638	7.000
6	0.72	6	4.5	3.257	7.000
5	0.85	6	4.5	3.811	7.000
4	0.94	6	4.5	4.218	7.000
3	0.96	6	4.5	4.317	7.000
2	0.90	6	4.5	4.065	7.000
1	0.50	6	4.5	2.255	7.000

Fuente: Propia

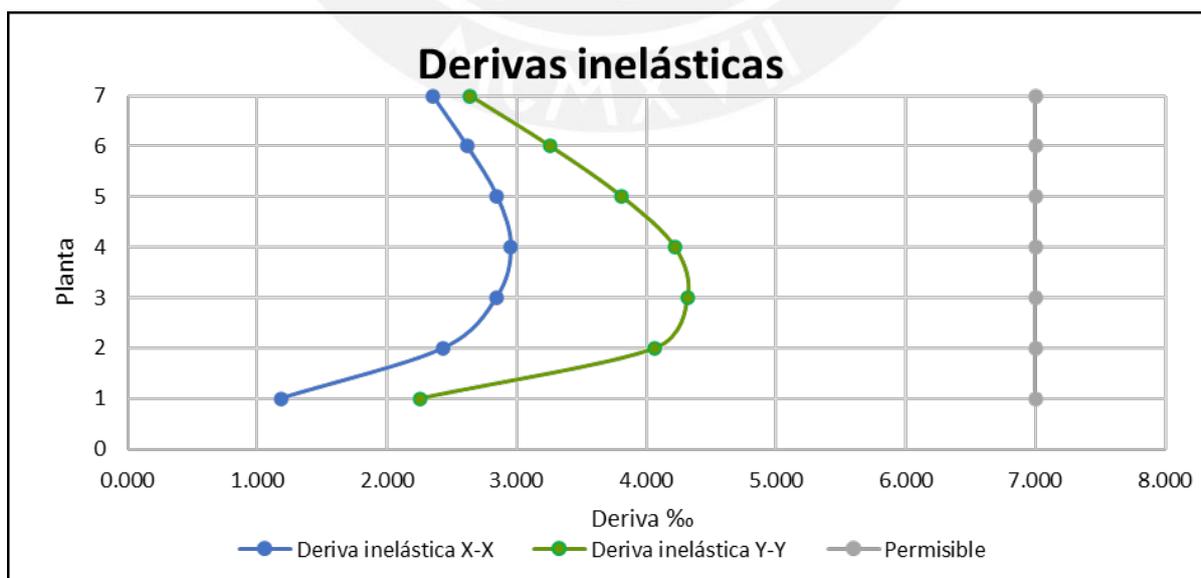


Figura 12. Comparativa de derivas respecto a la máxima deriva permisible de entrepiso.

Fuente: Propia

La máxima deriva en “X” representa un 42% de 0.007 y en “Y” representa un 62% de 0.007. Los resultados son coherentes con la estructuración, ya que la dirección corta “Y” posee pocos muros de gran dimensión, por lo que ser la dirección más flexible se materializa en las mayores derivas que presenta.

3.12 Desplazamientos máximos y junta sísmica

Las edificaciones se desplazan como consecuencia de solicitaciones sísmicas y de no haber un adecuado distanciamiento a las estructuras colindantes, estas impactarán y causarán daños no contemplados en el diseño. Estos efectos podrían colocar en grave riesgo a la integridad estructural y por ende poner en riesgo las vidas humanas; por lo tanto, es necesario realizar un correcto análisis bajo los lineamientos de la norma E.030 para calcular la junta sísmica “S”.

Tabla 32. Desplazamiento máximo en las direcciones principales.

Entrepiso	Desplazamiento máx Y	Desplazamiento máx X
	cm	cm
7	6.83	4.27
6	6.13	3.70
5	5.26	3.07
4	4.24	2.39
3	3.11	1.68
2	1.95	0.99
1	0.87	0.41

Fuente: Propia

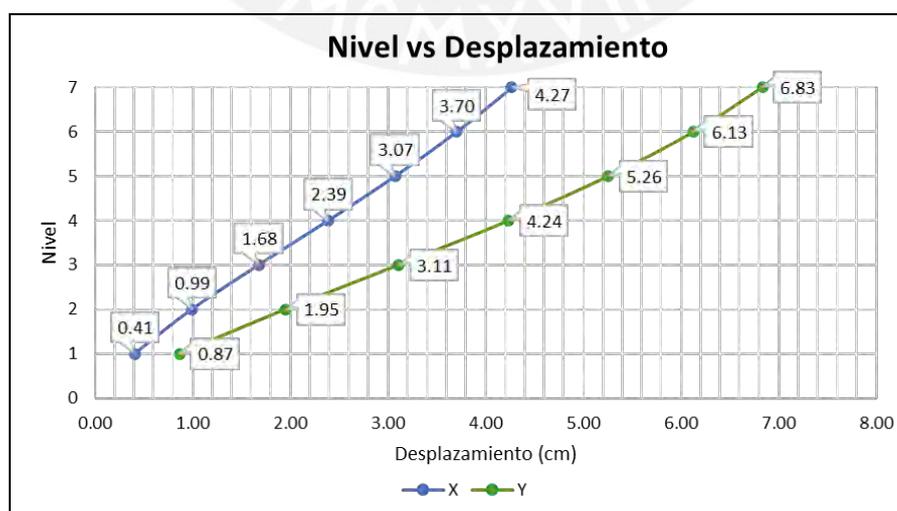


Figura 13. Desplazamiento máximo en las direcciones principales.

Fuente: Propia

El desplazamiento de interés es el de sentido “Y”, ya que el edificio se ubica entre 2 límites de propiedad.

- $S \geq 2/3 (\Sigma \text{Desplazamientos máximo de edificio adyacente})$

No se podrá aplicar este artículo pues se desconoce el desplazamiento de la edificación vecina.

- $S \geq 0.006H, S \geq 3 \text{ cm}$

Donde:

$H = \text{altura del edificio desde nivel del terreno} = 2.95 + 6 * 2.75 = 19.45 \text{ m}$

$S \geq 0.006 * 19.45 * 100 \text{ cm} = 11.67 \text{ cm}$

Adicionalmente, la norma establece que el edificio debe retirarse del límite de propiedad una distancia S_{l1} .

- $S_{l1} \geq 2/3 (\text{Desplazamiento máximo}) = 2/3 * 6.83 \text{ cm} = 4.56 \text{ cm}$
- $S_{l1} \geq S/2 = 11.67/2 = 5.84 \text{ cm}$

El mayor valor: $S_{l1} = 5.84 \text{ cm}$

Se opta por separar el edificio una distancia de 6.00 cm.

Capítulo 4: Diseño de losas aligeradas y macizas:

4.1. Losa aligerada

El modelo utilizado para el análisis de losa aligerada es una vigueta simplemente apoyada en los encuentros con vigas, columnas y placas.

Se considera una vigueta “T” típica de 0.4 m de ancho tributario y un alma de 0.10 m.

4.1.1. Metrado de cargas

Primero se realiza el metrado de cargas en servicio, como ejemplo se ha seleccionado el tramo de losa aligerada ubicado entre los ejes 1-2:

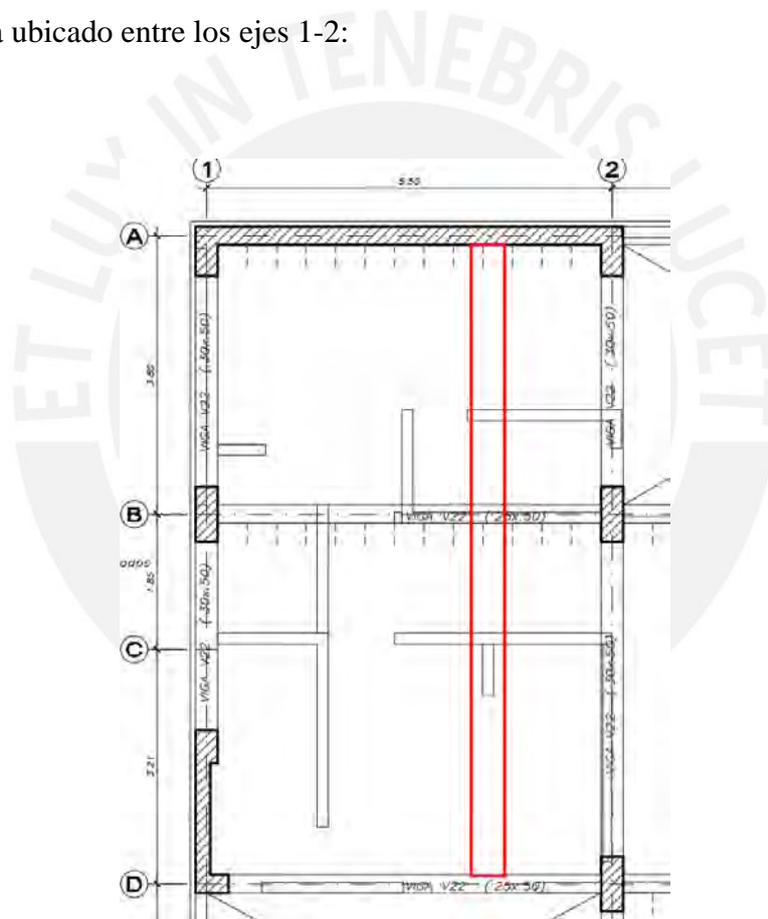


Figura 14. Franja de losa aligerada utilizada para el diseño.

Fuente: Propia

Datos:

Tabla 33. Datos para el metrado de losa aligerada.

PP aligerado h = 0.20 m (ton/m²)	0.300
P tabiquería h = 2.2 m (ton/m)	0.462
P tabiquería h = 2.5 m (ton/m)	0.525
Piso terminado e = 5cm (ton/m²)	0.100
A trib (m)	0.400
S/C pt (ton/m²)	0.200

Fuente: Propia

Carga muerta distribuida (Wm) en ton/m:

Tabla 34. Carga muerta losa aligerada.

Wm (ton/m)		
W peso propio	$0.3 * 0.40$	0.120
W piso terminado	$0.1 * 0.40$	0.040
W m (ton/m)		0.160

Fuente: Propia

Cargas puntuales en la vigueta Ptab en ton:

Tabla 35. Carga puntual sobre tabique.

PP tabique (ton/m)	$1.4 * 0.15 * 2.50$	0.525
PP puntual tabique (ton)	$0.525 * 0.40$	0.210

Fuente: Propia

Carga viva distribuida (Wv) en ton/m:

Tabla 36. Carga viva losa aligerada.

Wv (ton/m)			
W S/c	S/C * A trib	$0.2 * 0.40$	0.08

Fuente: Propia

Luego se aplica el factor de amplificación de cargas para la carga viva y muerta. Se presenta la carga última distribuida (Wu) y la carga última concentrada asociada al tabique que interseca perpendicularmente a la franja de losa aligerada en estudio:

Tabla 37. Cargas últimas para losa aligerada.

Pu tabique (ton/m)	$1.4 * P_{tab \text{ serv.}}$	0.735
PP puntual tabique (ton)	$1.4 * 0.210$	0.294
Wu (ton/m)	$1.4W_m + 1.7W_v$	0.360

Fuente: Propia

4.1.2. Procedimiento de diseño

La vigueta en análisis consta de 2 tramos, por lo que no se consideró alternancia de cargas

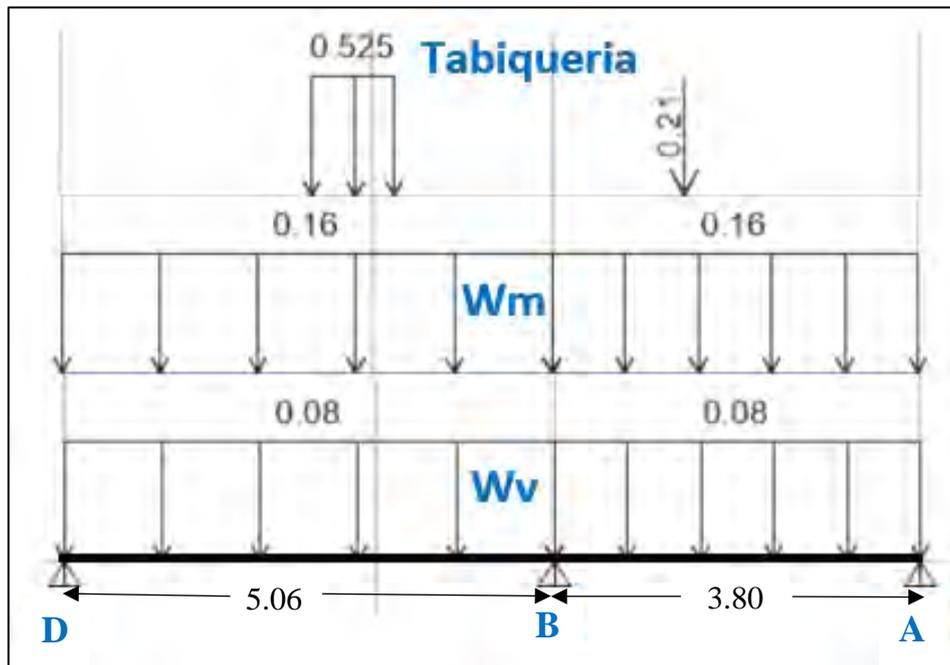


Figura 15. Cargas en servicio de vigueta en análisis.

Fuente: Propia

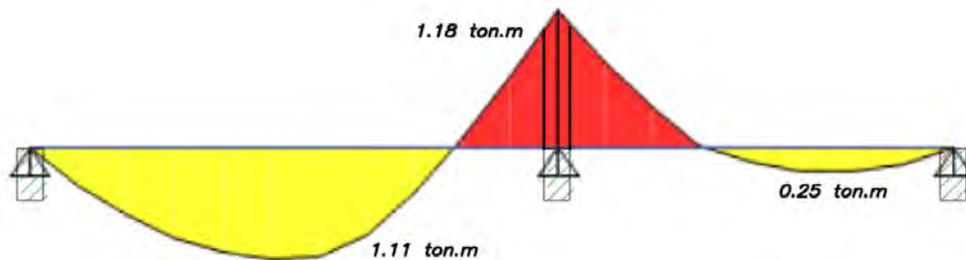


Figura 16. Diagrama de momento flector a cara de apoyos

Fuente: Propia

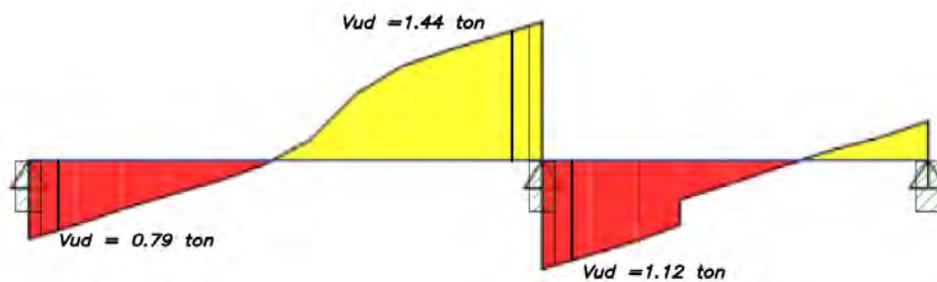


Figura 17. Diagrama de fuerza cortante a d de la cara de apoyos

Fuente: Propia

La siguiente etapa consiste en determinar la cantidad de acero de refuerzo necesario, para ello se va a diseñar a flexión y luego se va a determinar si es necesario el uso de ensanches mediante el diseño a corte.

Diseño a flexión:

Para el refuerzo de acero en flexión mínimo y máximo, se utiliza de referencia el libro “Apuntes del curso concreto armado I” del Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino.

El acero mínimo consiste en suministrar suficiente resistencia al elemento para asumir 1.2 veces el momento de agrietamiento, aunque de ser demasiado acero se podría usar 1.3 veces el acero de cálculo, el acero máximo es el 75% del acero balanceado, este límite es para evitar falla frágil.

Tabla 38. Acero mínimo y máximo

Peralte (h) m	Peralte efectivo (d)	Ig cm ⁴	M ⁺ cr	M ⁻ cr	As ⁺ min	As ⁻ min	A ⁺ sb	A ⁻ sb	As ⁺ máx	As ⁻ máx
0.2	0.17	11 800	260	505	0.41	1.01	10	3.61	7.5	2.71

Fuente: Apuntes del curso concreto armado I (Ottazzi, 2016)

El momento último requerido (Mu) se obtuvo a cara de los elementos, debido a las combinaciones de carga. El momento nominal requerido (Mn) es el resultado de dividir $\frac{Mu}{0.9}$.

Se va a utilizar el modelo de bloque de compresiones para el concreto:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2Mn}{(0.85 * f'c * b)}}$$

$$As = \frac{Mn}{fy * (d - \frac{a}{2})}$$

Donde:

- $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $b = \text{Base en compresión (cm)}$
- $d = 17 \text{ cm}$

- M_n = Momento nominal (ton.m)

A continuación, se presenta el cuadro resumen:

Tabla 39. Obtención del acero de refuerzo en losa aligerada.

Piso Típico	Tramo 1-2			
	1 (M+)	2 (M-)	3 (M+)	Apoyo (-)
Sección				
Eje				
b (m) = base en compresión	0.4	0.1	0.4	0.1
h(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
recubrimiento a eje (m)	0.03	0.03	0.03	0.03
d (m)	0.17	0.17	0.17	0.17
L1 (m) = longitud de cálculo	5.05		3.78	4.8
f'c (kg/cm ²)	210	210	210	210
Cálculo de acero de refuerzo				$wl^2/24$
Mu req (ton.m)	1.110	1.180	0.250	0.346
Mn req (ton.m)	1.233	1.311	0.278	0.384
a (cm)	1.048	5.080	0.230	1.316
As req (cm ²)	1.782	2.159	0.392	0.559
As insta (cm ²)	1ϕ3/8"+1ϕ1/2"	1ϕ1/2"+1ϕ1/2"	1ϕ3/8"	1ϕ3/8"
As insta (cm ²)	2.00	2.58	0.71	0.71
Mn insta (ton.m)	1.379	1.513	0.501	0.482
ϕM_n (ton.m)	1.241	1.362	0.451	0.434

Fuente: Propia

El refuerzo de acero negativo localizado en los extremos donde no puede empotrar se ha considerado $\frac{wl^2}{24}$, se tomó la luz libre más crítica ($l_n = 4.80$ m) y se obtuvo un acero requerido de 0.56 cm², el As mín es 1 cm², lo cual es $1\phi 1/2''$ y parece ser excesivo, por lo que se opta por usar $1.3 * As_{req}$ (0.73 cm²) $1\phi 3/8''$. Se ha observado un comportamiento satisfactorio en campo (Ottazzi, 2016).

Diseño por corte:

Debido a que en la losa aligerada no se colocan estribos, el concreto debe tener suficiente resistencia para asumir la cortante requerida, de necesitarse mayor resistencia, se consideran ensanches, ya que aumenta la resistencia a cortante de la losa y pueden ser alternos o corrido (según sea la demanda). El proceso constructivo consiste en retirar los ladrillos cercanos a los apoyos y sustituirlos por concreto.

Se extraen las fuerzas cortantes del diagrama de cortantes presentado y luego se realiza el traslado de estas a una distancia "d" (peralte efectivo) de la cara (V_u a d de cara).

El aporte del concreto es:

$$V_c = 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

La norma específica que la falla por corte es frágil, entonces nos indica usar un factor de reducción de resistencia de $\Phi = 0.85$. Se considera “ ΦV_c ” para el diseño.

El uso de ensanches se determina cuando el cortante último “ V_u ” a una distancia “ d ” de la cara es mayor a “ ΦV_c ”.

Se presenta la tabla resumen del procedimiento:

Tabla 40. Cálculo de ensanches.

Piso Típico	Tramo B-D	Tramo B-A
Sección	1 (M-)	2 (M-)
bw (m)	0.1	0.1
h(m)	0.2	0.2
recubrimiento a eje (m)	0.03	0.03
d (m)	0.17	0.17
L1 (m) = longitud de cálculo	5.05	3.78
f'c (kg/cm ²)	210	210
Vu a d de cara (ton)	1.440	1.120
Vc (ton)	1.436	1.436
ϕV_c	1.221	1.221
¿Vu < ϕV_c ?	No	Si
¿Usa ensanche?	Ensanche	No
Ensanche	Alternado	
ϕV_c (ton)	3.591	
¿Vu < ϕV_c ?	Ok	

Fuente: Propia

A partir de la tabla 41 se determina que el tramo B-A no necesita de ensanches, pero el tramo B-D necesita de un ensanche alternado hasta una distancia donde el concreto pueda asumir la cortante sin necesidad de ensanche.

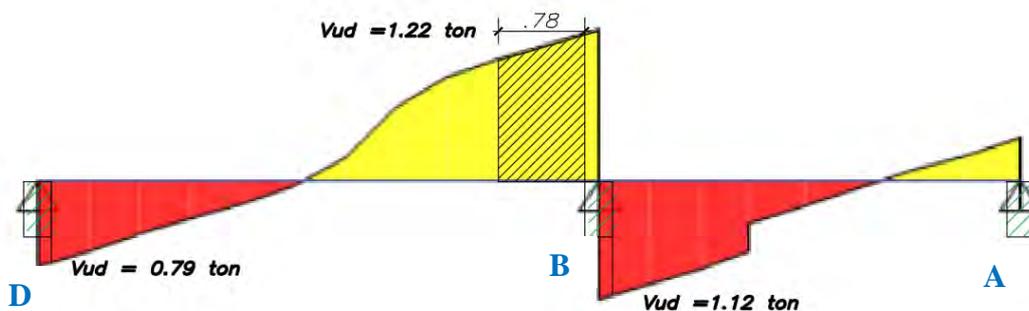


Figura 18. Longitud que requiere de ensanche.

Fuente: Propia

Long = 0.78 m, en obra es un equivalente a 3 ladrillos (90 cm) medido desde la cara de viga del eje B, la zona relativa al eje D no requiere ensanches, esto se debe a que hay un tabique cercano al eje B que aumenta las cortantes en la vigueta.

Corte de acero

Se debe determinar 1) Punto de inflexión (P.I.) y 2) Punto teórico de corte (intersección diagrama de momento con el aporte de una barra de refuerzo), luego se adiciona el valor de 1) “ d , $12d_b$ o $L_n/16$ ” o 2) “ $12d_b$ o d ” respectivamente.

- $d \Rightarrow 17$ cm
- $12d_b \Rightarrow 3/8"$: 11.4 cm, $1/2"$: 15.2 cm
- $L_n/16 \Rightarrow$ B-D: 30 cm, D-E: 22cm
- $l_a \Rightarrow 3/8"$: 34 cm, $1/2"$: 45 cm (Longitud de anclaje en tracción para barras inferiores)

La barra negativa de $1/2"$ debe extenderse al mayor valor entre (d , $12d_b$, $l_n/16$) más allá del punto de inflexión.

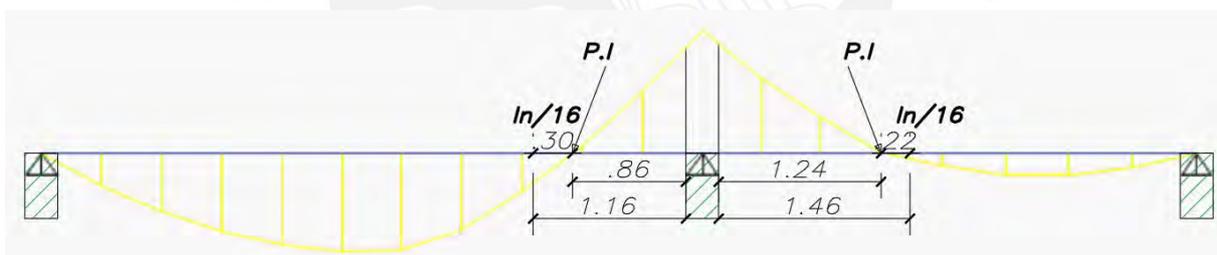


Figura 19. Corte de acero negativo

Fuente: Propia

Por redondeo, se considera un valor de 1.50 m ambos lados

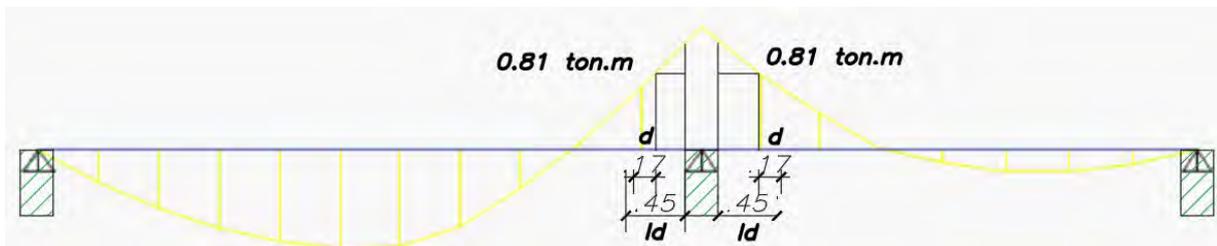


Figura 20. Corte de bastones negativos.

Fuente: Propia

Los bastones negativos de 1/2" del apoyo intermedio requieren de 50 cm medidos desde la cara; para simplificar y uniformizar el corte de bastones se opta por hacer un corte a 30 cm del extremo de la barra negativa más larga, por lo que se obtiene una longitud de 1.20 m de bastón medido desde la cara del apoyo.

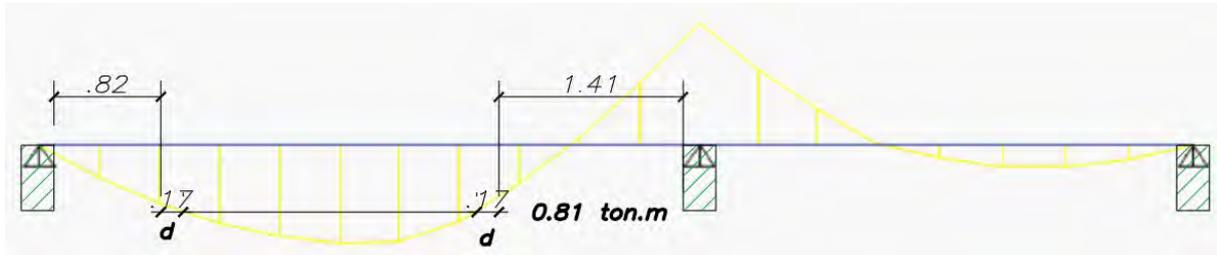


Figura 21. Corte de bastones positivos

Fuente: Propia

La barra de 1/2" es corrida, $\phi M_n (1/2") = 0.81 \text{ ton.m}$, por lo que el bastón de 3/8" debe cortarse a "d" de los puntos teóricos de corte, para uniformizar se opta por cortar a 0.80m de la cara de los apoyos.

Se presenta el resumen:

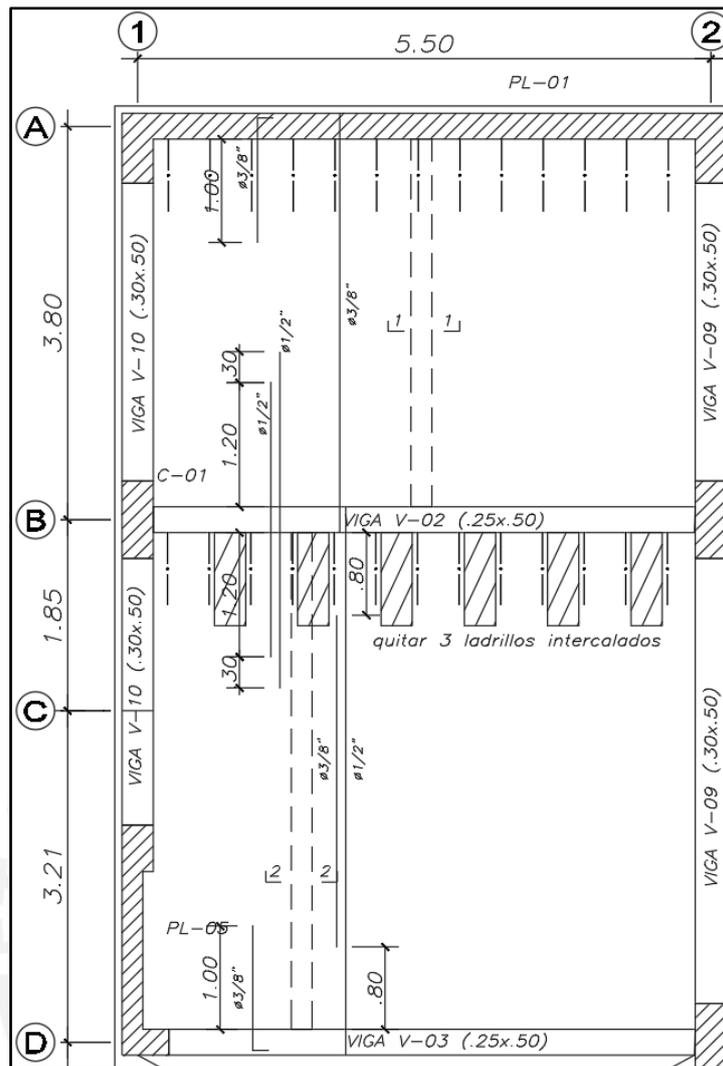


Figura 22. Corte de acero.

Fuente: Propia

Las barras que no pueden desarrollar longitud de anclaje en las placas, terminan en gancho estándar, la longitud del gancho debe ser $16d_b$,

- $1/2" \Rightarrow 16 * 1.27 = 20.3 \text{ cm}$
- $3/8" \Rightarrow 16 * 0.95 = 15.2 \text{ cm}$

4.1.3. Control de fisuración

Los esfuerzos de tracción que se producen cuando la viga está en flexión, pueden provocar que el aligerado se fisure. Por tal motivo, la norma E.060 exige el uso del parámetro Z que permite el control de las fisuras.

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

Donde:

- f_s : Esfuerzo del acero producido debido a las cargas de servicio
- d_c : Espesor del recubrimiento en tracción que comprende desde el extremo hasta el centro de barra de acero próximo
- A_{ct} : Área efectiva de concreto que recubre al refuerzo de acero en tracción donde el centroide de ambos se superpone; dicho valor es dividido entre el número de barras de acero de refuerzo.

Además, la norma E.060 señala que el parámetro Z sea menor o igual que 26000 kg/cm para condición normal de exposición, se resume en la siguiente gráfica:

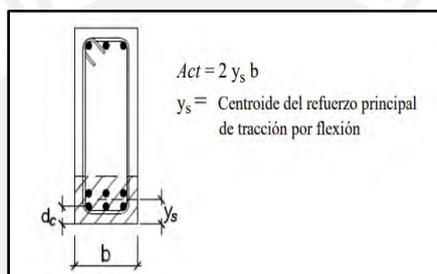


Figura 23. Área efectiva de concreto en tracción.

Fuente: NTP E.060

Se calcula el parámetro Z para el máximo momento producido por cargas de servicio, y corresponde a una vigueta entre los ejes 1-2

Tabla 41. Control de fisuración.

	M-	M+
b (Tracc) (cm)	40	10
d_c (cm)	3	3
d (cm)	17	17
y_s (cm)	3	3
N° barras (n)	2	1.55
A_{ct} (cm²)	120	38.71
M_s (ton.m)	0.92	0.757
A_s (cm²)	2.54	1.98
f_s (kg/cm²)	2367	2499
Z calculado (kg/cm)	16841	12191
Z límite (kg/cm)	26000	26000
¿Fisura?	No fisura	No fisura

Fuente: Propia

Se concluye que el aligerado no fisura, debido a que el Z más crítico es menor al Z límite de la norma (26 000 kg/cm)

4.1.4. Control de deflexión:

Las deflexiones que se derivan de las cargas en condición de servicio no deben ser excesivas, pues darán un mal aspecto estético y crea la posibilidad de daños en elementos no estructurales.

La norma E.060 señala peraltes mínimos para controlar la deflexión, de no cumplirse esta relación debe procederse a calcular la deflexión y esta no debe superar el límite permisible.

Peralte mínimo para controlar deflexión según la Figura 24.

La vigueta tiene un extremo continuo, por lo que corresponde la siguiente fórmula:

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Figura 24. Tabla 9.1 Peraltes mínimos a menos que se calculen deflexiones.

Fuente: NTE E0.60

- Peralte mínimo = $\frac{l}{18.5} = \frac{480}{18.5} = 25.9$ cm

La vigueta al tener un peralte de 20 cm requiere de cálculo para controlar deflexiones.

Primero se determina el Momento de agrietamiento “Mcr” y el Momento actuante “Ma”, ya que de ser el caso $Ma > Mcr$, se deberá trabajar con una Inercia efectiva “Ief” o en caso contrario, no se agrietaría y se utiliza la sección bruta “Ig”. Se presentan las ecuaciones que se emplearán para el cálculo.

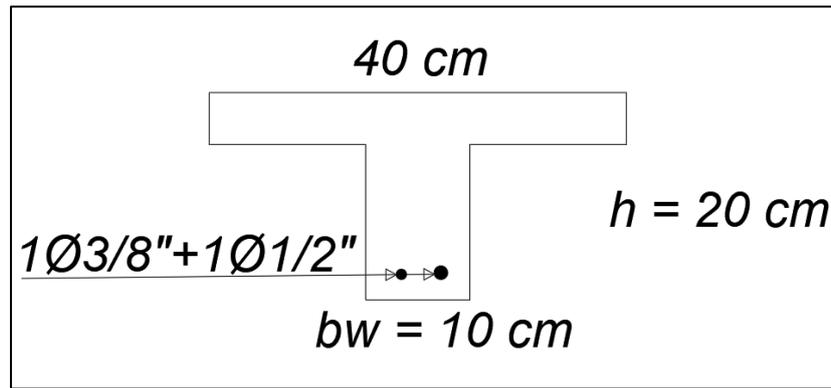


Figura 25. Sección de vigueta en estudio en tramo central (entre ejes D-B,1-2)

Fuente: Propia

$$I_{cr} = \frac{bf * c^3}{3} + n * A_s * (d - c)^2 \quad (\text{El eje neutro está dentro del ala, } c = 3.52 \text{ cm})$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}, \quad \text{donde } f_r = 2\sqrt{f'c}$$

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$

La fórmula de la inercia efectiva “I_{ef}”, fue tomada del ACI 318SR-14, es una transición entre la Inercia bruta “I_g” y la Inercia fisurada “I_{cr}”, por lo que no puede ser mayor que “I_g”.

Tabla 42. Cálculo de inercia efectiva (I_{ef})

I _g (cm ⁴)	Y _t (cm)	I _{cr} (cm ⁴)	M _a (kg.m)	M _{cr} (kg.m)	I _{ef} (cm ⁴)
11800	13.21	3925	760	259	4236

Fuente: Propia

Para calcular la deflexión en el tramo central se utiliza la siguiente fórmula extraída del libro “apuntes del curso concreto armado I” (Ottazzi, 2016).

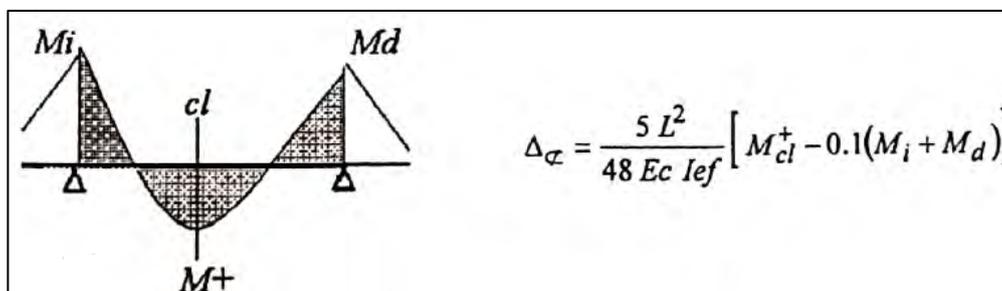


Figura 26. Cálculo de deflexión en el tramo central

Fuente: Apuntes del curso concreto armado I, (Ottazzi, 2016)

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

Donde L es la luz entre apoyos, “M_{cl}” es el momento positivo en el tramo central, “M_i” y “M_d” son los momentos negativos en los apoyos, “E_c” es el módulo de elasticidad del concreto e “I_{ef}” es el momento de inercia efectivo.

Sean los momentos en servicio de la carga muerta y viva:

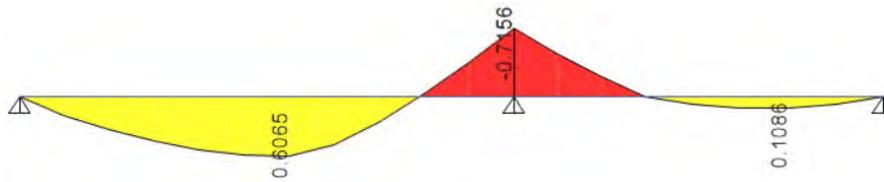


Figura 27. DMF (ton.m) para cargas muertas.

Fuente: Propia

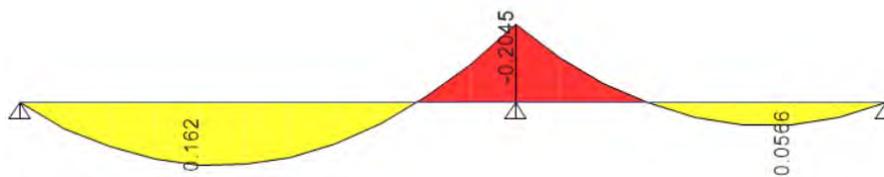


Figura 28. DMF (ton.m) para cargas vivas.

Fuente: Propia

Tabla 43 Deflexiones instantáneas por carga muerta y carga viva

	L (cm)	M _{cl} (kg.m)	M _i (kg.m)	M _d (kg.m)	δ _i (cm)
Cm	505	607	0	716	1.54
Cv	505	151	0	205	0.38

Fuente: Propia

A estas primeras deflexiones inmediatas “δ_i” le seguirán deflexiones a lo largo del tiempo debido al flujo plástico y a la retracción del concreto, también conocidas como deflexiones diferidas “δ_d”, la deflexión tiene múltiples variables, por lo que el cálculo en esencia es más probabilístico y no determinístico como las normas lo enfocan (Ottazzi, 2016).

La deflexión diferida se obtiene de:

$$\delta_d = \delta_i * \lambda \Delta$$

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

Donde “ ξ ” depende del tiempo para cargas sostenidas, según la norma E.060 para 5 años su valor es 2; y “ ρ' ” es cuantía de acero en compresión a la mitad de luz libre, la vigueta en estudio no lleva acero en compresión en el tramo central, entonces reemplazando $\rho' = 0$ en la ecuación anterior queda:

$$\lambda \Delta = 2$$

- Deflexiones inmediatas

- a) Deflexión inmediata de carga muerta “ δ_{icm} ”

$$\delta_{icm} = 1.54 \text{ cm}$$

- b) Deflexión inmediata de carga viva al 100% “ δ_{icv} ”

$$\delta_{icv} = 0.38 \text{ cm}$$

- c) Deflexión inmediata carga viva al 30% “ $\delta_{icv} (30\%)$ ”. Se estima que 30% es el porcentaje presente de carga viva (Ottazzi, 2016)

$$\Delta_{icv} (30\%) = 0.38 * 0.30 = 0.11 \text{ cm}$$

- Deflexiones diferidas

- d) Deflexión diferida de carga muerta “ δ_{dcm} ”

$$\delta_{dcm} = \delta_{icm} * \lambda \Delta = 1.54 * 2 = 3.08 \text{ cm}$$

- e) Deflexión diferida de carga viva al 30% “ $\delta_{dcv} (30\%)$ ”

$$\delta_{dcv} (30\%) = \delta_{icv} (30\%) * \lambda \Delta = 0.11 * 2 = 0.22 \text{ cm}$$

- Deflexiones máximas admisibles según la tabla 44.

Tabla 44. Deflexiones límite

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$l/360$ 1)
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$l/480 ‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240 §$ 2)

Fuente: NTE E0.60

- 1) Límite de deflexión inmediata debida a carga viva

$$\delta_{icv} \leq \frac{l}{360} \Rightarrow 0.38 \text{ cm} \leq \frac{480}{360} \Rightarrow 0.38 \text{ cm} \leq 1.33 \text{ cm} \dots \text{Ok}$$

- 2) Límite de suma de deflexión a largo plazo (diferida) de cargas permanentes y deflexión inmediata de carga viva.

$$\sum \delta = \delta_{dcm} + \delta_{dcv} (30\%) + \delta_{icv} (30\%) = 3.08 + 0.22 + 0.11 = 3.41 \text{ cm}$$

$$\sum \delta \leq \frac{l}{240} \Rightarrow 3.41 \text{ cm} \leq \frac{480}{240} \Rightarrow 3.41 \text{ cm} \leq 2.00 \text{ cm} \dots \text{Requiere tratamiento}$$

La vigueta tiene una deflexión mayor al límite permisible, por lo que se deberá proporcionar una contra flecha equivalente a:

$$\delta_{\text{contraflecha}} = \delta_{\text{cálculo}} - \delta_{\text{lím}} = 3.41 - 2 = 1.41 \text{ cm}$$

Este valor de contraflecha es ligeramente menor a las deflexiones inmediatas $\delta_{icm} + \delta_{icv} (30\%) = 1.54 + 0.11 \text{ cm} \Rightarrow 1.65 \text{ cm}$. Para reducir la posibilidad de que las deflexiones afecten la apariencia de la losa, es conveniente especificar una contraflecha que compense las deflexiones inmediatas debidas a la carga muerta y a la parte de la carga viva permanente. (Ottazzi, 2016).

Capítulo 5: Diseño de vigas

5.1. Vigas chatas

5.1.1. Metrado y modelo de análisis

El diseño se realiza con las cargas de gravedad amplificadas ($1.4W_m + 1.7W_v$), debido a que su objetivo será de soportar cargas de gravedad y no de sismo, no es necesario determinar la envolvente de cargas.

La carga muerta (W_m) comprende el peso propio (PP), el peso del piso terminado (PPpt), y el peso de la tabiquería que se encuentra sobre la viga chata.

La carga viva (W_v) comprende la sobrecarga (S/C), para piso típico es 0.2 ton/m^2 y para la azotea es de 0.1 ton/m^2 .

El modelo se idealiza como una barra simplemente apoyada en sus extremos.

Se ha seleccionado la viga chata comprendida entre los ejes 1-2 y A-B para el ejemplo de diseño. En la siguiente figura se muestra su ubicación:

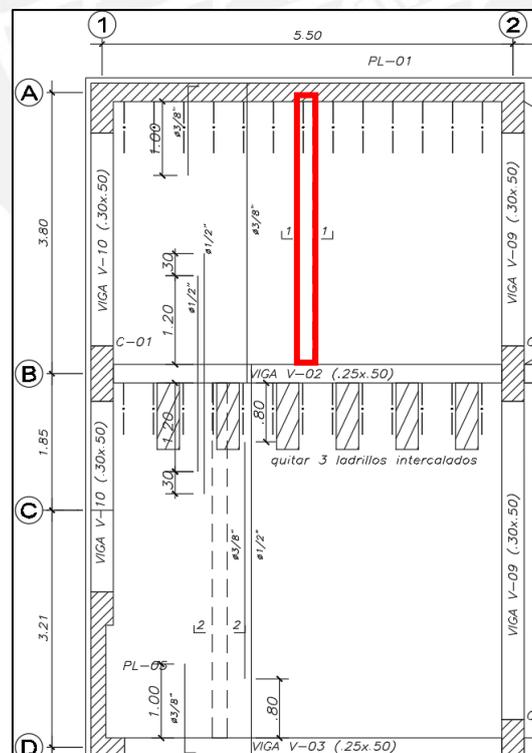


Figura 29. Ubicación de la viga chata en estudio

Fuente: Propia

Metrado de cargas

Datos:

Tabla 45. Datos para metrado viga chata

Eje	1-2 y A-B
b (m)	0.20
h (m)	0.20
d (m)	0.17
Luz de cálculo (m)	3.6
f^c (kg/cm ²)	210
PEc (ton/m ³)	2.4
PPpt (ton/m ²)	0.1
S/Cpt (ton/m ²)	0.2
PEtab (ton/m ³)	1.4
e tab (m)	0.15
h tab (m)	2.50

Fuente: Propia

La viga chata tiene dimensiones $b \times h = 0.20 \times 0.20$ m el peralte corresponde al espesor de losa aligerada ($h = 0.20$ m).

Carga muerta (Wm):

Tabla 46 Distribución de carga muerta sobre viga chata

Wm (ton/m)		
W _{pp}	PEc * b * h	0.096
W _{pt}	PPpt * b	0.020
Total		0.116

W _{tab}	PEtab * e tab * h tab	0.525
------------------	-----------------------	-------

Fuente: Propia

Cargas últimas:

A partir de las cargas en servicio, es posible obtener las cargas últimas amplificando la carga muerta (Wm) por 1.4 y la carga viva (Wv) por 1.7.

Tabla 47 Cargas últimas para vigas chatas

Carga última (ton/m)		
W _u	1.4W _m	0.162
W _{u tab}	1.4W _{tab}	0.735

Fuente: Propia

Se muestra la distribución de cargas en servicio para la viga chata en estudio:

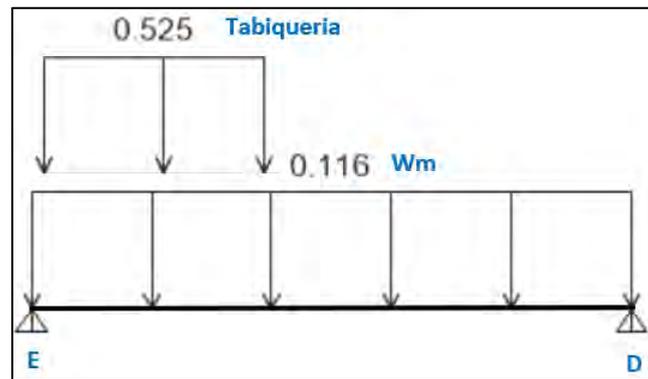


Figura 30. Distribución de cargas en servicio sobre la viga chata

Fuente: Propia

La carga última obtenida se instala en la viga chata y genera el siguiente diagrama de momento flector y fuerza cortante:

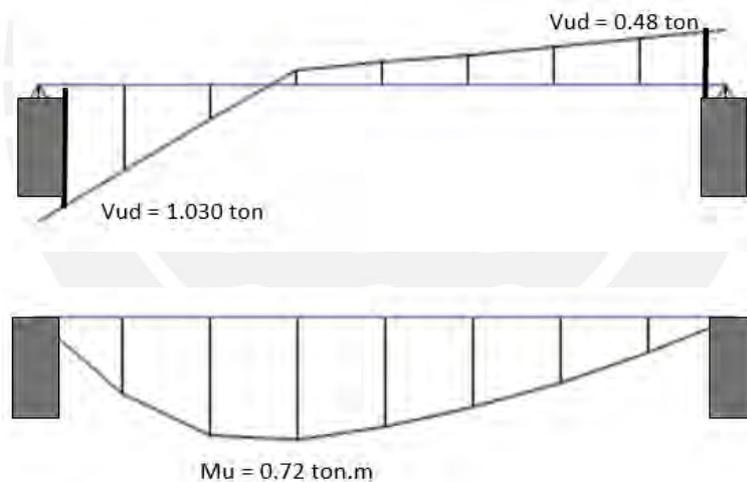


Figura 31. Diagrama de fuerza cortante y momento flector de la viga chata

Fuente: Propia

5.1.2. Diseño a flexión:

La norma E.060 establece el refuerzo de acero mínimo y máximo en tracción por flexión para secciones rectangulares, el objetivo es que la falla de la sección sea por tracción (dúctil).

La cuantía máxima es $\rho_{\text{máx}} = 0.75 * \rho_b$, donde “ ρ_b ” es la cuantía balanceada. El valor de $\rho_b = 2.13 \%$ para secciones rectangulares con $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Entonces el acero balanceado es igual a:

$$\rho_b = \frac{Asb}{b*d}$$

$$0.0213 = \frac{Asb}{20 * 17}$$

$$Asb = 7.24 \text{ cm}^2$$

Finalmente, el acero máximo es $As \text{ máx} = 0.75 * Asb = 5.4 \text{ cm}^2$

El acero mínimo se obtiene de la siguiente fórmula:

$$As \text{ mín} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} bw * d$$

Donde:

- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $b = 20 \text{ cm}$
- $d = 17 \text{ cm}$

Finalmente, el $As \text{ mín} = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200} 20 * 17 = 0.82 \text{ cm}^2$.

Las fórmulas son las mismas que se utilizó para el diseño de losa aligerada, a continuación, se presenta el cuadro resumen:

Tabla 48. Cálculo del acero de refuerzo a flexión en viga chata

Piso Típico	Eje A-B, 1-2
Sección	M+
Eje	1-2
b (m) = base en compresión	0.2
h (m)	0.2
recubrimiento a eje (m)	0.03
d (m)	0.17
L1 (m) = longitud de cálculo	3.6
Ubicación	Central
Mu req (ton.m)	0.72
Mn req (ton.m)	0.800
a (cm)	1.374
As req (cm ²)	1.168
As corrido	2ø3/8"
As corrido (cm ²)	1.42
As bastones	-
As bastones (cm ²)	0.00
	Ok
As total (cm ²)	1.42
Mn (ton.m)	0.964
φMn (ton.m)	0.868
As min (cm ²)	0.821
As max (cm ²)	5.406

Fuente: Propia

Finalmente, el acero considerado para la sección central (momento positivo) es 2ø3/8" corridos. Se cumple con el acero mínimo establecido por la norma E.060, para el acero negativo se utilizó el acero mínimo exigido por la norma, en este caso (2ø3/8").

5.1.3. Diseño por corte:

El procedimiento de diseño es similar que para losa aligerada excepto que, en lugar de hallar ensanches, se determina la cantidad y espaciamiento de los estribos. Preliminarmente en la etapa de predimensionado, se eligió ancho de viga chata de 20 cm, ya que es suficiente para que el concreto tome completamente la cortante requerida, de modo que se optó por colocar estribos de ø1/4" para el armado.

El aporte en resistencia del concreto se obtiene de la fórmula:

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

Donde:

- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $b = 20 \text{ cm}$
- $d = 17 \text{ cm}$

Se procede a calcular el espaciamiento mínimo entre estribos:

Tabla. 49 Cálculo de estribos

Viga Eje B	Eje A-B, 1-2
b (m)	0.2
h (m)	0.2
d (m)	0.17
f'c (kg/cm²)	210
As (cm²)	ϕ1/4"
	0.32
Luz libre Ln (m)	3.5
Sección	a "d" de la cara
Vud (ton)	1.4
Vc (ton)	2.61
ϕVc (ton)	2.22
s req = $A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$	-

Fuente: Propia

Debido a que la resistencia que aporta el concreto (ϕV_c) es mayor a la fuerza de corte a "d" de la cara (V_{ud}), entonces se utiliza estribos mínimos.

Conservadoramente se toma la siguiente distribución de estribos.

$$1/4" \phi : 1 @ .05, 6 @ .10, \text{Rto.} @ .25$$

La configuración final del refuerzo de acero se presenta a continuación:

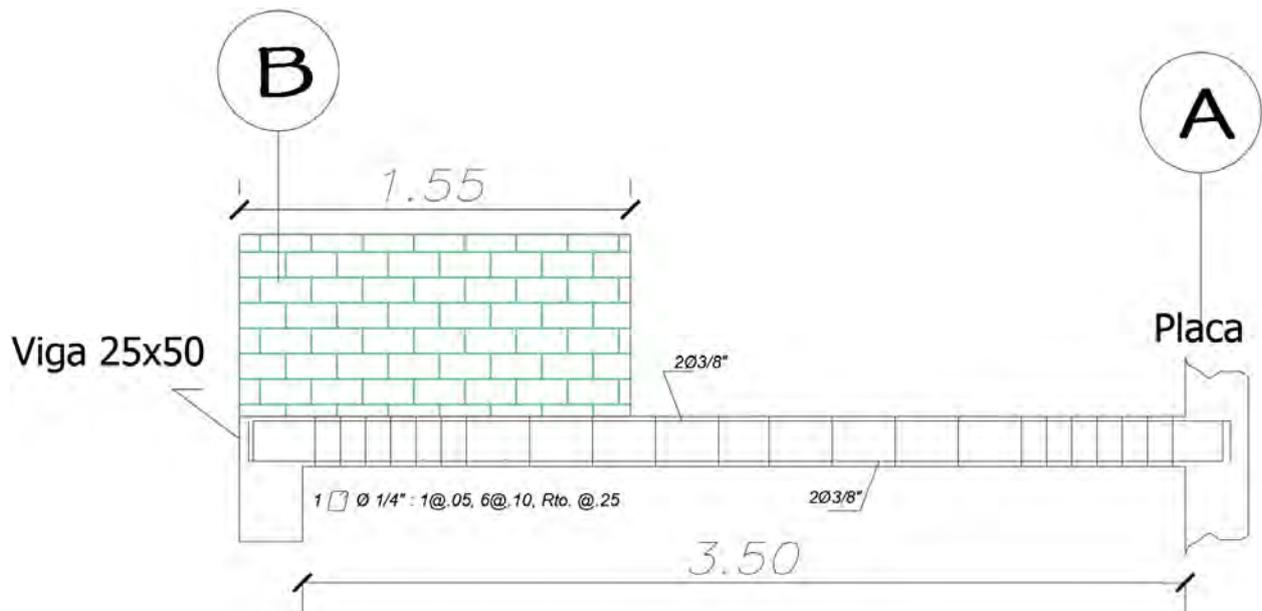


Figura 32. Distribución de acero de refuerzo para la viga chata

Fuente: Propia

5.2. Vigas peraltadas:

Consideraciones para el metrado y modelo de análisis:

Para el metrado de cargas se considera el peso de los siguientes elementos sobre el área de influencia:

- Peso propio del elemento estructural
- Piso terminado
- Tabiquería
- Losa aligerada y maciza
- Sobrecarga (S/C)

El diseño de viga se realiza tanto a flexión como a cortante para luego determinar el control de fisuración y deflexión según lo establece la norma E.060.

El objetivo de diseño es que la viga pueda asumir las fuerzas generadas por las cargas de gravedad y de sismo de manera dúctil.

El modelo considera extremo con empotramiento si los aceros longitudinales son capaces de desarrollar su longitud de anclaje; de lo contrario será simplemente apoyado.

Viga longitudinal/ Eje B y 1-3:

Se muestra el diseño de la viga longitudinal ubicada en el eje B.

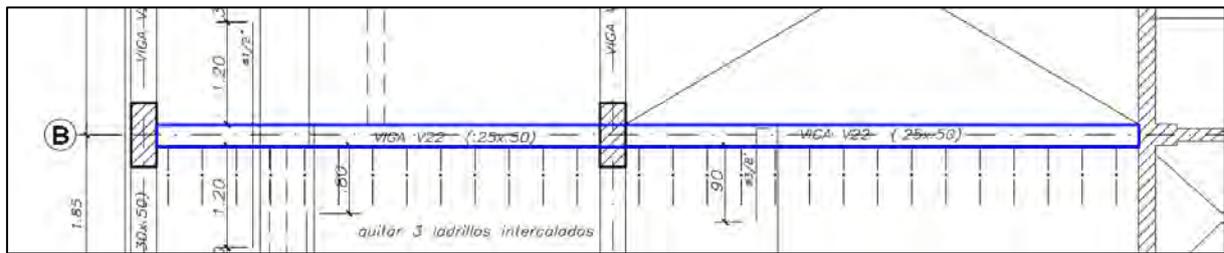


Figura 33. Ubicación de viga peraltada en el eje B

Fuente: Propia

5.2.1. Metrado de cargas:

Se determinan las cargas de gravedad en servicio que actúan sobre la viga:

Datos:

Tabla 50. Datos para el metrado de viga

b (m)	0.25
h (m)	0.5
Pec (ton/m ³)	2.4
PPpt (ton/m ²)	0.1
PEtab (ton/m ³)	1.4
e tab (m)	0.15
h tab (m)	2.2
S/c típica (ton/m ²)	0.2
S/c azotea (ton/m ²)	0.1

Fuente: Propia

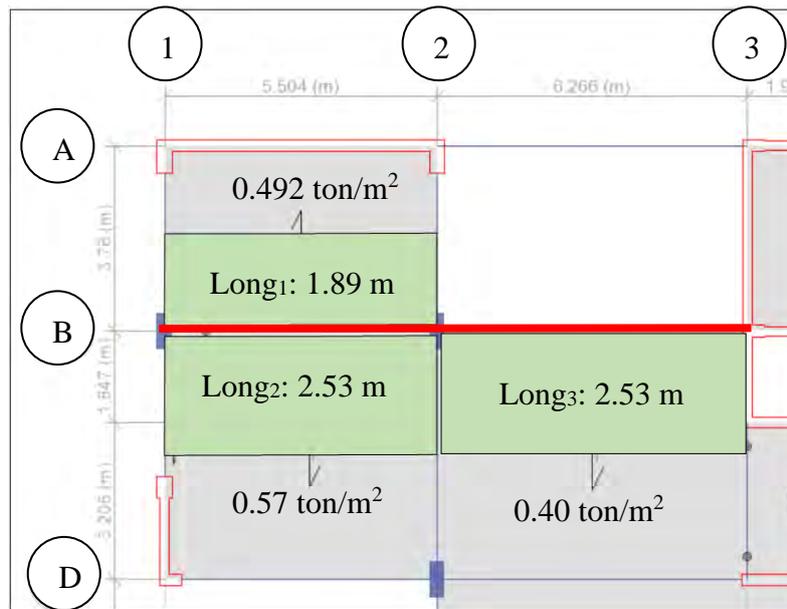


Figura 34. Áreas tributarias de viga en eje B

Fuente: Propia

Carga muerta: W_m

Tabla 51. Cálculo de carga muerta entre ejes 1-2

W tributaria + PP (ton/m)		
W _{pp}	$PE_c * b * h$	0.30
W _A tributaria	$L_{trib1} * 0.492 + L_{trib2} * 0.57$	2.37
W tributaria + PP (ton/m)		
		2.67

Peso uniforme de tabique (ton/m)	$PE_{tab} * h_{tab} * e_{tab}$	0.462
----------------------------------	--------------------------------	-------

Fuente: Propia

Carga viva: W_v

Tabla 52. Cálculo de carga viva entre ejes 1-2

W _v (t/m)		
W _{s/c}	$L_{trib1} * 0.2 + L_{trib2} * 0.2$	0.883

Fuente: Propia

Para la distribución de cargas se ha considerado el área tributaria; es decir, el área de influencia donde actúa la carga y es trasladada hacia la viga.

Para obtener los esfuerzos de carga muerta y carga viva, en el modelo de Etabs V17, se aísla un piso y se empotran las columnas y placas a los extremos. No se trabajó con el modelo completo de 7 niveles con el objetivo de evitar momentos positivos en los apoyos, debido al acortamiento en las columnas.

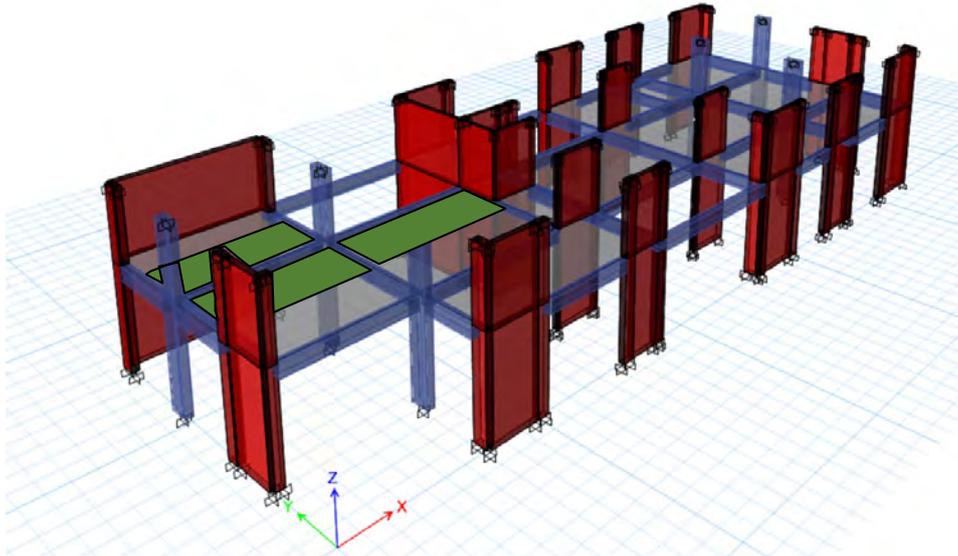


Figura 35. Planta aislada para cálculo de fuerzas internas de C_m y C_v

Fuente: Propia

Las fuerzas internas de sismo en “X” e “Y” se obtuvieron a partir del modelo tridimensional de 7 niveles de Etabs. Para el modelado de vigas se aisló cada tramo y se liberaron las restricciones de giro en los apoyos y en su lugar se colocaron los momentos provenientes de cargas vivas y cargas muertas.

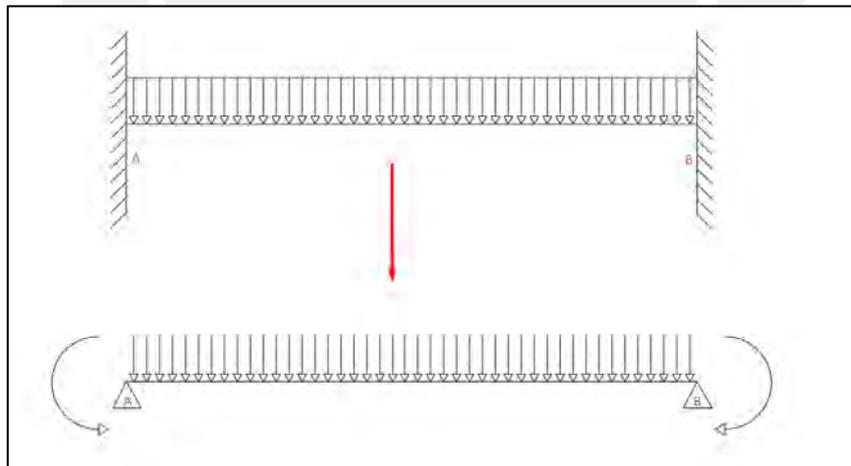


Figura 36. Asimilación de modelo hiperestático a viga simplemente apoyada con momentos en los extremos

Fuente: Propia

5.2.2. Diseño a flexión:

Para el diseño se va a considerar la envolvente de momentos debido a carga muerta, viva y de sismo obtenido con el software ETABS.

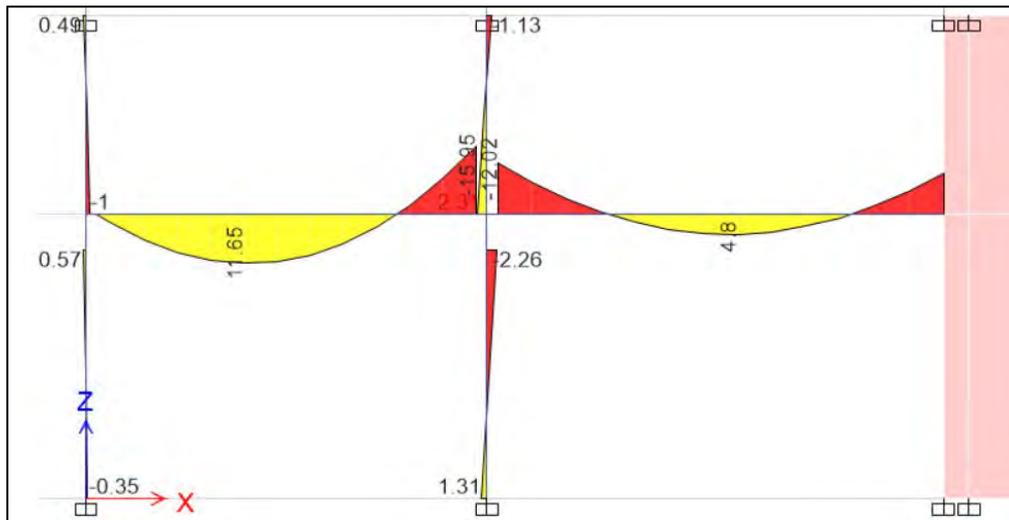


Figura 37. Diagrama de momentos ton*m, bajo 1.4Cm + 1.7Cv tramos 1-2 y 2-3.

Fuente: Propia

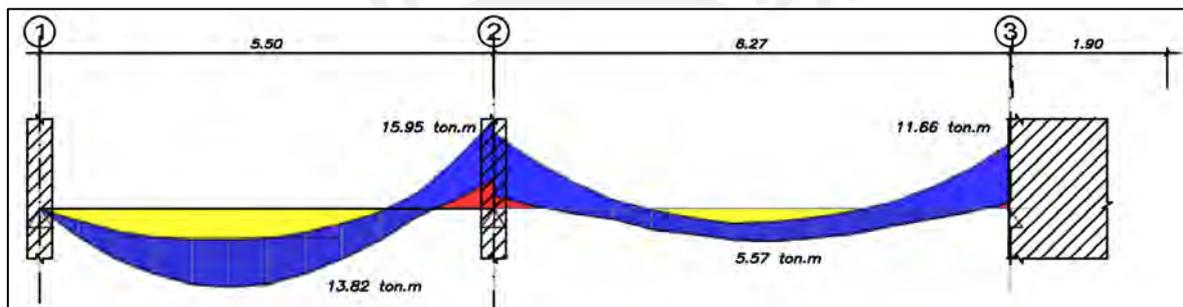


Figura 38. Envolvente de momentos ton*m, tramos 1-2 y 2-3.

Fuente: Propia

El momento último (M_u) se obtiene a partir de la envolvente de momento flector. El momento nominal requerido (M_n) es el resultado de dividir $\frac{M_u}{0.9}$.

Se va a utilizar el modelo de bloque de compresiones para el concreto.

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2M_n}{0.85 f'c bw}}$$

El área de acero se determina mediante la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Donde:

- d = Peralte efectivo medido desde fibra extrema en compresión al centroide de barras

- M_n = Momento nominal requerido (ton.m)
- f'_c = Esfuerzo del concreto en compresión 210 kg/cm²
- b = Base de la sección transversal de la viga (m)
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero 4200 kg/cm²

La cuantía máxima es $\rho_{\text{máx.}} = 0.75 * \rho_b$, donde “ ρ_b ” es la cuantía balanceada. El valor de $\rho_b = 2.13 \%$ para secciones rectangulares con $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Entonces el acero balanceado es igual a:

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b * d}$$

$$0.0213 = \frac{A_{sb}}{25 * 44}$$

$$A_{sb} = 23.43 \text{ cm}^2$$

Finalmente, el acero máximo $A_{s \text{ máx.}} = 0.75 * A_{sb} = 0.75 * 23.43 = 17.5 \text{ cm}^2$

El acero mínimo se obtiene de la siguiente fórmula:

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

Finalmente, $A_{s \text{ mín.}} = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} 25 * 44 = 2.66 \text{ cm}^2$.

Se presenta la tabla resumen:

Tabla 53. Cálculo de acero de refuerzo en viga

Piso Típico	Eje B			
Sección	1 (M+)	2 (M-)	3 (M+)	4 (M-)
Eje	1-2	2	2-3	3
b (m) = base en compresión	0.25	0.25	0.25	0.25
h (m)	0.5	0.5	0.5	0.5
recubrimiento a eje (m)	0.06	0.06	0.06	0.06
d (m)	0.44	0.44	0.44	0.44
L1 (m) = longitud de cálculo	5.5		6.27	
Cálculo de acero de refuerzo				
Ubicación	Central	Apoyo	Central	Apoyo
Mu req (ton.m)	13.82	15.95	5.57	11.66
Mn req (ton.m)	15.356	17.722	6.189	12.956
a (cm)	8.676	10.211	3.274	7.185
As req (cm ²)	9.218	10.849	3.478	7.634
As corrido	2ϕ3/4"	2ϕ3/4"	2ϕ3/4"	2ϕ3/4"
As corrido (cm ²)	5.70	5.70	5.70	5.70
As bastones	2ϕ5/8"	2ϕ3/4"	-	1ϕ5/8"
As bastones (cm ²)	4.00	5.70	0.00	2.00
	Ok	Ok	Ok	Ok
As total (cm ²)	9.70	11.40	5.70	7.70
Mn (ton.m)	16.07	18.50	9.89	13.06
ϕ Mn (ton.m)	14.46	16.65	8.90	11.75
As min (cm ²)	2.66	2.66	2.66	2.66
As max (cm ²)	17.49	17.49	17.49	17.49

Fuente: Propia

La norma E.060 señala que las vigas que asuman fuerzas de sismo deben tener acero corrido superior e inferior, se usan 2 ϕ 3/4" para acero superior e inferior, por lo que el acero requerido restante se completará con bastones. Nótese que en la sección 3 (M⁺) por cálculo se podría correr acero inferior 2 ϕ 5/8" (4 cm²) y se cumpliría con el diseño; sin embargo, no se debe disponer mayor área de acero corrido superior que de acero inferior, esta recomendación apunta a reflejar la forma del diagrama de momentos (Blanco, 1994).

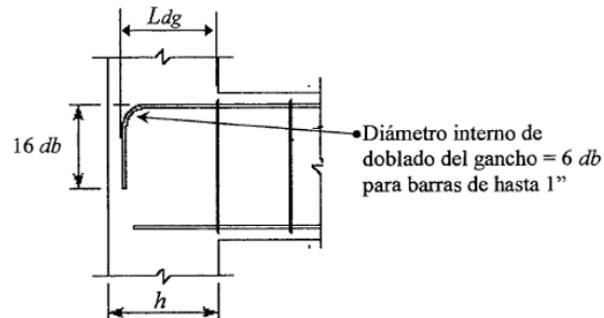
Anclaje de refuerzo

La longitud de anclaje del acero a tracción depende del diámetro de la barra y del esfuerzo a compresión del concreto. El anclaje con gancho estándar consta de una longitud recta mínima "Ldg" y una doblez de 90° con una extensión de gancho de 16db, donde db es diámetro de barra.

A partir de la Figura 39, la longitud recta mínima “ L_{dg} ” se calcula como $22db$, por lo que para $\phi 3/4$ ” es 42 cm y para $5/8$ ” es 35 cm.

La longitud de gancho: $16db \Rightarrow 16 * 1.905 = 30.48$ cm (para $\phi 3/4$ ”), $16db \Rightarrow 16 * 1.588 = 25.4$ cm (para $\phi 5/8$ ”)

Se presenta una configuración referencial del acero:



Número fácil de recordar: Para $f'_c = 210$ $L_{dg} \approx 22 db$ pero no menor de 0.15 m

Figura 39. Anclaje con gancho estándar 90°

Fuente: Apuntes del curso concreto armado I (Ottazzi, 2016).

El refuerzo también puede anclar sin gancho, pero requiere de mayores longitudes para desarrollar anclaje.

A partir de la tabla “Longitudes de anclaje en tracción – Barras inferiores - Norma E.060 2009” (Ottazzi, 2016), la longitud de desarrollo “ L_d ” para $\phi 3/4$ ” es 67 cm y para $5/8$ ” es 56 cm.

A partir de la tabla “Longitudes de anclaje en tracción - Barras superiores - Norma E.060 2009” (Ottazzi, 2016), la longitud de desarrollo “ L_d ” para $\phi 3/4$ ” es 88 cm y para $5/8$ ” es 73 cm.

Las barras superiores de una viga requieren de mayor longitud de desarrollo que las barras inferiores, debido al efecto de asentamiento plástico, ya que genera un espacio vacío debajo de las barras (Ottazzi, 2016).

Para el corte de acero de refuerzo, primero se determina la intersección de la curva de momento flector con el aporte en resistencia que suministra ϕMn ($2\phi 3/4$ ”) (punto teórico) y se debe añadir el mayor entre “ d o $12db$ ” (diámetro de barra) para bastones positivos y “ d , $12db$ o $l_n/16$ ” para

bastones negativos, finalmente se debe comprobar que la longitud del refuerzo medido desde la sección crítica sea mayor o igual que la longitud de desarrollo.

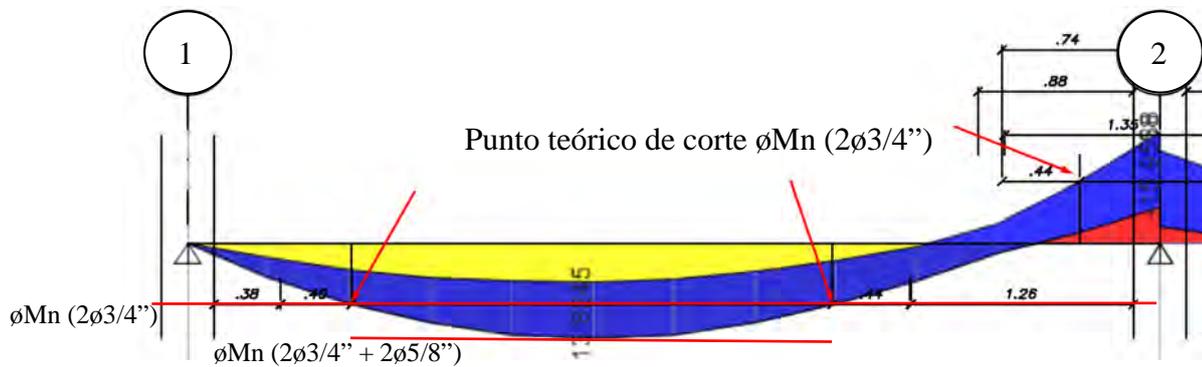


Figura 40. Ubicación del corte de acero de refuerzo tramo 1-2.

Fuente: Propia

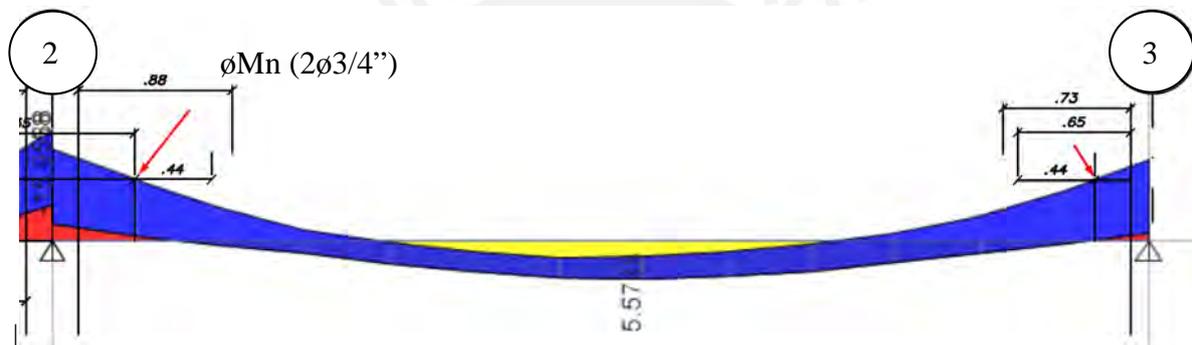


Figura 41 Ubicación del corte de acero de refuerzo tramo 2-3.

Fuente: Propia

Analizando el bastón positivo del tramo 1-2, el primer punto teórico se encuentra a 0.78 m de la cara del extremo izquierdo, el segundo punto teórico se encuentra a 1.70 m de la cara del extremo derecho, $12db = 12 * 1.905 = 23 \text{ cm}$ y $d = 0.44 \text{ cm}$; se procede a restar 0.44 m a las longitudes halladas y al redondearse es el valor que se acota de cara de columna al extremo de acero, se podrá apreciar en la figura final de este apartado.

5.2.3. Diseño por corte:

La norma E.060 menciona en el artículo 21.4.3 que la fuerza cortante de diseño para vigas que resisten efectos de sismo, no será menor que el menor valor entre **a)** y **b)**:

a) Diseño por capacidad

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{H_n} + \frac{W_u l_n}{2}$$

Donde:

- M_{ni} (Tramo 1-2) = 0 ton.m, M_{ni} (Tramo 2-3) = 18.50 ton.m
- M_{nd} (Tramo 1-2) = 18.50 ton.m, M_{nd} (Tramo 2-3) = 13.06 ton.m
- H_n (Tramo 1-2) = 5.20 m, H_n (Tramo 2-3) = 6.02 m

Al modelo estático simplemente apoyado se le somete a las cargas de gravedad amplificadas por 1.25 y en los extremos se aplica un momento flector igual al momento nominal “Mn” proveniente del diseño de flexión según:

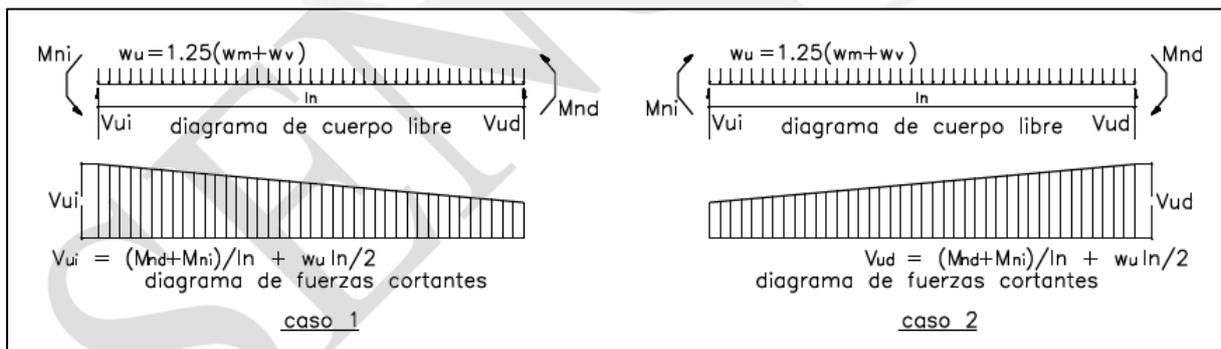


Figura 42. Cargas sometidas a viga isostática.

Fuente: NTE. E.060

Se obtuvieron los siguientes resultados:

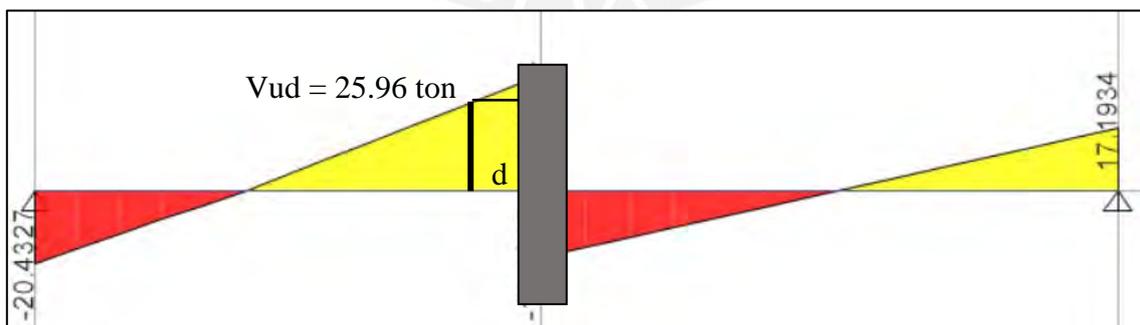


Figura 43. Cortante por capacidad en tramo 1-2 y 2-3.

Fuente: Propia

En el tramo 1-2 la cortante “Vu” a d de la cara del extremo derecho es 25.96 ton.

b) Amplificación de sismo por 2.5

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

Se cambia el factor de sismo por 2.5, se obtienen los siguientes resultados:

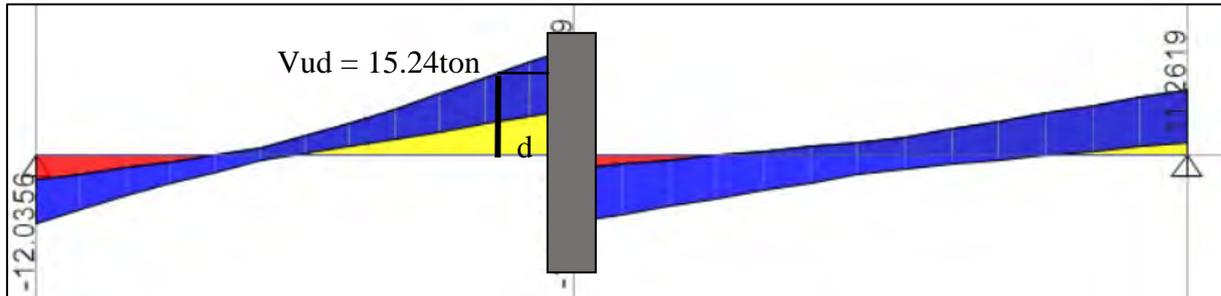


Figura 44. Cortante con sismo amplificado por 2.5 en tramos 1-2 y 2-3

Fuente: Propia

En el tramo 1-2 la cortante “Vu” a d de la cara del extremo derecho es 15.24 ton.

El valor menor de diseño corresponde al criterio b) → Vu = 15.24 ton.

La resistencia nominal de corte del concreto está dada por la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 44 = 8.45 \text{ ton} \Rightarrow \phi V_c = 0.85 * 8.45 = 7.18 \text{ ton},$$

Se tiene que Vu > φVc, por lo que se requerirá de estribos y se deberá calcular el acero de refuerzo transversal requerido “Vs”

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

Se verificará que el refuerzo de acero requerido “Vs” < Vs lím = 2.1 * √fc' * bw * d, de no cumplirse se deberá incrementar la sección transversal (Ottazzi, 2016)

$$V_s < V_s \text{ lím} \Rightarrow 15.24 \text{ ton} < 33.48 \text{ ton} \dots \text{Ok}$$

El espaciamiento requerido se calcula mediante la siguiente fórmula:

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

El espaciamiento máximo se determina mediante:

$$V_s \text{ lím} = 1.1 * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

Si $V_s < V_s \text{ l\u00edm}$ → el espaciamiento “ $S_{\text{m\u00e1x}}$ ” es 60 cm o $d/2$ (22 cm)

Si $V_s > V_s \text{ l\u00edm}$ → el espaciamiento “ $S_{\text{m\u00e1x}}$ ” es 30 cm o $d/4$ (11 cm)

Adem\u00e1s, se debe corroborar que el espaciamiento $S_{\text{m\u00e1x}}$ en el tramo cumpla que “ $0.5 \phi V_c < V_u$
< ϕV_c ” no exceda el menor valor entre:

$$S_{\text{m\u00e1x}} = \frac{A_v * f_y}{0.2 * \sqrt{f'_c} * b}$$

$$S_{\text{m\u00e1x}} = \frac{A_v * f_y * d}{3.5 * b}$$

Tabla 54. Dise\u00f1o a cortante de viga entre eje D tramo 1-2-3

Viga Eje D	1-2	2-3
b (m)	0.25	0.25
h (m)	0.5	0.5
d (m)	0.44	0.44
f'c (kg/cm²)	210	210
As (cm²)	$\phi 3/8"$	$\phi 3/8"$
	0.71	0.71
fy (kg/cm²)	4200	4200
Luz libre Ln (m)	5.20	6.02
Secci\u00f3n	a "d" de la cara	a "d" de la cara
Vud (ton)	15.24	10.23
Vc (ton)	8.45	8.45
ϕV_c (ton)	7.18	7.18
	$\phi V_c < V_u$	$\phi V_c < V_u$
	Necesita estribos	Necesita estribos
Vs=Vu/ϕ-Vc (ton)	9.48	3.59
2.1vf'c*bw*d	33.48	33.48
	$V_s < 2.1vf'_c * bw * d$	$V_s < 2.1vf'_c * bw * d$
Vs l\u00edm = 1.1vf'c*bw*d	17.53	17.53
	$V_s < V_s \text{ l\u00edm}$	$V_s < V_s \text{ l\u00edm}$
Smax (Vs l\u00edm)	22.00	22.00
Smax=Avfy/(0.2vf'c*bw)	82	82
Smax=Avfy/3.5*bw	68	68
s req = Av*fy*d/Vs	27.68	73.16
s m\u00e1x	22.00	22.00

Fuente: Propia

Finalmente, la norma E.060 se\u00f1ala que se debe confinar la viga una distancia “2h” a cada extremo a un espaciamiento no mayor que: a) $d/4$ pero no es necesario que el espaciamiento sea menor que 150 mm, b) 10 veces el di\u00e1metro de barra longitudinal confinada de menor di\u00e1metro, c) 24 veces el di\u00e1metro de estribo, d) 300 mm

Tabla 55. Espaciamiento mínimo hasta una longitud 2h medido desde la cara.

a) $d/4$	11.00 cm
b) $10\Phi_{dbl}$	15.90 cm
c) $24\Phi_{db}$	22.80 cm
d) 300 mm	30.00 cm
Conf. Mínimo Art. 21.4.4.4 E.060	11.00 cm

Fuente: Propia

El confinamiento en la zona central fuera de la zona confinada no deberá tener un espaciamiento mayor a “ $0.5d$ ” $\Rightarrow 0.5 * 0.44 = 22$ cm. Por lo que la configuración de estribos en el primer y segundo tramo es:

$$\phi 3/8'' \text{ } 1@0.05, 10@0.10, \text{Rto.}@0.20. \text{ c/extremo}$$

Se muestra a modo de ejemplo el refuerzo por flexión y cortante del tramo 1-2.

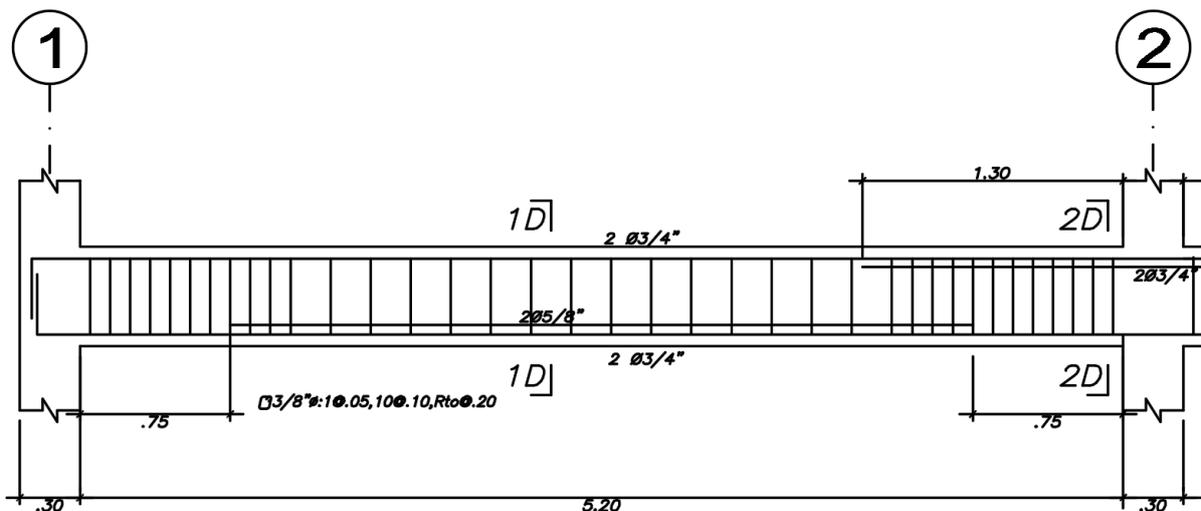


Figura 45. Distribución de acero de refuerzo en tramo 1-2 Eje D

Fuente: Propia

5.2.4. Control de fisuración:

El proceso es similar al utilizado para losa aligerada, se va a calcular el parámetro Z para el máximo momento producido por cargas de servicio:

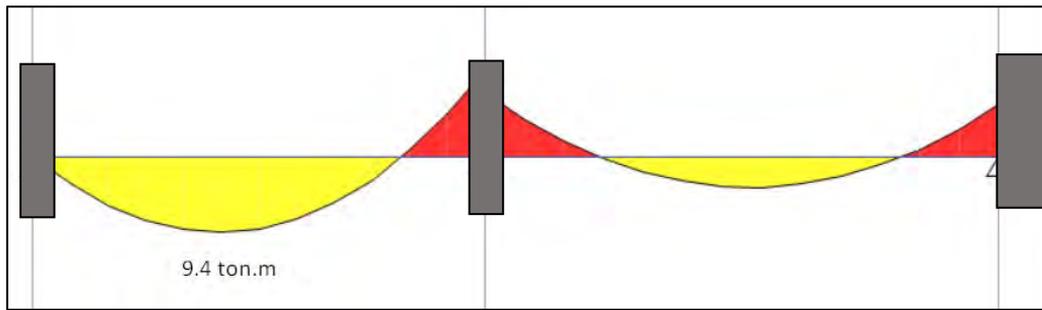


Figura 46. DMF bajo cargas en servicio de viga Eje B tramo 1-3

Fuente: Propia

Tabla 56 Control de fisuración

	M+
b (Tracc) (cm)	25
dc (cm)	6
d (cm)	44
ys (cm)	6
N° barras (n)	3.4
Act (cm ²)	88.24
Ms (ton.m)	9.4
As (cm ²)	9.7
fs (kg/cm ²)	2447
Z calculado (kg/cm)	19797
Z límite (kg/cm)	26000
¿Fisura?	No fisura

Fuente: Propia

De acuerdo a la norma E.060 bajo condiciones normales de exposición al no superar el valor de $Z_{\text{máx}} = 26000 \text{ kg/cm}$, no debería de haber problemas de fisuración.

5.2.5. Control de deflexión:

El chequeo de este apartado es similar al realizado para losa aligerada.

La viga en el tramo 1-2 tiene un extremo continuo, por lo que le corresponde la siguiente ecuación:

- $$\text{Peralte mínimo} = \frac{l}{18.5} = \frac{520}{18.5} = 28.1 \text{ cm}$$

La viga tiene un peralte de 50 cm, en consecuencia, no requiere de cálculo de deflexiones, pero se desarrollará el cálculo para comprobarlo.

Primero se determina el Momento de agrietamiento “ M_{cr} ” y el Momento actuante “ M_a ”, ya que de ser el caso $M_a > M_{cr}$, se deberá trabajar con una Inercia efectiva “ I_{ef} ” o; caso contrario, no se agrietaría y se utiliza la sección bruta “ I_g ”. Se presentan las ecuaciones que se emplearán para el cálculo.

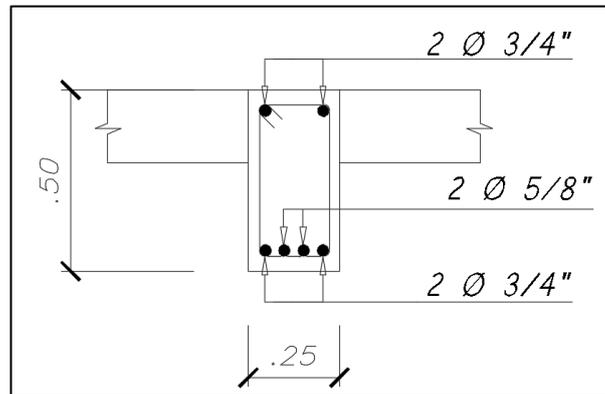


Figura 47. Sección de viga en estudio en tramo central.

Fuente: Propia

$$I_{cr} = \frac{bf * c^3}{3} + n * A_s * (d - c)^2 \quad (\text{Eje neutro } c = 14.51 \text{ cm})$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}, \quad \text{donde } f_r = 2\sqrt{f'c}$$

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$

Tabla 57. Cálculo de inercia efectiva (I_{ef})

I_g (cm ⁴)	y_t (cm)	I_{cr} (cm ⁴)	M_a (kg.m)	M_{cr} (kg.m)	I_{ef} (cm ⁴)
260417	25	103066	9400	3019	108279

Fuente: Propia

Para calcular la deflexión en el tramo central se utiliza la siguiente fórmula:

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

Donde “ L ” es la luz del tramo libre de vigueta, “ M_{cl} ” es el momento positivo en el tramo central, “ M_i ” y “ M_d ” son los momentos negativos en los apoyos, “ E_c ” es el módulo de elasticidad del concreto e “ I_{ef} ” es el momento de inercia efectivo.

Sean los momentos en servicio de la carga muerta y viva:

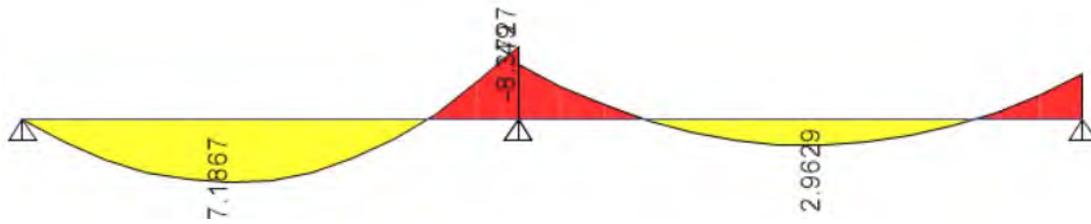


Figura 48. DMF (ton.m) para cargas muertas en servicio.

Fuente: Propia

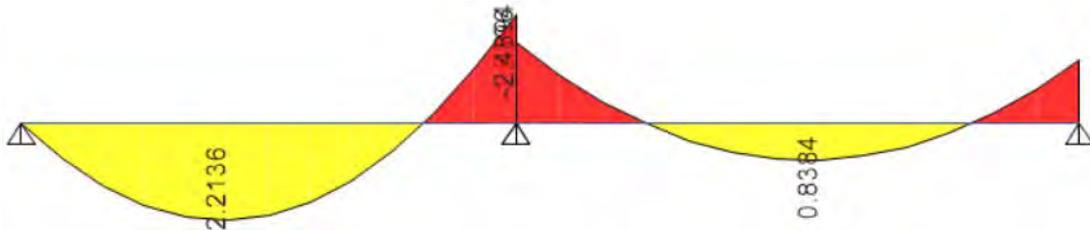


Figura 49. DMF (ton.m) para cargas vivas en servicio.

Fuente: Propia

Tabla 58 Deflexiones instantáneas por carga muerta y carga viva

	L (cm)	Mcl (kg.m)	Mi (kg.m)	Md (kg.m)	δ (cm)
Cm	520	7187	0	8350	0.76
Cv	520	2214	0	2480	0.24

Fuente: Propia

A estas primeras deflexiones inmediatas “ δ_i ” le seguirán deflexiones a lo largo del tiempo, debido al flujo plástico y a la retracción del concreto, también conocidas como deflexiones diferidas “ δ_d ”, la deflexión tiene múltiples variables, por lo que el cálculo en esencia es más probabilístico y no determinístico como las normas lo enfocan (Ottazzi, 2016).

La deflexión diferida se obtiene de:

$$\delta_d = \delta_i * \lambda \Delta$$

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

Donde “ ξ ” depende del tiempo para cargas sostenidas, según la norma E.060 para 5 años su valor es 2; y “ ρ' ” es cuantía de acero en compresión a la mitad de luz libre, la viga en estudio no lleva acero en compresión en el tramo central, por tanto $\rho' = 0$ en la ecuación anterior.

$$\lambda \Delta = 2.$$

- Deflexiones inmediatas

f) Deflexión instantánea de carga muerta “ δ_{icm} ”

$$\delta_{icv} = 0.76 \text{ cm}$$

g) Deflexión instantánea de carga viva al 100% “ δ_{icv} ”

$$\delta_{icv} = 0.24 \text{ cm}$$

h) Deflexión instantánea carga viva al 30% “ $\delta_{icv} (30\%)$ ”

$$\Delta_{icv} (30\%) = 0.24 * 0.30 = 0.07 \text{ cm}$$

- Deflexiones diferidas

i) Deflexión diferida de carga muerta “ δ_{dcm} ”

$$\delta_{dcm} = \delta_{icm} * \lambda\Delta = 0.76 * 2 = 1.52 \text{ cm}$$

j) Deflexión diferida de carga viva al 30% “ $\delta_{dcv} (30\%)$ ”

$$\delta_{dcv} (30\%) = \delta_{icv} (30\%) * \lambda\Delta = 0.07 * 2 = 0.14 \text{ cm}$$

➤ Deflexiones máximas admisibles de tabla 9.2 de la norma E.060

Tabla 59. Deflexión límite.

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell/360$ 1)
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$\ell/480\ddagger$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240$ § 2)

Fuente: NTE E0.60

1) Límite de deflexión inmediata debida a carga viva

$$\delta_{icv} \leq \frac{l}{360} \Rightarrow 0.24 \text{ cm} \leq \frac{520}{360} \Rightarrow 0.24 \text{ cm} \leq 1.44 \text{ cm} \dots \text{ Ok}$$

2) Límite de suma de la deflexión a largo plazo (diferida) de cargas permanentes y deflexión inmediata de carga viva

$$\sum \delta = \delta_{dcm} + \delta_{dcv} (30\%) + \delta_{icv} = 1.52 + 0.14 + 0.24 = 1.9 \text{ cm}$$

$$\sum \delta \leq \frac{l}{240} \Rightarrow 1.9 \text{ cm} \leq \frac{520}{240} \Rightarrow 1.90 \text{ cm} \leq 2.17 \text{ cm} \dots \text{ Ok}$$

El resultado es coherente, el peralte de viga es mayor al peralte mínimo requerido por norma para controlar deflexiones y se demuestra en el cálculo anterior al tener deflexiones dentro del límite permitido.



Capítulo 6: Diseño de columnas

Estos elementos verticales están sometidos a solicitaciones axiales, flexocompresión o flexotracción y fuerzas cortantes. Debido a que el sistema resistente predominante es de muros estructurales, las columnas tendrán solicitaciones menores de cortante y momento flector; sin embargo, es probable que las fuerzas axiales puedan ser importantes. Los lineamientos de diseño de columnas en sistemas resistentes de muros estructurales están dados por el capítulo 21 de la norma E.060.

Se desarrollará la columna C-1 del eje B-8 de dimensiones: 0.30x0.75. Los ejes relativos a la columna son 2 y 3, equivalentes a X e Y respectivamente.

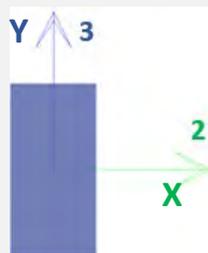


Figura 50. Ejes de columna.

Fuente: Propia

6.1 Diseño a flexocompresión

Para iniciar con el diseño a flexocompresión, se elige un armado de 12 Φ 5/8" que representa 1.11% de la sección bruta, para esta sección se aplicarán las cargas muertas, vivas y sísmicas mayoradas, debe cumplirse que no sobrepasen las resistencias de diseño ($\phi R_n \geq R_u$).

Tabla 60. Carga axial y momento flector de columna en análisis.

	P	M2	M3
	ton	ton.m	ton.m
Dead	141.02	-0.14	-0.21
Live	32.86	0.01	-0.14
S Din X Max	9.92	2.69	0.96
S Din Y Max	11.73	8.93	0.14

Fuente: Propia

Sismo en X

Tabla 61. Combinación de cargas para sismo en dirección "X".

Sismo X			
Combinación	P	M2	M3
1.4CM+1.7CV	253.28	-0.18	-0.54
1.25(CM+CV) + SX	227.26	2.52	0.52
1.25(CM+CV) - SX	207.43	-2.85	-1.40
0.9CM+SX	136.83	2.56	0.77
0.9CM-SX	117.00	-2.81	-1.15

Fuente: Propia

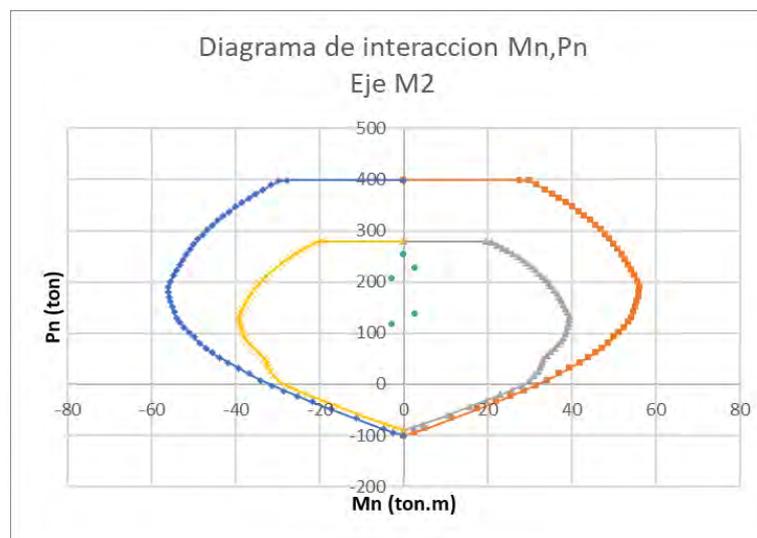


Figura 51. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas.

Fuente: Propia

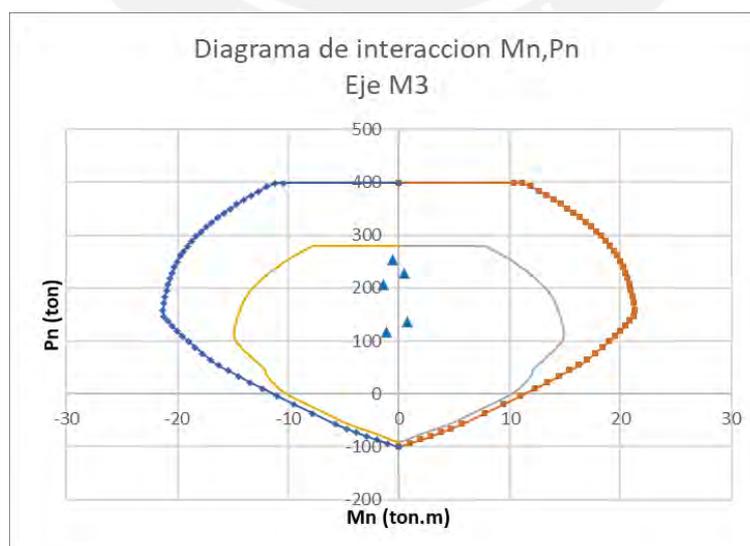


Figura 52. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas.

Fuente: Propia

Sismo en Y

Tabla 62. Combinación de cargas para sismo en dirección "Y".

Sismo Y			
Combinacion	P	M2	M3
1.4CM+1.7CV	253.28	-0.18	-0.54
1.25(CM+CV) + SY	229.08	8.77	-0.30
1.25(CM+CV) - SY	205.61	-9.10	-0.58
0.9CM+SY	138.65	8.81	-0.05
0.9CM-SY	115.18	-9.06	-0.33

Fuente: propia

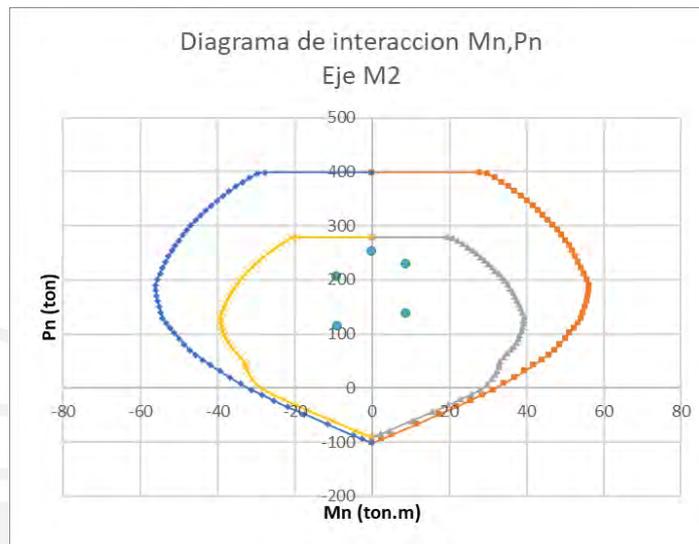


Figura 53. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas.

Fuente: Propia

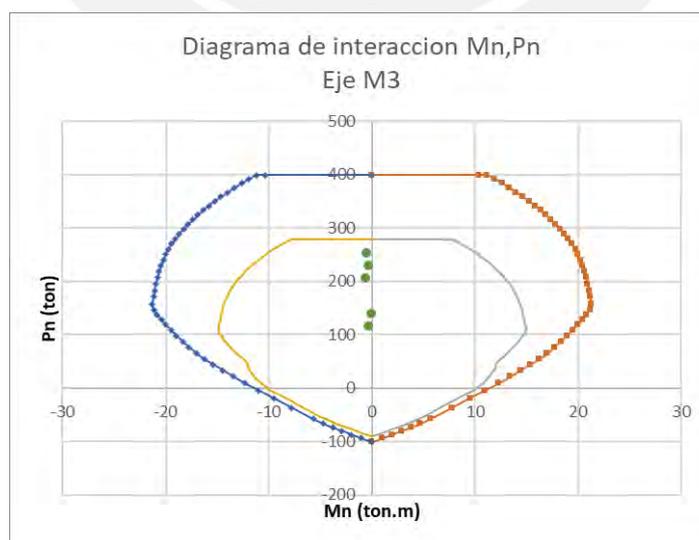


Figura 54. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas.

Fuente: Propia

La columna C-1 es peraltada en la dirección Y, por lo que es coherente ver que las solicitaciones sísmicas son mayores en dirección Y que en X.

Debido a que esta columna cumple con los requisitos de diseño utilizando el acero mínimo, se mantendrá la misma cuantía para todos los niveles. Debe notarse que hay grandes esfuerzos de compresión y es conocido que el creep es proporcional a la magnitud del esfuerzo de compresión presente, por lo que es importante mantener la cuantía mínima para controlar este flujo plástico.

6.2 Diseño a cortante

En el capítulo 21 de la norma E.060 se exige que el cortante de diseño V_u de columna debe tomarse como el menor de los valores obtenidos por **a)** o **b)**:

a) Diseño por capacidad

$$V_u = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{H_n}$$

El valor de M_n está asociado al P_u que dé el mayor momento nominal que se puede desarrollar en los extremos del elemento.

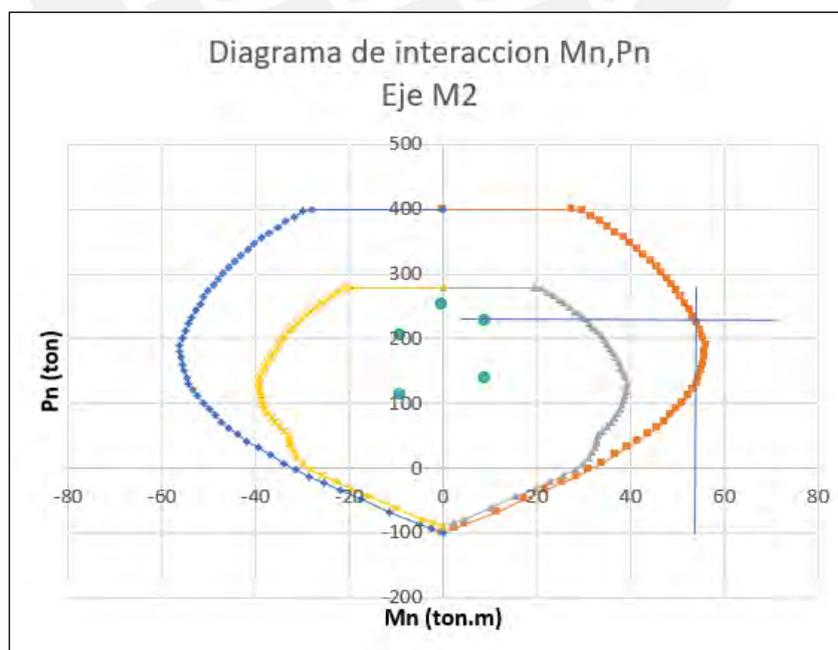


Figura 55. Momento nominal máximo asociado a un P_u

Fuente: Propia

Se obtienen las coordenadas $P_n, M_n = (229 \text{ ton}, 54.27 \text{ ton.m})$

La altura libre del primer nivel se considera para este diseño, desde la cara superior de la losa hasta la cara inferior de viga $H_n = 2.5 \text{ m}$, reemplazando valores:

$$V_u = \frac{54.27 + 54.27}{2.5} = 43.42 \text{ ton}$$

b) Amplificación de sismo por 2.5

$$1.25(CM + CV) + 2.5CS$$

La columna presenta las mayores cortantes en la dirección Y, por lo que se elabora las combinaciones con sismo en Y.

Tabla 63. Combinación de sismo en Y.

Sismo Y			
Combinacion	P	V2	V3
1.4CM+1.7CV	253.28	-0.45	-0.12
1.25(CM+CV) + 2.5SY	229.08	-0.16	6.91
1.25(CM+CV) - 2.5SY	205.61	-0.59	-7.13
0.9CM+2.5SY	138.65	0.05	6.93
0.9CM-2.5SY	115.18	-0.38	-7.11

Fuente: Propia

De la tabla se obtiene que $V_u = 7.13 \text{ ton}$.

El valor de diseño corresponde al criterio **b)**, $V_u = 7.13 \text{ ton}$ y el axial asociado $P_u = 205.61 \text{ ton}$. La resistencia nominal de corte del concreto está dada por la siguiente fórmula:

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

Tabla 64. Diseño a cortante en dirección Y.

Entre piso 1	Eje B-8
b (m)	0.3
h (m)	0.75
d (m)	0.69
f'c (kg/cm²)	210
As (cm²)	ϕ3/8"
	0.71
Ramales	2
fy (kg/cm²)	4200
Luz libre Ln (m)	2.5
Combinación	1.25(CM+CV) - 2.5SY
Pu (ton)	205.61
Vud (ton)	7.13
Vc (ton)	26.28
ϕVc (ton)	22.33

Fuente: Propia

La resistencia a cortante del concreto es ampliamente mayor, por lo que se deben usar estribos mínimos. La norma señala una longitud mínima de confinamiento “Lo” a ambos extremos, que no debe ser menor que: 1) La sexta parte de altura libre, 2) La mayor dimensión del elemento, 3) 500mm.

Tabla 65. Cálculo de Lo

Lo (m)	
1/6*Hn	0.42
max(b,h)	0.75
500 mm	0.50
	0.75

Fuente: Propia

En esta zona de confinamiento “Lo” no debe superarse el espaciamiento máximo establecido en la norma según: 1) 8 veces ϕ de barra longitudinal de menor diámetro, 2) La mitad de la menor dimensión del elemento 3) 100mm.

Tabla 66 Cálculo de S_o

So (m)	
Φ dbl 5/8in	1.59
8 ϕ dbl	0.13
0.5*min(b,h)	0.15
100m	0.10
	0.10

Fuente: Propia

Dentro de las zonas confinadas, se colocarán estribos cada 10cm. Fuera de la longitud de confinamiento L_o , se debe considerar un espaciado mínimo según: 1) 16 veces el diámetro de refuerzo longitudinal de menor diámetro. 2) 48 veces el diámetro del estribo. 3) La menor dimensión de la sección.

Tabla 67 Cálculo de espaciamiento fuera de las zonas de confinamiento

"s" fuera de L_o (m)	
16* ϕ dbl	0.25
48* ϕ dbe	0.46
Menor dimensión	0.30
	0.25

Fuente: Propia

Se opta por colocar un espaciamiento de 25cm, la configuración de la columna quedará de la siguiente manera:

Configuración de estribos en columna C-1 c/extremo		
N° estribos	7	
<u>1@5</u>	7@10	rto@25

Figura 56. Refuerzo longitudinal y transversal de columna C-1

Fuente: Propia

La distribución del refuerzo transversal y longitudinal que cumple con los requisitos de la norma se presenta en la siguiente imagen.

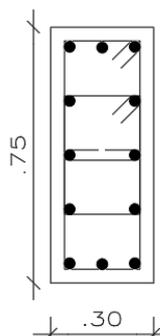
ESCALA: 1/25	CUADRO DE COLUMNAS
TIPOS	ESC. 1/25
SECCIÓN C1	
DIMENSIONES	0.30 x 0.75
ACERO LONG.	12•Ø5/8
1er al 7mo Piso	2∟Ø3/8" + ∟Ø3/8": 1@0.05, 7@0.10, Rto. @0.25 c/ext

Figura 57. Refuerzo longitudinal y transversal de columna C-1.

Fuente: Propia

Se analizaron los pisos superiores y el armado del primer nivel se mantiene continuo a los 7 niveles, esto se debe a que los requisitos mínimos satisfacen las cargas de diseño.

Capítulo 7: Diseño de placas

Son elementos verticales de gran rigidez y resistencia en su plano, presentan solicitaciones axiales, momentos flectores y cortantes. El diseño de estos muros será de acuerdo a los capítulos 21 y 11 de la norma para muros estructurales de concreto armado. Se desarrolla como ejemplo la placa en dirección X del eje A - 1 - 2.

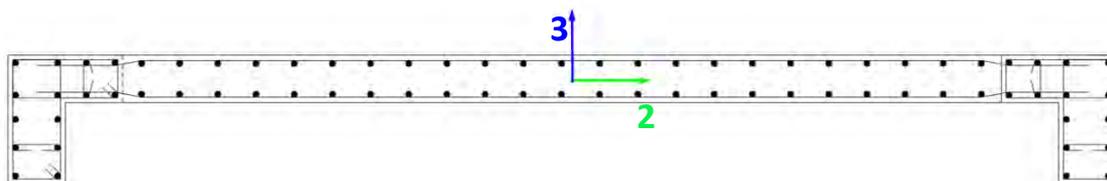


Figura 58. Ejes principales de la placa P01

Fuente: Propia

7.1 Diseño a flexocompresión

1er Nivel

Previo al diseño por flexocompresión, se presentan las cargas actuantes en el primer nivel.

	P	V2	V3	M2	M3
	ton	ton.m	ton.m	ton.m	ton.m
Dead	161.63	1.64	1.15	1.77	68.24
Live	19.65	0.34	0.13	0.15	14.84
S Din X Max	32.58	86.39	6.18	18.52	1138.78
S Din Y Max	68.79	28.69	13.35	38.33	264.18

Tabla 68. Cargas actuantes del primer nivel.

Fuente: Propia

La norma E.030 señala en el criterio de redundancia que cuando un elemento de la estructura resistente de fuerzas sísmicas, absorbe una cortante mayor o igual al 30 % de la Cortante basal del edificio, entonces debe ser diseñada con una amplificación de 1.25 veces las fuerzas sísmicas.

Donde $V2 = 86.39$ ton, $V_{\text{basal}} = 377.7$ ton

$$V2 / V_{\text{basal}} = 22.8 \% < 30 \%$$

En este elemento no será necesario aplicar el factor 1.25 de redundancia.

Para el diseño a flexocompresión se requiere de una cantidad de acero concentrada en los extremos, el área tentativa de acero en los extremos se puede obtener dividiendo el momento M3 entre el brazo de palanca “d” (0.81m) (Blanco, 1994).

Tabla 69. Predimensionado de acero

Mu (ton.m)	1138.78
Brazo (m)	4.64
As (cm ²)	58.43

Fuente: Propia

$As = \frac{1138.78 \text{ ton.m}}{0.8 \cdot 5.8 \text{ m}} \div fy = 58.43 \text{ cm}^2$, se puede colocar menor cantidad de acero, ya que la compresión axial ayuda en resistir más a flexión hasta cierto punto. Se arma 10 $\Phi 5/8'' + 4 \Phi 3/4''$ que es 31.4 cm² aproximadamente 60% de 56.6 cm², se verificará $\phi Rn > Ru$.

Sismo en X

Tabla 70. Combinación de cargas para sismo en dirección “X”

Sismo X			
Combinacion	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	259.69	2.73	120.76
1.25(CM+CV) + SX	259.18	20.92	1242.63
1.25(CM+CV) - SX	194.02	-16.12	-1034.93
0.9CM+SX	178.05	20.11	1200.19
0.9CM-SX	112.89	-16.93	-1077.37

Fuente: Propia

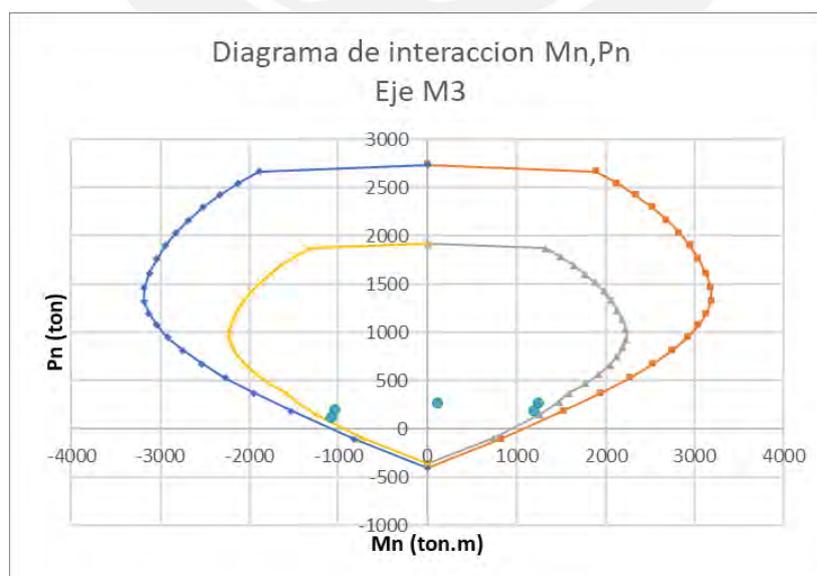


Figura 59. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas

Fuente: Propia

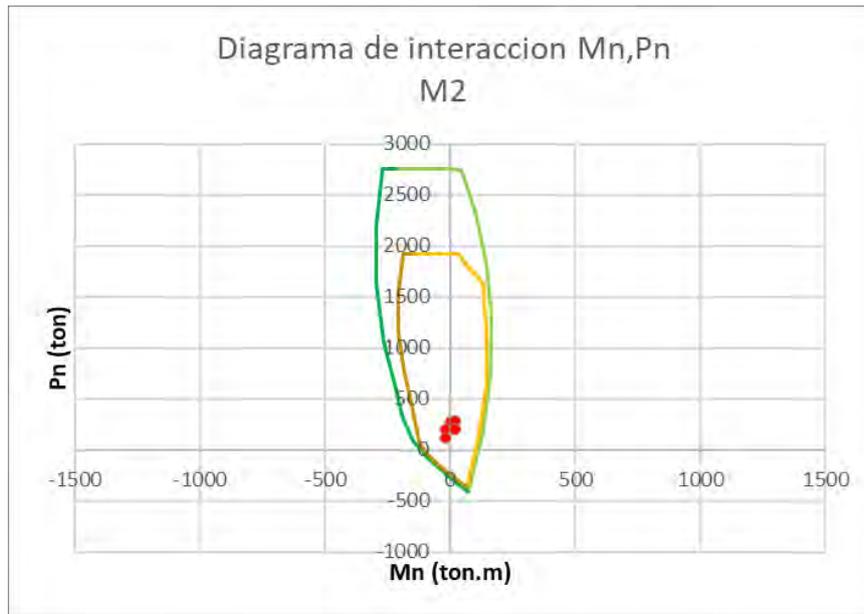


Figura 60. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas

Fuente: Propia

Se puede apreciar de los diagramas de interacción que para sismo en dirección X la placa tiene altos esfuerzos de flexocompresión.

Sismo en Y

Tabla 71. Combinación de cargas para sismo en dirección "Y".

Sismo Y			
Combinacion	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	268.11	2.82	120.99
1.25(CM+CV) + SY	306.79	41.40	360.86
1.25(CM+CV) - SY	161.59	-36.44	-152.99
0.9CM+SY	223.75	40.59	318.02
0.9CM-SY	78.56	-37.26	-195.82

Fuente: Propia

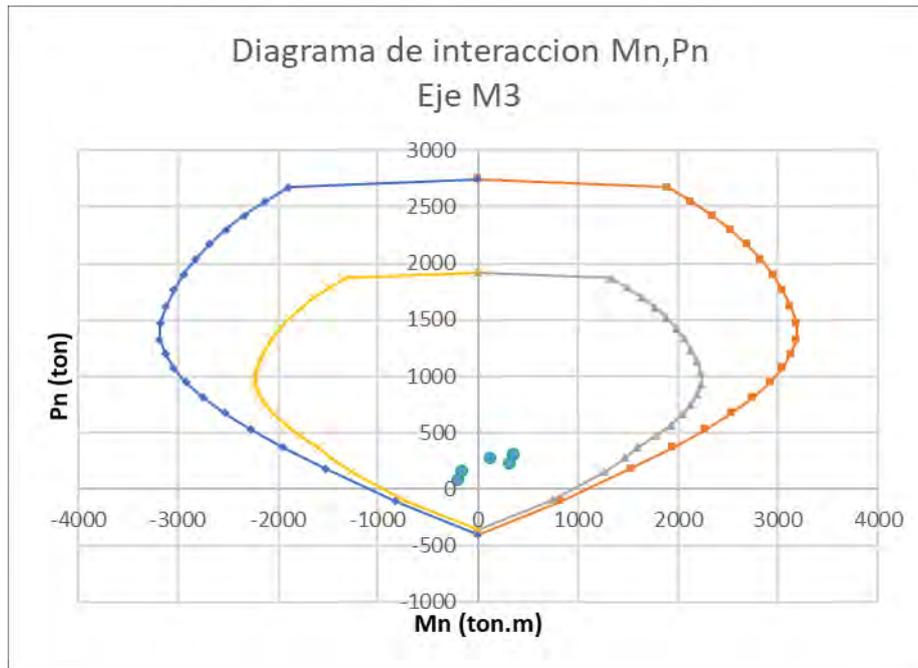


Figura 61. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas

Fuente: Propia

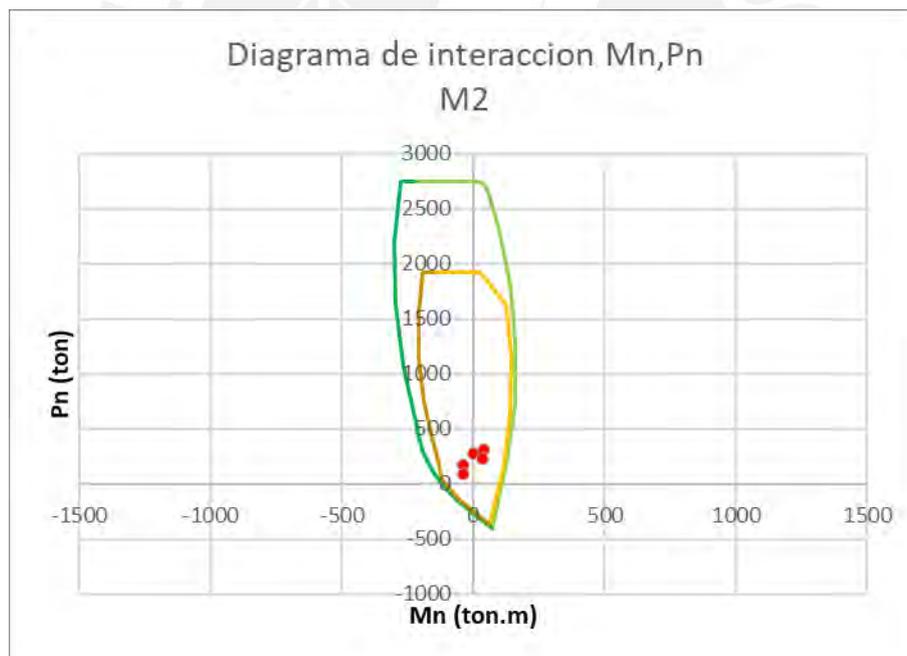


Figura 62. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas

Fuente: Propia

Se considera pertinente mostrar el diseño del 2º Nivel en la dirección X (dirección principal).

2do Nivel

Sismo en X

El segundo nivel presenta las siguientes solicitaciones:

Tabla 72. Cargas para el segundo nivel.

	P	V2	V3	M2	M3
	ton	ton.m	ton.m	ton.m	ton.m
Dead	136.02	3.18	2.58	3.26	59.84
Live	17.16	0.66	0.35	0.40	12.96
S Din X Max	28.29	108.67	2.66	4.71	814.82
S Din Y Max	60.73	33.22	2.30	4.67	156.02

Fuente: Propia

Se reduce el acero colocado en los extremos a 14 barras de 5/8" y al tener el diagrama de interacción se nota que es un armado óptimo por no tener mucha sobre resistencia a flexocompresión.

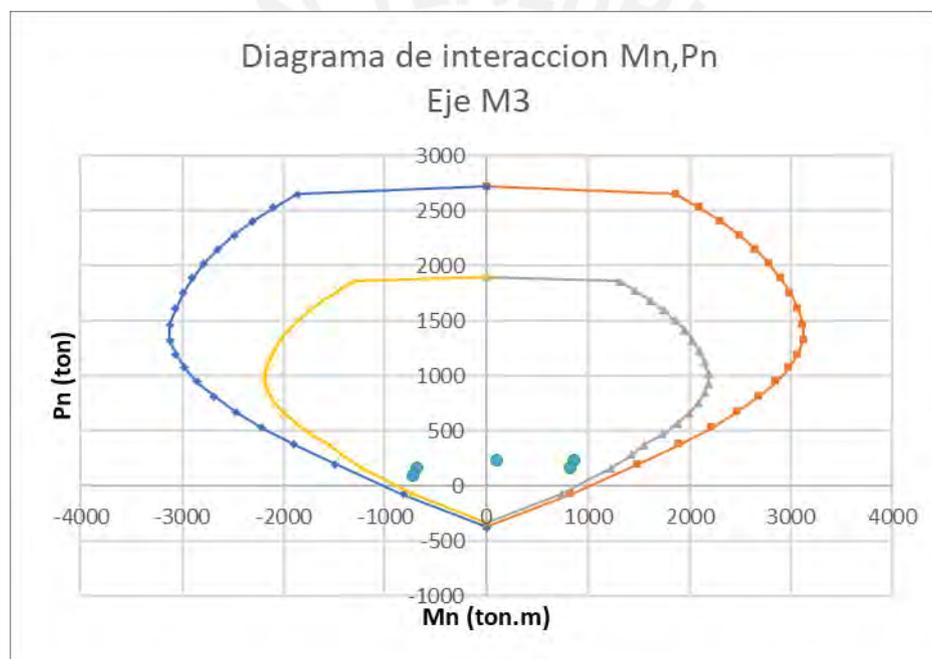


Figura 63. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas

Fuente: Propia

En los pisos superiores el armado de acero en los extremos aún puede reducirse, por lo que la distribución final se mostrará al final del capítulo.

7.2 Requerimiento de elementos de borde

Los elementos de borde tienen especial importancia, debido a que estos muros estructurales estarán sometidos a importantes solicitaciones sísmicas por su gran rigidez. Los extremos de la placa están sometidos a mayor esfuerzo de tracción y compresión, por lo que el riesgo de que

el recubrimiento se pierda y las barras longitudinales pandeen, pone al elemento en una situación de degradación de rigidez y resistencia; las consecuencias de falla de un elemento vertical pueden llevar a comprometer la integridad estructural, por lo que es recomendable siempre aplicar núcleos confinados (Blanco, 2015) aun cuando por norma no se requieran.

La norma E.060 establece un valor “C lím” de profundidad de eje neutro para que requiera

elementos de borde. $C \text{ lím} = \frac{Lm}{600(\frac{\delta u}{Hm})}$, donde “Lm” es longitud de muro, “ δu ” es el

desplazamiento máximo y “Hm” es la altura del muro medido desde el nivel de terreno.

Tabla 73. Cálculo de C límite

Hm (cm)	1950
Lm (cm)	580
B (cm)	25
δu (cm)	4.27
$\delta u/Hm$	0.005
C lím (cm)	193

Fuente: Propia

El valor de “C” asociado a la combinación de cargas que produce la mayor profundidad de eje neutro es “ $1.25(CM+CV) + SY$ ”. El valor de “C” es obtenido de iterar en el cálculo del diagrama de interacción hasta conseguir un “Pn” equivalente a la carga axial solicitada por combinación ($Pu = 259 \text{ ton}$).

- Combinación que produce el mayor “C”: $1.25(CM+CV) + SY$
- Valor de “C”: 69 cm.
- Pn y Mn asociados al valor “C”: (260 ton, 1704.97 ton.m)
- $C \leq C \text{ lím} \Rightarrow 69 \text{ cm} \leq 193 \text{ cm}$.

Se tiene que “ $C \leq C \text{ lím}$ ” por lo tanto, este muro estructural no requiere de elementos de confinamiento especial en los bordes.

7.3 Refuerzo distribuido vertical y horizontal mínimo

La norma E.060 establece en el capítulo 11 los lineamientos de refuerzo a cortante, para determinar la cuantía mínima, la norma señala el valor “ $0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ ” como límite para calcular dicha cuantía.

$$0.27 * \sqrt{f'c} * Acw = 0.27 * \sqrt{210} * 0.8 * 580 * 25 = 45 \text{ ton.}$$

La norma presenta los siguientes valores de cuantía mínima.

Cuantía mínima para refuerzo vertical (ρ_v)

- $V_u < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw \rightarrow 0.0015$
- $V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw \rightarrow$
Mayor $\left[0.0025 + 0.5 * \left(2.55 - \frac{Hm}{Lm} \right) * (\rho_{h \text{ colocado}} - 0.0025); 0.0025 \right]$
- Muros bajo $\left(\frac{Hm}{Lm} < 2 \right)$: $\rho_v \geq \rho_h$

Cuantía mínima para refuerzo horizontal (ρ_h)

- $V_u < 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw \rightarrow 0.0020$
- $V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw \rightarrow 0.0025$

El muro en análisis tiene un cortante actuante de 86.39 ton y “ Hm/Lm ” = 19.50m/5.80m = 3.36 es de tipo muro esbelto, además se cumple “ $V_u > 0.27 * \sqrt{f'c} * Acw$ ” (86.39 ton > 45 ton), por lo que las cuantías mínimas a usarse son:

$$\rho_v = \text{mayor} \left[0.0025 + 0.5 * \left(2.55 - \frac{Hm}{Lm} \right) * (\rho_{h \text{ colocado}} - 0.0025), 0.0025 \right] = \text{mayor} [0.0024, 0.0025] = 0.0025 \Rightarrow 2 \phi 3/8'' @ .227 \text{ (calculado con } \rho_{h \text{ colocado}} = 0.0028)$$

$$\rho_h = 0.0025 \Rightarrow 2 \phi 3/8'' @ .227$$

Refuerzo ρ_v y ρ_h asumido

Se deben respetar las cuantías mínimas calculadas, por lo tanto, se coloca un “s” menor a 22.7 cm, se elige un refuerzo horizontal y vertical de 2 $\phi 3/8'' @ .20$ ($\rho_{h \text{ colocado}} = 0.0028$)

7.4 Diseño por capacidad

La relación entre la cortante suministrada y la cortante de análisis no debe ser menor a la relación del momento nominal suministrado entre el momento nominal de análisis. De existir mayor sobrerresistencia a flexión que sobrerresistencia por corte, se corre el riesgo de que el primer modo de falla sea frágil y no puedan desarrollarse desplazamientos elásticos, causando así grandes daños en los elementos estructurales por no poder desarrollar más resistencia ni ductilidad. Lo descrito se presenta en la siguiente ecuación.

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{na}} \right)$$

Continuando con el diseño por capacidad, se requerirá del “ V_{ua} ” (Cortante de análisis), “ M_{na} ” (Momento flector de análisis) y “ M_n ” (Mayor momento nominal que puede desarrollarse en la sección asociado a un P_u). Se calcula el “ V_{uc} ” (Cortante requerido por capacidad) y ϕV_c (Cortante resistente del concreto).

En la siguiente imagen se muestra cómo se obtiene aproximadamente el valor de M_n máximo asociado a un P_u de análisis, usando las fórmulas del diagrama de interacción, se obtuvo el valor exacto de M_n .

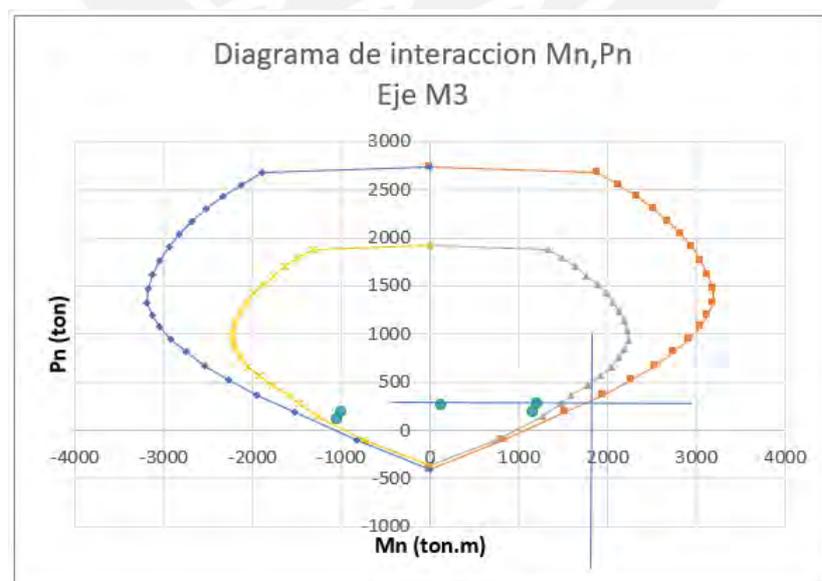


Figura 64. Mayor M_n asociado a un P_u

Fuente: Propia

Con el valor $Mn = 1704 \text{ ton.m}$ se calcula la cortante por capacidad requerida.

$$Vuc = Vua * \frac{Mn}{Mna} = 86.39 * \frac{1704}{1138.8} = 129.34 \text{ ton.}$$

La norma limita el valor $\left(\frac{Mn}{Mna}\right) < R$, en este caso $1.50 < 6$.

Es importante calcular el valor $Vn_{m\acute{a}x} = 2.6 * \sqrt{f'c} * Acw = 437.06 \text{ ton}$. No debe superarse este valor de cortante l\acute{i}mite, pues el elemento estar\iacute;a sometido a cortantes que el elemento no puede asumir, de superarse $Vn_{m\acute{a}x}$ se tendr\iacute;a que modificar la geometr\iacute;a de la secci\o{n}.

Tabla 74. C\acalculo de cortante requerida por capacidad

Dise\~no por capacidad	
Vu a (ton)	86.39
Mu a (ton.m)	1138.78
Mn (ton.m)	1705
Vuc (ton)	129.34

Fuente: Propia

Si esta cortante requerida por dise\~no de capacidad es menor a la resistencia que puede proveer el concreto, entonces con cumplir los requerimientos de cuant\iacute;a m\iacute;nima ser\iacute;a suficiente. Donde la resistencia a cortante del concreto est\acada por: $\phi Vc = 0.85 * \alpha * \sqrt{f'c} * t * d$, donde “ α ” depende de la esbeltez del muro, este muro califica como “Esbelto”; entonces, $\alpha = 0.53$.

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 0.8 * 5.80 = 75.73 \text{ ton.}$$

Se cumple la relaci\o{n} $Vuc > \phi Vc$, por lo que el muro de concreto requiere de refuerzo adicional que asuma la cortante requerida.

$$\phi Vn = \phi(Vc + Vs) = Vu \rightarrow Vs = Vu/\phi - Vc$$

$$Vs = 129.34/0.85 - 75.73/0.85 = 63.07 \text{ ton}$$

Al asumir un armado, se eligieron $2 \phi 3/8'' @ .20$ ($Ash = 1.42 \text{ cm}^2$). El valor de espaciamiento

“s” requerido para $2 \phi 3/8''$ es:

$$s = \frac{Ash * fy * d}{Vs} = \frac{1.42 * 4200 * 0.8 * 580}{63.07 * 1000} = 43.88 \text{ cm}$$

$$\rho h \text{ requerida} = \frac{Ash}{s * B} = \frac{1.42}{43.88 * 25} = 0.0013$$

Tabla 75. Cálculo de cuantía requerida horizontal.

Vs (ton)	63.07
s requerido (cm)	43.88
ρ hor req	0.0013

Fuente: Propia

La cuantía horizontal requerida es 0.0013, con poner la cuantía mínima (0.0025) se cumple el requisito por capacidad 2 ø 3/8" @ .20

Análisis del segundo nivel

Tabla 76. Cálculo de cortante requerida por capacidad en segundo nivel.

Diseño por capacidad	
Vu a (ton)	108.67
Mu a (ton.m)	814.82
Mn (ton.m)	1543
Vuc (ton)	205.78

Fuente: Propia.

Tabla 77. Cálculo de cuantía requerida horizontal en segundo nivel.

Vs (ton)	153.00
s requerido(cm)	18.09
ρ hor req	0.0031

Fuente: Propia.

$$s = \frac{Ash}{\rho_h * B} = \frac{2.58}{0.0031 * 25} = 18.09 \text{ cm}$$

Se opta por elegir un espaciamiento "s" horizontal igual a 15 cm para los niveles donde se requiere el diseño por capacidad, este valor no produce una congestión importante y se cumple correctamente que $\rho_{h \text{ colocado}} > \rho_{h \text{ requerida}} > \rho_{h \text{ mínima}}$ (0.0038 > 0.0031 > 0.0025)

El refuerzo horizontal y vertical distribuido se resume en la siguiente tabla.

Tabla 78. Resumen de refuerzo distribuido

"s" horizontal	15	Avh = 2ø3/8"	1.42	ph colocado	0.0038
"s" vertical	20	Avh = 2ø3/8"	1.42	pv colocado	0.0028

Fuente: Propia

La norma establece que debe hacerse un análisis por capacidad en una altura no menor que: 1)

"Lm" longitud de muro, 2) $\frac{Mu}{4Vu}$, 3) dos primeros pisos.

Tabla 79. Altura a diseñarse por capacidad.

Altura a diseñarse por capacidad	
Lm (m)	5.8
Mu/(4Vu) (m)	1.75
2 pisos	5.75
Altura (m)	5.8
	3 pisos

Fuente: Propia.

Se exige que los 3 primeros niveles sean diseñados por capacidad, se hizo el mismo procedimiento para diseñar el tercer nivel y se obtuvo una cuantía requerida de 0.0042 ($s = 13.66$ cm); se opta por usar $2 \phi 3/8'' @ 15$ cm del primer al tercer nivel.

7.5 Refuerzo transversal en zonas de concentración de acero

Del apartado 7.2 se obtiene que no se requieren elementos de borde; sin embargo, el muro sí contiene acero concentrado en los extremos, por esta razón se deben cumplir los requerimientos de confinamiento del art. 21.9.7.7, que hace referencias al capítulo 7 de la norma y se puede resumir en los siguientes requerimientos.

Se debe considerar un espaciamiento mínimo según: 1) 16 veces el diámetro de refuerzo longitudinal de menor diámetro. 2) 48 veces el diámetro del estribo. 3) La menor dimensión de la sección. 4) 250 mm.

Tabla 80. Cálculo de espaciamiento en los bordes de elemento.

Estribos en borde (m)	
$16\phi_{db}$	0.41
$48\phi_{dbe}$	0.46
menor dimensión	0.30
250 mm	0.25

Fuente: Propia.

El espaciamiento mínimo es de 0.25 m en los bordes, sin embargo, se opta por ser conservador y suministrar espaciamiento de $1@0.05$, $6@0.10$, $Rto@0.25$ m. Además, se respeta según norma que, cada barra no esté distanciada a más de 15cm de una barra con apoyo lateral suministrada por la doblez de un estribo y que la distancia entre ramas de estribos no deben ser mayores a 35 cm. Se muestra la configuración final de la placa en los niveles 1 y 2.

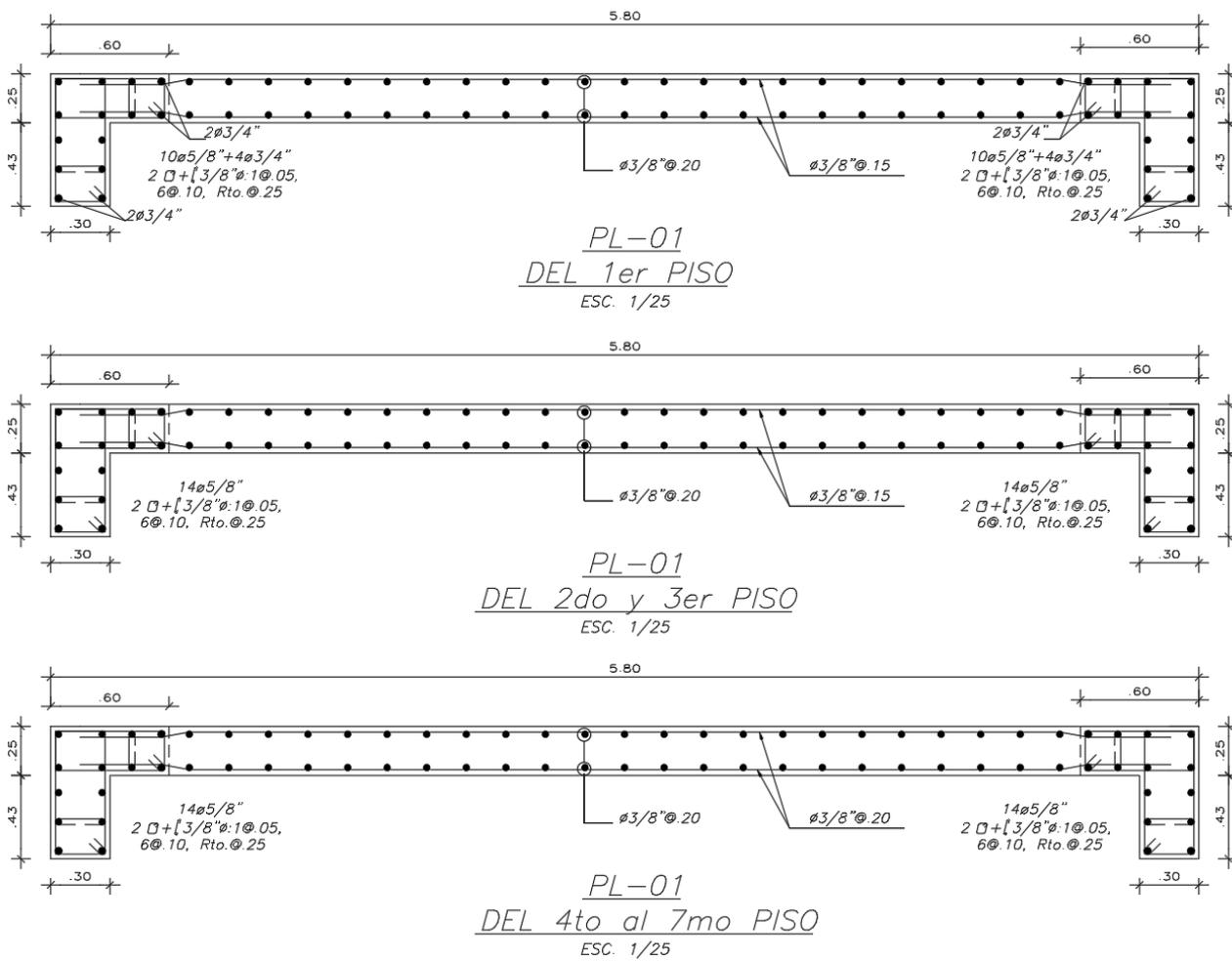
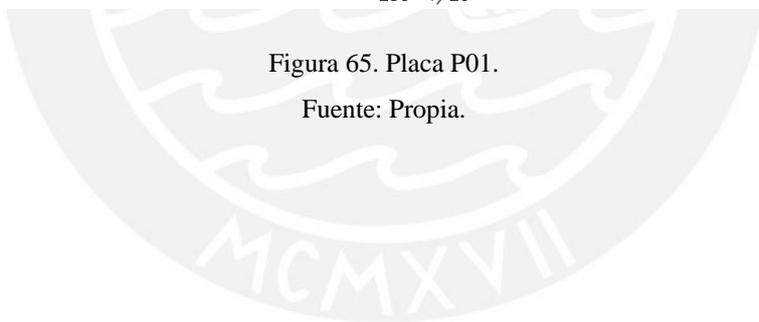


Figura 65. Placa P01.

Fuente: Propia.



7.6 Diseño de Placa PL-E

Esta placa se diseñará de manera similar a la placa PL-01, salvo que el diagrama de interacción fue realizado en su totalidad en “Section designer” de Etabs v.17,

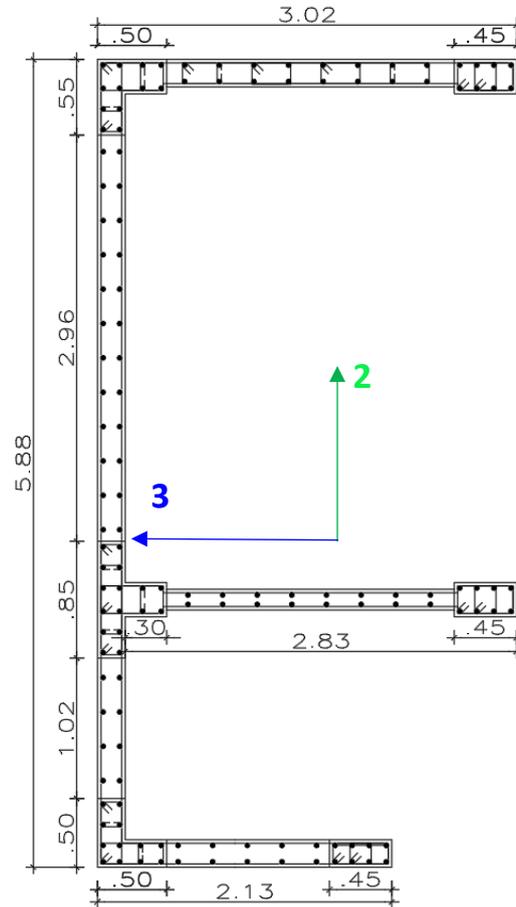


Figura 66. Ejes locales de Placa PL-E

Fuente: Propia.

7.6.1 Cargas actuantes

Cargas actuantes en el primer nivel.

Tabla 81. Cargas actuantes del primer nivel.

	P	V2	V3	M2	M3
	ton	ton.m	ton.m	ton.m	ton.m
Dead	338.55	0.06	3.82	-25.33	-87.82
Live	47.11	0.04	0.55	-5.37	-22.72
S Din X Max	10.98	-47.90	-84.14	-748.78	-685.72
S Din Y Max	-11.24	245.96	11.40	-89.89	3233.70

Fuente: Propia

7.6.2 Diseño a flexocompresión

Para el predimensionado se elige M3 producido por la acción sísmica en dirección Y.

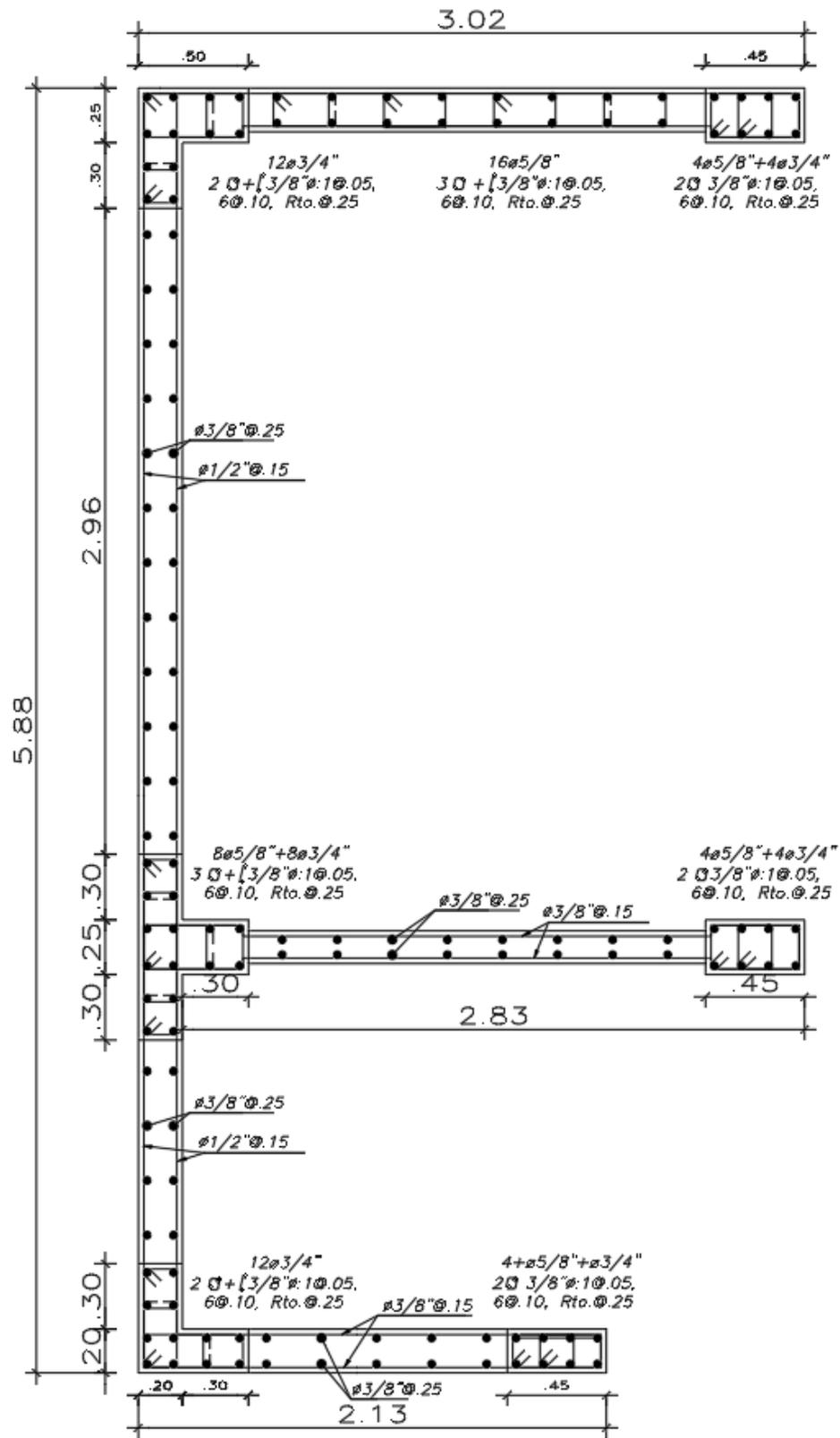
Y un brazo de palanca equivalente a $5.88 \text{ m} - 0.125 \text{ m} - 0.125 \text{ m} = 5.63 \text{ m}$, con los datos anteriores se tantea un área de acero aproximado.

$$A_s = \frac{M_u}{\text{Brazo} * f_y} = \frac{3233.70 * 1000 \text{ kg.m}}{5.63 \text{ m} * 4200 \text{ kg/cm}^2} = 136 \text{ cm}^2.$$

Para el ala superior se eligen $20 \text{ } \phi 5/8'' + 16 \text{ } \phi 3/4'' = 85.44 \text{ cm}^2$, y un área de acero similar en las alas central e inferior.

De manera que queda la siguiente distribución de acero tentativa.





PL-E
 DEL 1er PISO
 ESC. 1/25

Figura 67. Disposición de armadura tentativa.

Fuente: Propia.

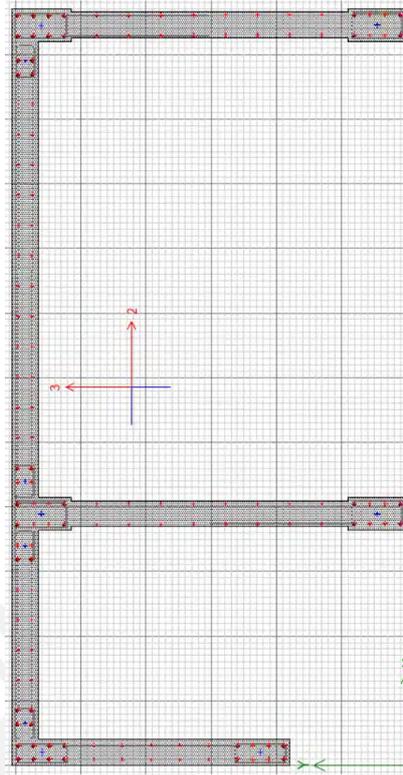


Figura 68. Modelo en Section Designer.

Fuente: Propia.

Sismo en X

Tabla 82. Combinación de cargas para sismo en dirección "X".

Sismo X			
Combinación	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	554.07	-44.60	-161.58
1.25(CM+CV) + SX	493.06	-787.16	-823.90
1.25(CM+CV) - SX	471.11	710.40	547.53
0.9CM+SX	315.68	-771.58	-764.76
0.9CM-SX	293.72	725.98	606.67

Fuente: Propia

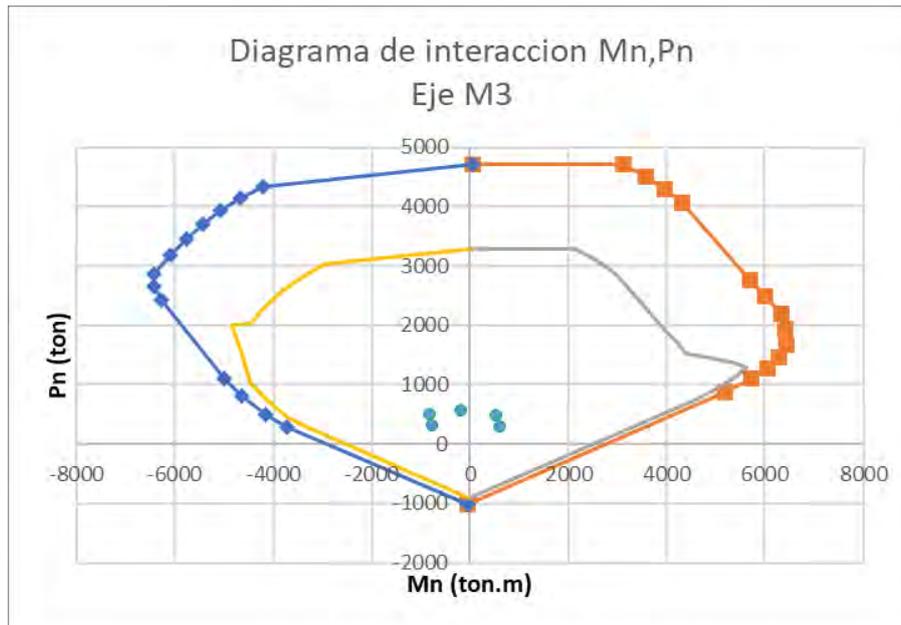


Figura 69. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas

Fuente: Propia

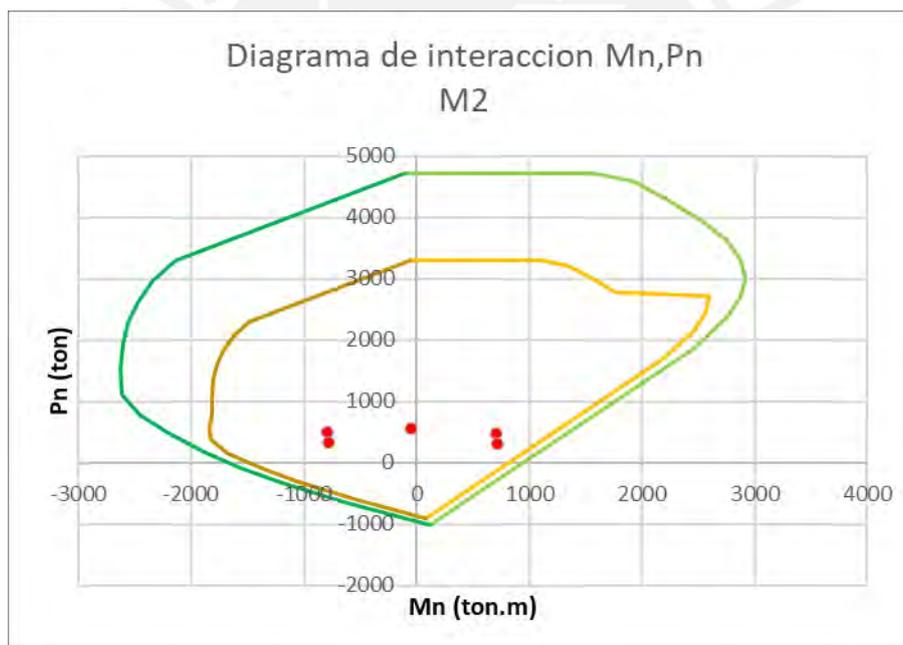


Figura 70. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas

Fuente: Propia

Sismo en Y

Tabla 83. Combinación de cargas para sismo en dirección "Y".

Sismo Y			
Combinación	P (ton)	M2 (ton.m)	M3 (ton.m)
1.4CM+1.7CV	554.07	-44.60	-161.58
1.25(CM+CV) + SY	470.85	-128.27	3095.51
1.25(CM+CV) - SY	493.32	51.51	-3371.88
0.9CM+SY	293.46	-112.68	3154.65
0.9CM-SY	315.93	67.09	-3312.74

Fuente: Propia

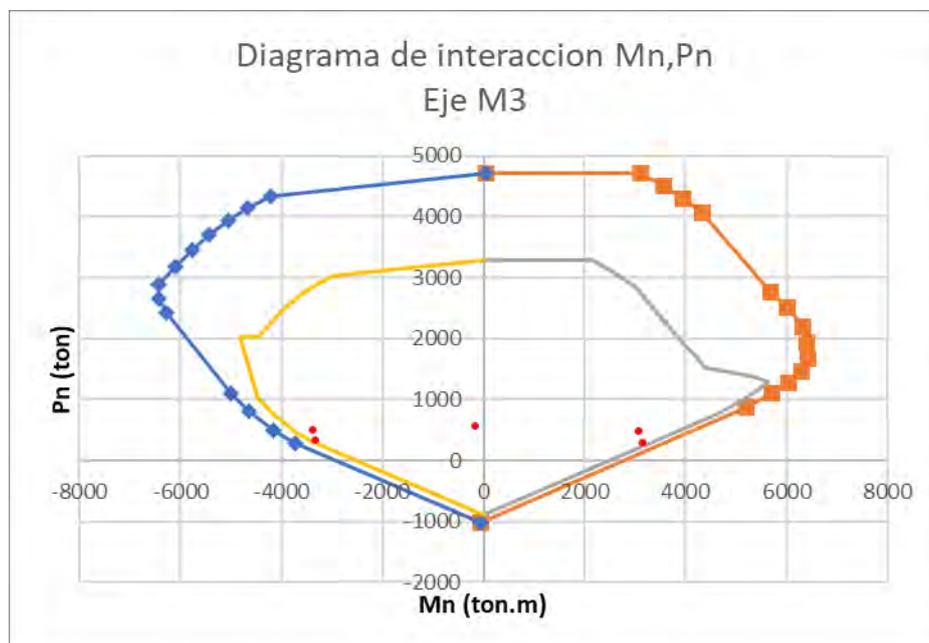


Figura 71. Diagrama de interacción para momentos M3 con cargas amplificadas

Fuente: Propia

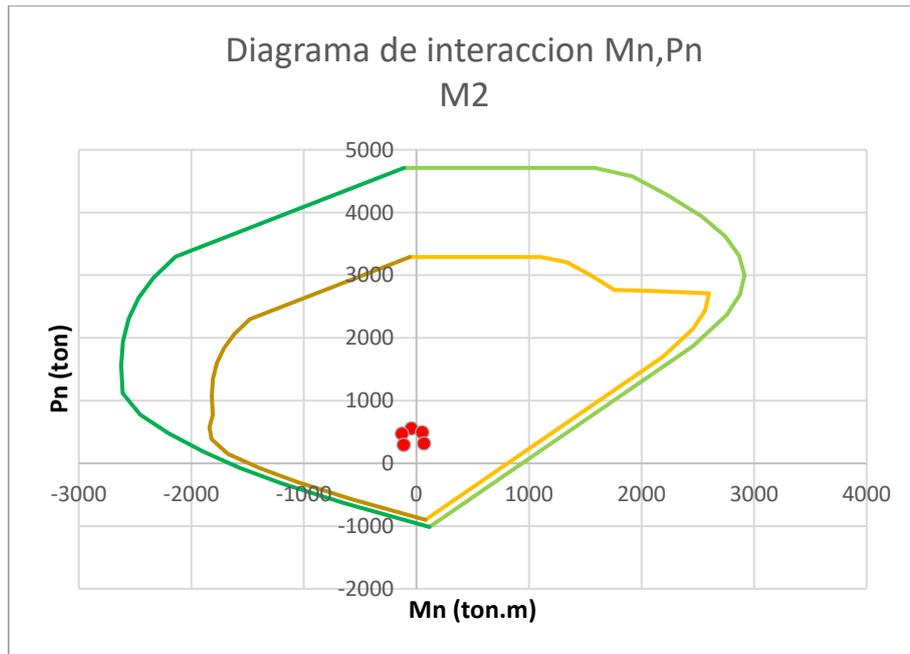


Figura 72. Diagrama de interacción para momentos M2 con cargas amplificadas

Fuente: Propia

Se puede apreciar que cuando el sismo actúa en dirección Y, los esfuerzos de flexocompresión demandados en M3 (dirección principal de la placa) están en el límite de la resistencia, esto repercute positivamente en el diseño por capacidad, pues no habrá mucha amplificación de la cortante por sobrerresistencia a flexocompresión.

Capítulo 8: Diseño de cimentaciones

8.1. Propiedades mecánicas del terreno:

El terreno presenta una capacidad portante de 4 kg/cm^2 . La zapata se encuentra a una profundidad de 1.65 m medido desde el nivel de piso terminado y para fines de cálculo académico se considera la densidad del terreno como 1.9 ton/m^3 , en el proyecto no se encontró napa freática.

8.2. Zapata aislada:

La zapata se encuentra ubicada entre los ejes D-2, el cual recibe las cargas de la columna C1 ($0.3 \times 0.75 \text{ m}$), si bien conecta a una zapata de borde, es conservador diseñarlo como aislada.

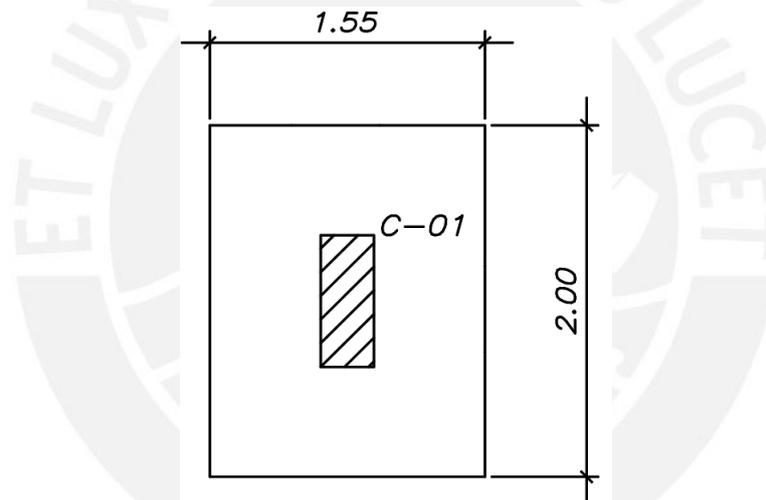


Figura 73. Zapata entre ejes D-2

Fuente: Propia

Se considera un modelo de cimentación rígida que se encuentra rodeado con un suelo de características elásticas, separado del suelo circundante y compuesto de un solo material; de esta manera la reacción del suelo se asume como una distribución lineal obteniendo valores óptimos y no lejanos de la realidad (Harmsen, 2002).

La geometría de zapata aislada es rectangular donde “ L_x y L_y ” son las dimensiones en la dirección del subíndice, “ h ” es la altura de zapata y “ D_x ” y “ D_y ” son las dimensiones de la columna

La fuerza axial y momento flector que llegan de la columna generan una excentricidad en relación al centro de gravedad de la zapata; se establece la siguiente distribución de presiones:

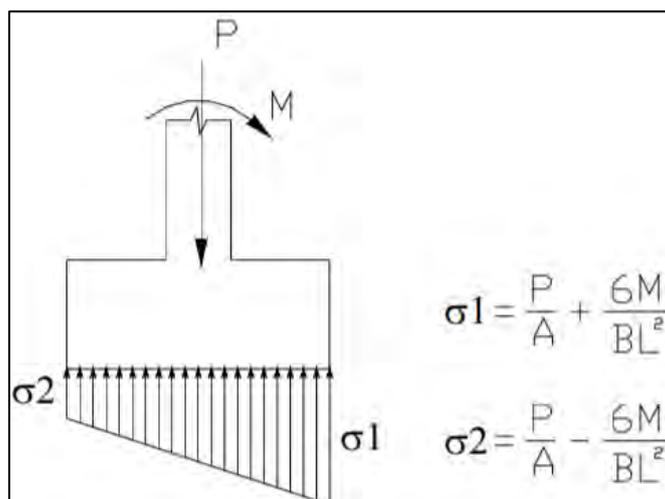


Figura 74. Distribución de presiones en zapata aislada.

Fuente: Blanco (1991).

Donde:

P = Fuerza axial es servicio (ton)

A = Área transversal de zapata = $L_x * L_y$ (m^2)

M_i = Momento flector en servicio alrededor del eje i (ton.m)

Finalmente, el esfuerzo resulta:

$$\sigma_{esf} = \frac{P}{(L_x * L_y)} + 6 * \frac{M_y}{(L_y * L_x^2)} + 6 * \frac{M_x}{(L_x * L_y^2)}$$

La norma E.060 en la sección 15.2.5. establece la reducción de las acciones sísmicas en un 80%, debido a que las sollicitaciones sísmicas que se señalan en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente están especificadas a nivel de resistencia de la estructura.

Se presenta la tabla con las reacciones en la zapata.

Tabla 84 Fuerzas internas proveniente de la base de la columna

Story	Columna	Load Case/Combo	Location	P (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Story1	C2	Dead	Bottom	87.60	-0.82	-0.44
Story1	C2	Live	Bottom	17.89	-0.15	-0.07
Story1	C2	S Din X Max	Bottom	16.38	-3.31	1.38
Story1	C2	S Din Y Max	Bottom	-17.58	7.43	0.15

Fuente: Propia

8.2.1. Pre - dimensionamiento:

El esfuerzo es igual a la fuerza axial en servicio (P_{serv}) entre el área (A):

$$\sigma_{actuante} = \frac{P_{serv}}{A}$$

Donde:

σ_{adm} = El esfuerzo admisible del terreno es de $4 \text{ kg/cm}^2 \Leftrightarrow 40 \text{ ton/m}^2$

P_{serv} = Fuerza axial debido a cargas de gravedad más un 5% por parte del peso del suelo y zapata $1.05 * (87.60 + 17.89) = 105.49 \text{ ton}$

A = Área de la zapata (m^2)

Fórmula para un primer predimensionamiento

$$A = \frac{P_{serv} * 1.05}{\sigma_{adm} * 90\%}$$

Al despejar el área, se obtiene 3.1 m^2 como área requerida para la zapata. Entonces, se selecciona $L_x = 1.55 \text{ m}$ y $L_y = 2.00 \text{ m}$ que equivale a 3.1 m^2 .

8.2.2. Verificación del pre dimensionado:

A partir de la fórmula:

$$\sigma_{actuante} = \frac{P}{(L_x * L_y)} + 6 * \frac{M_y}{(L_y * L_x^2)} + 6 * \frac{M_x}{(L_x * L_y^2)}$$

En el diseño se debe considerar lo siguiente:

- Si el σ es mayor al σ_{adm} entonces se debe aumentar las dimensiones de la zapata.
- Las presiones en la base de la zapata deben ser solo por esfuerzos de compresión o se deberá aplicar redistribución de esfuerzos de Meyerhoff.

- Para el caso de combinación de cargas donde incluye sismo, la norma E.060 indica que se puede aumentar σ_{adm} en 30%, se usa el valor $\sigma_{adm} * 1.30 = 52 \text{ ton/m}^2$.

A continuación, se presenta los esfuerzos generados a partir de la combinación de cargas:

Tabla 85. Verificación de esfuerzos en zapata

Servicio	σ actuante (ton/m ²)		σ_{adm} (ton/m)	¿ $\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{adm}$?
	1	2		
Cm+Cv	32.56	35.33	40	SÍ
Cm+Cv+0.8*SX	35.32	40.97	52	SÍ
Cm+Cv+0.8*SY	33.53	26.13	52	SÍ
Cm+Cv-0.8SX	29.80	29.68	52	SÍ
Cm+Cv-0.8SY	36.48	39.42	52	SÍ

Fuente: Propia

Se concluye que las dimensiones consideradas son correctas.

8.2.3. Altura de la zapata (h):

Primero, para $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, y aceros provenientes de la columna de $\phi 5/8''$, la altura de la zapata debe permitir el anclaje con gancho estándar a tracción y anclaje a compresión, por lo que se extraen los respectivos valores del libro del Ing. Ottazzi (35 cm y 37cm). A 37 cm se le agrega 10 cm de recubrimiento a eje, por lo que teóricamente se requeriría de 47 cm para anclar. Aun cuando 0.50 m de peralte es suficiente para anclar $\phi 5/8''$ se elige una altura de 0.6 m para uniformizar con las zapatas que reciben elementos verticales con refuerzos de $\phi 3/4''$.

8.2.4. Diseño por punzonamiento:

Se determina en un área a "d/2" de la cara en ambas direcciones, luego se determina el esfuerzo último máximo a partir de las combinaciones de carga:

Tabla 86. Esfuerzos últimos.

Últimas	Esf (ton/m ²)	
	Máximo	Mínimo
1.4Cm+1.7Cv	51.93	56.46
1.25(CM+CV) + SY	41.06	42.31
1.25(CM+CV) - SY	51.99	54.07
0.9CM+SY	24.29	24.87
0.9CM-SY	35.22	36.63

Fuente: Propia

Donde el máximo esfuerzo es 56.46 ton/m². Ahora se determinará la resistencia del concreto al punzonamiento (ϕV_c) y la fuerza de corte generada por las cargas actuantes (V_u).

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot d \cdot b_o \dots (\alpha)$$

Donde:

V_c = Resistencia que aporta el concreto (ton)

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 0.6 - 0.1 = 0.5 \text{ m}$$

$$b_o = \text{Perímetro de la sección crítica} = 2 \cdot (0.5 + 0.3) + 2 \cdot (0.5 + 0.75) = 4.10 \text{ m}$$

Al reemplazar los valores en ... (α) se obtiene: $\phi V_c = 267 \text{ ton}$

$$V_u = \sigma_u \cdot (A_t - A_o) \dots (\beta)$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante último (ton)

$$\sigma_u = \text{Esfuerzo último máximo} = 56.46 \text{ ton/m}^2$$

$$A_t = \text{Área total} = 3.47 \text{ m}^2$$

$$A_o = \text{Área crítica} = (0.5 + 0.3) \cdot (0.5 + 0.75) = 1.00 \text{ m}^2$$

Al reemplazar los valores ... (β) se obtiene: $V_u = 118.57 \text{ ton}$

Se verifica que $V_u < \phi V_c \Rightarrow 118 \text{ ton} < 267 \text{ ton}$, por lo tanto, la altura de la zapata ($h = 60 \text{ cm}$) es adecuada.

8.2.4. Diseño por cortante:

Se considera el área a una distancia "d" de la cara de la columna, para este caso el cortante último " V_u " a una distancia "d" de la cara de la columna es igual a:

$$V_u = \sigma_u \cdot B \cdot (A_{la} - d)$$

Donde:

$$\sigma_u = \text{Esfuerzo último máximo} = 56.46 \text{ ton/m}^2$$

$B = 1$ m de ancho

Ala = 0.625 m

$d = 0.5$ m

Al reemplazar los valores se obtiene $V_u = 7.06$ ton

Y el aporte del concreto:

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

Donde:

$f'_c = 210$ kg/cm²

$B = 1$ m de ancho

$d = 0.5$ m

Al reemplazar se obtiene $\phi V_c = 32.6$ ton

Se verifica que $V_u < \phi V_c \Rightarrow 7.06 \text{ ton} < 32.6 \text{ ton}$; por lo tanto, la altura de la zapata ($h = 60$ cm) es adecuada.

8.2.5. Diseño a flexión:

Para este caso se utiliza la sección transversal de la zapata que se encuentra a cara de la columna en las dos direcciones y se toma un tramo de 1 m de ancho como viga en volado, con $f'_c = 210$ kg/cm² y $f_y = 4200$ kg/cm².

El momento flector último se determina mediante la siguiente fórmula:

$$M_u = \frac{\sigma_u \cdot B \cdot Ala^2}{2}$$

Donde:

$\sigma_u =$ Esfuerzo último máximo = 56.46 ton/m²

$B = 1$ m de ancho

$Ala = \frac{(Lx - Dx)}{2} = \frac{(1.55 - 0.3)}{2} = 0.625$ m

Al reemplazar resulta $M_u = 12.8 \text{ ton.m}$

El área de acero mínimo según la norma E.060 es igual a:

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * B * h$$

Donde:

$$B = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.6 \text{ m}$$

Al reemplazar se obtiene $A_s \text{ mín.} = 10.8 \text{ cm}^2$ ($5/8'' @ 0.185$)

Se hace uso de las fórmulas de diseño a flexión contemplando un ancho unitario y un peralte efectivo de 0.50 m.

Ya que $A_s \text{ mín}$ es mayor a $A_s \text{ diseño}$, se considera el acero mínimo para el refuerzo en la zapata, la distribución de refuerzo longitudinal para los dos ejes principales es un refuerzo de $\phi 5/8''$ espaciado cada 0.175 m.

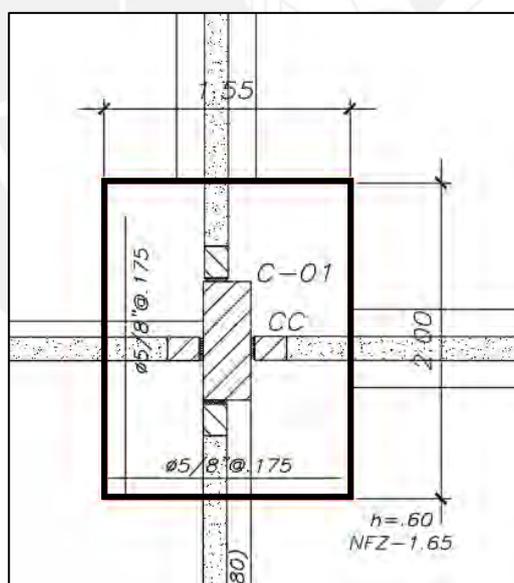


Figura 75. Zapata aislada entre ejes D-2

Fuente: Propia

8.3. Zapata conectada:

La zapata conectada a diseñar es la correspondiente a las Zapatas del eje D-2 y E-2 las cuales reciben a la columna C-01 y la placa PL-10 de borde.

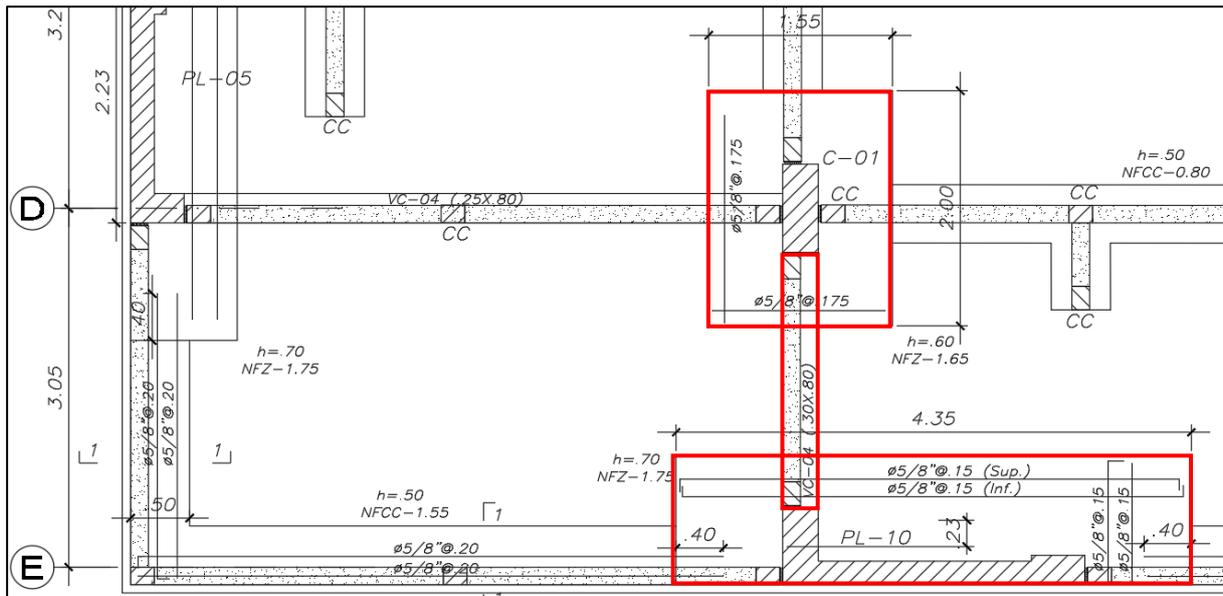


Figura 76. Ubicación de la zapata conectada

Fuente: Propia

Esta zapata se idealiza como un “sube y baja” con apoyo en los centros de zapata y con cargas aplicadas a eje de columna.

Las fórmulas que resultan del equilibrio:

$$P_1(e + L) = (R_1 \times L) + M_1 + M_2$$

$$R_1 = P_1 + \left(\frac{P_1 e}{L} \right) - \frac{M_1 + M_2}{L}$$

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

Donde:

- P: Fuerzas axiales en la columna (ton)
- R: Fuerza de Reacción en el apoyo idealizado al centro de zapata (ton)
- Mi: Momento flector en servicio en el eje “i” (ton.m)
- L: Longitud entre los centros de zapata (m)
- e: Excentricidad entre el centro geométrico del elemento vertical y el centro de zapata (m)

La geometría de la zapata rectangular es “Lx” y “Ly”, son las dimensiones en la dirección del subíndice, “h” es la altura de zapata y “Dx” y “Dy” son las dimensiones de la columna

Finalmente, el esfuerzo en una zapata resulta:

$$\sigma_{esf} = \frac{P}{(Lx * Ly)} + 6 * \frac{Mx}{(Lx * Ly^2)} + 6 * \frac{My}{(Ly * Lx^2)}$$

Se requiere de las reacciones provenientes de las columnas, se presenta los datos de cada columna con las fuerzas de sismo reducidas al 80% para llevarlas a un estado de “servicio” y así chequear que ningún esfuerzo sobrepase el esfuerzo admisible del suelo igual a 40 ton/m² en casos sin sismo y $1.3 * (\sigma) = 1.3 * (40) = 52 \text{ ton/m}^2$ para casos de sismo.

Para el diseño se tomará una amplificación del mayor esfuerzo ejemplo:

$$\sigma_u \text{ (ton/m}^2\text{) sin sismo} = 1.6 * \text{máx } \sigma \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_u \text{ (ton/m}^2\text{) con sismo} = 1.25 * \sigma \text{ (ton/m}^2\text{)}$$

y el σ_u de diseño será el mayor valor.

Tabla 87. Cargas provenientes de los elementos verticales.

	Central	Borde
Dx(m)	0.3	2.55
Dy(m)	0.75	0.65
Diferencia	0.45	1.9

COLUMNA INTERIOR				
Load Case/Combo	Location	P2 (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Dead	Bottom	87.60	-0.85	-0.43
Live	Bottom	17.89	-0.15	-0.20
S Din X Max	Bottom	-13.10	-2.65	1.10
S Din Y Max	Bottom	14.07	5.95	0.12
PLACA EN BORDE				
Load Case/Combo	Location	P1 (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Dead	Bottom	97.47	-2.56	7.20
Live	Bottom	15.04	-0.51	1.58
S Din X Max	Bottom	-10.91	-17.44	144.39
S Din Y Max	Bottom	-33.31	13.82	23.03

Fuente: Propia

8.3.1. Pre - dimensionamiento:

Se realizarán 4 verificaciones para esta etapa, con $L = 3.11 \text{ m} \rightarrow$ Distancia de centro de zapata 1 a centro de zapata 2

La Zapata 1 (borde) se predimensiona con P1 con un factor de 1.20 para considerar el efecto de la excentricidad que aumenta presiones en el suelo.

La Zapata 2 (interior) se predimensiona con R2 y se incrementa por un factor 1.05 para considerar peso de zapata y peso del suelo.

$$A_{tent} = \frac{(P1 \text{ o } R2) * factor}{\sigma_{suelo} * 0.9}$$

Se reduce la presión admisible del suelo para contemplar una holgura a los esfuerzos que pueda inducir los sismos.

Tabla 88. Datos preliminares para el diseño.

	Central	Borde
Área tentativa (m ²)	2.98	3.63
Lx	1.55	4.35
Ly	2.00	1.10
Área instalada (m ²)	3.10	4.79

Fuente: Propia

- 1era verificación bajo cargas de gravedad sin sismo

Tabla 89. 1era verificación bajo cargas de gravedad sin sismo

1era verificación (sin sismo)						
Central			Borde			
P2	M2	R2	P1	M1	e	R1
105.49	-1.00	90.41	112.51	-3.07	0.38	127.6
Esf1		Esf2		Esf1		Esf2
29.83		31.42		30.53		25.47

Fuente: Propia.

Ningún esfuerzo en servicio excede de 40 ton/m^2

- 2da Verificación con momentos de sismo +Y

Tabla 90. 2da verificación con sismo en dirección Y.

2da verificación con sismo direccion "+Y"						
Central	Central	Central	Borde	Borde	Borde	Borde
P2	M2	R2	P1	M1	e	R1
119.56	4.95	109.87	79.20	10.76	0.38	83.8
Esf1 (ton/m2)		Esf2 (ton/m2)		Esf1 (ton/m2)		Esf2 (ton/m2)
36.57		37.85		27.57		9.23

Fuente: Propia.

Ningún esfuerzo en servicio excede de 52 ton/m²

- 3era Verificación con momentos de sismo -Y

Tabla 91. 3era verificación con sismo en dirección -Y.

3era verificación con sismo direccion "-Y"						
Central	Central	Central	Borde	Borde	Borde	Borde
P2	M2	R2	P1	M1	e	R1
91.43	-6.95	65.90	145.82	-16.89	0.38	171.3
Esf1 (ton/m2)		Esf2 (ton/m2)		Esf1 (ton/m2)		Esf2 (ton/m2)
21.38		23.27		33.49		41.71

Fuente: Propia.

Ningún esfuerzo en servicio excede de 52 ton/m²

- 4ta Verificación con momentos de sismo X

Tabla 92. 4ta verificación con sismo en dirección X.

4ta verificación con sismo en direccion "+X"						
Central	Central	Central	Borde	Borde	Borde	Borde
P2	M2	R2	P1	M1	e	R1
92.39	-3.65	79.95	101.60	-20.50	0.38	121.8
Esf1 (ton/m2)		Esf2 (ton/m2)		Esf1 (ton/m2)		Esf2 (ton/m2)
27.67		26.49		70.88		-17.42

Fuente: Propia.

Según la idealización considerada, se puede concluir que la viga de conexión controla bien los esfuerzos para sismo en dirección Y, pero los esfuerzos para sismos en dirección X exceden la presión admisible del suelo; sin embargo, se debe tener en cuenta que no se consideraron los cimientos corridos en dirección X del eje "E". En un modelo numérico elaborado en SAFE se nota que estos cimientos corridos contribuyen a

controlarse bien los esfuerzos que un sismo en X produce en el suelo, los resultados se mostrarán en el capítulo siguiente.

8.3.2. Valores σ máximos:

Retomando el cálculo por método rígido, en la siguiente tabla se muestran los esfuerzos últimos máximos en cada zapata para el ejemplo de zapata conectada.

Tabla 93. Esfuerzos máximos, resultado de la combinación de cargas últimas

	Interior	Borde
Esf serv (ton/m ²)	50.27	48.85

Fuente: Propia

Estos valores resultaron de multiplicar por 1.6 los esfuerzos en servicio y serán aplicados uniformemente en la zapata para el diseño en:

- Punzonamiento
- Flexión
- Cortante

8.3.3. Diseño por punzonamiento:

Se presentan los parámetros necesarios para el diseño:

Tabla 94. Datos para el diseño por punzonamiento

	Interior	Borde
$f'c$ (kg/cm ²)	210	210
h (m)	0.6	0.7
d efectivo (m)	0.5	0.6
b_o (m)	4.1	4.48
A_o (m ²)	1	2.29
A_{total} (m ²)	3.10	4.79

Fuente: Propia

El peralte efectivo de “ d ” permite que los aceros de columnas y placas desarrollen anclaje, por lo que resta verificar si la resistencia suministrada es adecuada.

Luego de obtener el punzonamiento último, se compara con la resistencia que el concreto aporta.

Tabla 95. Diseño por punzonamiento

Punzonamiento	Interior	Borde
ϕV_c (ton)	267.66	350.96
V_u (ton)	105.56	121.87
$V_u < \phi V_c$	OK	OK

Fuente: Propia

8.3.4. Diseño por cortante:

Se utilizan los mismos datos que se usó en el diseño por punzonamiento y de igual manera el cortante último se compara con el aporte del concreto:

Tabla 96. Diseño por cortante unidireccional

Cortante	Interior	Borde
Volado (m)	0.63	0.90
Volado (m)	0.63	0.45
V_u (ton)	6.28	14.65
ϕV_c (ton)	32.64	39.17
$V_u < \phi V_c$	OK	OK

Fuente: Propia

Se comprueba que el peralte elegido da resultados que satisfacen la demanda.

8.3.5. Diseño por flexión:

A partir del momento último presente en cada zapata, se configura el refuerzo de acero:

Tabla 97. Diseño por flexión

	Interior	Borde
M_u (ton.m)	9.82	19.78
d (m)	0.50	0.60
A_s req	5.26	8.88
A_s mín/m (cm ²)	10.8	12.6

Fuente: Propia

En la zapata de borde se requiere de $\phi 5/8'' @ .23$ m; sin embargo, por A_s mín. ($0.0018 * b * h = 12.6$ cm²) se requiere de $\phi 5/8'' @ .159$ m, por lo que A_s mínimo predomina.

Resultado del diseño de Zapata conectada:

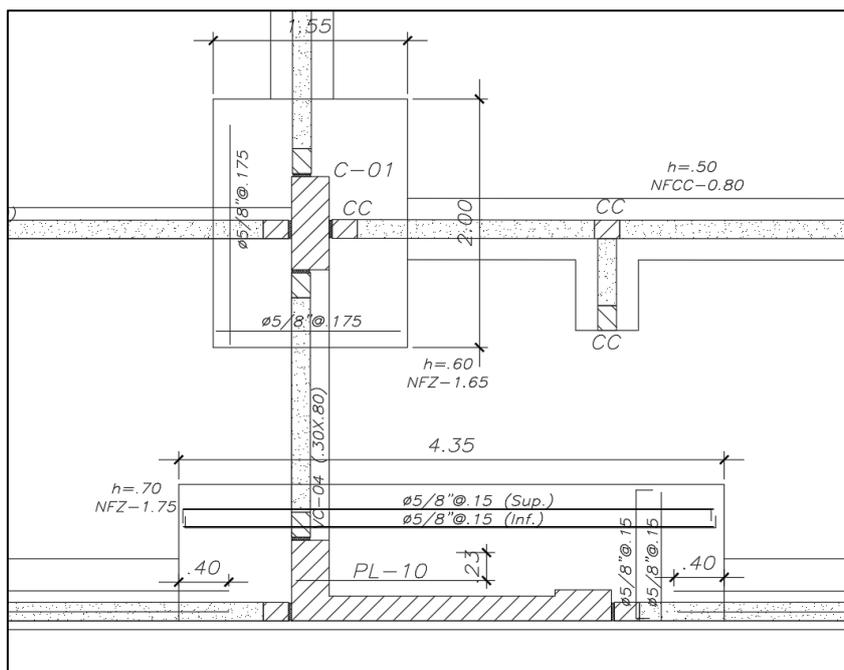


Figura 77. Diseño final de zapata conectada

Fuente: Propia

8.3.6. Diseño de viga de cimentación:

Se diseñará por cortante y por flexión, para esto se considera una excentricidad de 0.38 m entre centro de zapata y centro de cargas para calcular los momentos actuantes en la viga de cimentación.

Tabla 98. Casos de carga en la viga de cimentación

	P (ton)	Mx (ton.m)	Mux (ton.m)
1.4cm+1.7cv	162.02	-4.45	57.12
1.25(cm+cv)+sy	98.99	13.45	51.06
1.25(cm+cv)-sy	182.28	-21.11	48.15
0.9(cm)+sy	46.08	14.98	32.49
0.9(cm)-sy	129.37	-19.58	29.58

Fuente: Propia

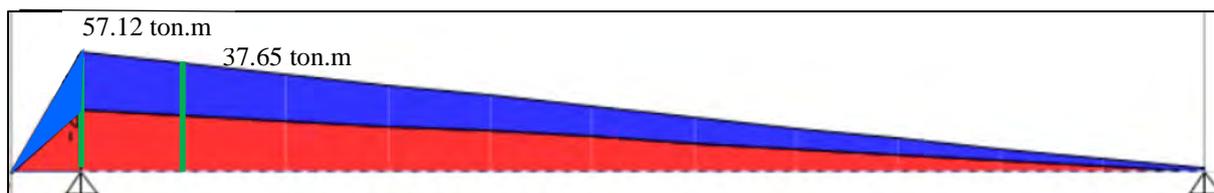


Figura 78. Envolvente de momentos flectores en viga

Fuente: Propia

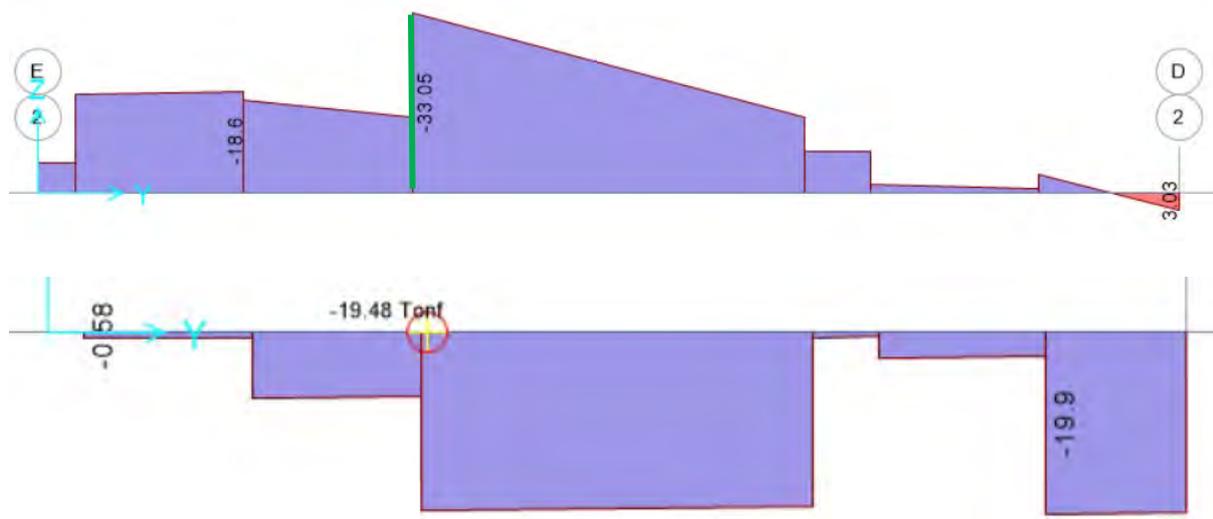


Figura 79. Envolvente de momentos flectores y cortante de SAFE (Se detallará en el siguiente capítulo)

Fuente: Propia

Se realiza una envolvente de los momentos con los casos de verificación.

Diseño por corte:

Se elige preliminarmente un peralte de 0.80 m y ancho 0.30 m debido a la luz libre de 2.18 m aproximadamente (relación de 1:3, peralte: luz libre).

$$d \text{ efectivo} = 0.70 \text{ m}, \varphi = 0.85$$

$$V_u \text{ diseño} = 19.5 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 70 = 16.13 \text{ ton}$$

$$\varphi V_c = 13.71 \text{ ton}$$

$$V_s = V_u / \varphi - V_c$$

$$V_s = 6.81 \text{ ton}$$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ estribos de } 3/8''$$

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

$$s = 61 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = A_v * f_y / (3.5 b_w) = 77.4 \text{ cm}$$

$$S_{\text{max}} = A_v * f_y / (.2 * \sqrt{f_c} * b_w) = 93.5 \text{ cm}$$

$$V_s = 74 \text{ ton} \leq 2.1 \sqrt{f_c} * b * d = 133.9 \text{ ton}$$

Se elige un espaciamiento “s” de 15 cm para estribos de 3/8”

Diseño a flexión:

Se requiere reforzar la zona sometida a tracción, debido a flexión ubicada en la cara de la zapata.

$$M_u = 37.65 \text{ ton.m}$$

$$b = 0.30 \text{ m, } d = 0.70 \text{ m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\Phi * 0.85 * f_c * b}} = 12.22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_n}{f_y * (d - a/2)} = \frac{27.78}{4200 * (0.70 - 7.85/2)} = 15.59 \text{ cm}^2$$

El acero instalado es 6 ϕ 3/4” (17.01 cm²), asimismo se dispondrá de barras de ϕ 3/8” distribuido en el alma @ .30, debido a que es una viga de gran peralte en relación a la luz libre ($L_n/h < 4$), la norma tiene requerimientos especiales para este tipo de vigas, en el Art 9.9.6 de la norma E.060 pide armadura de piel para controlar las fisuras en el alma.

- $S \leq 30 \text{ cm}$
- $S \leq 380 (250/f_s) - 2.5 C_c$
- $S \leq 300 (250/f_s)$

Al tener 0.80 m de peralte, si se dispone de 2 capas de 2 ϕ 3/8” se tendrá un espaciamiento menor a 22 cm y se estará cumpliendo con los requerimientos.

Para el corte de fierro se verifica cuánta resistencia suministra una cantidad de acero y en este cálculo se desprecia el aporte del acero distribuido

$$6\phi 3/4'' \rightarrow \phi M_n = 40.91 \text{ ton.m}$$

$$3\phi 3/4'' \rightarrow \phi M_n = 21.54 \text{ ton.m}$$

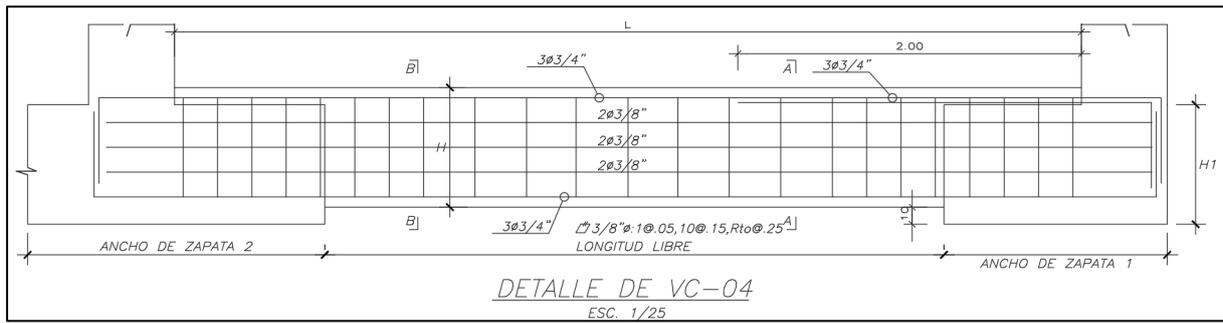


Figura 80. Diseño de viga de cimentación

Fuente: Propia

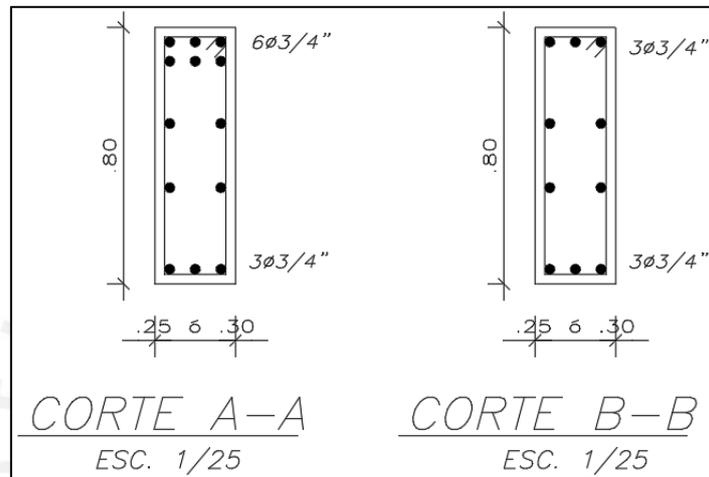


Figura 81. Corte de viga de cimentación

Fuente: Propia

8.4. Diseño de zapata combinada

La zapata combinada a diseñar es la correspondiente a la que recibe a las placas PL-E y PL-06,

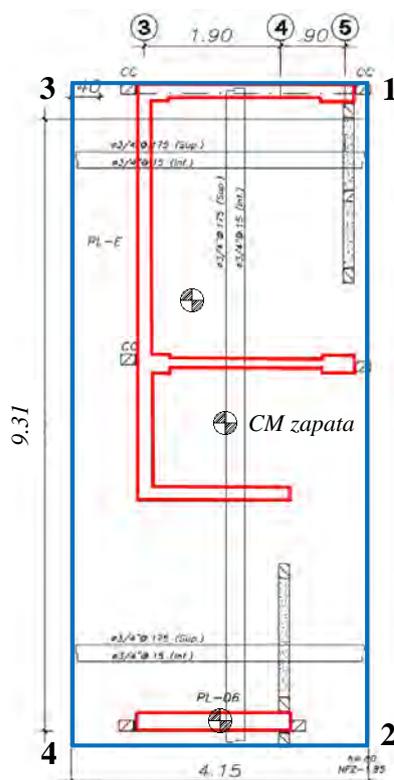


Figura 82. Zapata Combinada

Fuente: Propia

Se obtienen las cargas provenientes de las placas.

Tabla 99. Cargas actuantes en Placa PL-E.

Pier	Carga	P	M2	M3
		ton	ton.m	ton.m
Placa E	Dead	338.6	-25.3	-87.8
Placa E	Live	47.1	-5.4	-22.7
Placa E	S Din X	-8.8	599.0	-548.6
Placa E	S Din Y	9.0	-71.9	2587.0

Fuente: Propia.

Tabla 100. Cargas actuantes en Placa PL-06

Pier	Carga	P	M2	M3
		ton	ton.m	ton.m
P06	Dead	160.0	0.0	3.3
P06	Live	32.0	0.0	1.7
P06	S Din X	-1.0	-0.3	86.8
P06	S Din Y	-4.1	2.0	13.1

Fuente: Propia.

Se trasladan las cargas al centroide de la zapata.

Tabla 101. Cargas al trasladar las cargas de placas al CM de la zapata

Pier / Caso	Datos Iniciales					Momentos por desplazar P a CM		
	P	dx	dy	My	Mx	P (ton)	My (ton.m)	-Mx (ton.m)
Dead	159.95	-0.1	-4.33	3.35	0.04	159.95	-12.65	-692.54
Live	32.01	-0.1	-4.33	1.66	0.01	32.01	-1.54	-138.60
S Din X	-1.01	-0.1	-4.33	86.85	0.27	-1.01	86.95	4.64
S Din Y	-4.13	-0.1	-4.33	13.11	-1.96	-4.13	13.53	15.90
Placa E	P	dx	dy	My	Mx	P (ton)	My (ton.m)	-Mx (ton.m)
Dead	338.55	-0.26	1.76	-25.33	-87.82	338.55	-113.35	508.03
Live	47.11	-0.26	1.76	-5.37	-22.72	47.11	-17.62	60.20
S Din X	-8.78	-0.26	1.76	599.02	-548.57	-8.78	601.31	-564.03
S Din Y	8.99	-0.26	1.76	-71.91	2586.96	8.99	-74.25	2602.78

Fuente: Propia.

Tabla 102. Cargas actuantes en el CM de zapata.

Pier	Caso	Cargas en CM de Zapata		
		P (ton)	My (ton.m)	-Mx (ton.m)
P06 + P-E	Dead	498.50	-126.00	-184.52
P06 + P-E	Live	79.13	-19.16	-78.40
P06 + P-E	0.8 SDINX	-7.83	550.61	-447.51
P06 + P-E	0.8 SDINY	3.89	-48.58	2094.95

Fuente: Propia.

8.4.1. Pre-dimensionamiento:

El área tentativa se calcula de manera similar a una zapata aislada del capítulo 8.2.

$$A = \frac{P_{serv} * 1.05}{\sigma_{adm} * 90\%}$$

Tabla 103. Área tentativa y dimensiones elegidas.

σ_{terr} (ton/m ²)	40
A req (m ²)	16.8

Lx (m)	4.15
Ly (m)	9.31
A insta (m ²)	38.64

Fuente: Propia.

La dimensión L_y de la zapata debe ser 9.31m para poder cubrir ambas placas, y la dimensión L_x se eligió contemplando volados de aproximadamente 0.90 m.

8.4.2 Verificación del predimensionado

Mediante la siguiente fórmula se verifican las presiones en el suelo.

$$\sigma_{actuante} = \frac{P}{(L_x * L_y)} + 6 * \frac{M_y}{(L_y * L_x^2)} + 6 * \frac{M_x}{(L_x * L_y^2)}$$

Tabla 104. Presión distribuida correspondiente al suelo y al peso propio de zapata

	t	γ	W
	m	ton/m ³	ton/m ²
h falso piso	0.1	2	0.2
h suelo	0.75	1.9	1.43
h zapata	0.80	2.4	1.92
Df	1.65	W distrib	3.55

Fuente: Propia.

Tabla 105. Cargas actuantes para 5 condiciones de carga.

Caso en servicio	Cargas Finales en CM Zapata			Excentricidades	
	P (ton)	My (ton.m)	-Mx (ton.m)	ex (m)	ey (m)
1. Cm+Cv	714.60	-145.16	-262.91	-0.20	-0.37
2. Cm+Cv+0.8*SX	706.76	405.44	-710.43	0.57	-1.01
3. Cm+Cv-0.8*SX	722.43	-695.77	184.60	-0.96	0.26
4. Cm+Cv+0.8*SY	718.49	-193.74	1832.03	-0.27	2.55
5. Cm+Cv-0.8*SY	710.70	-96.59	-2357.86	-0.14	-3.32

Fuente: Propia.

Tabla 106. Esfuerzos en el suelo

Combinación en servicio	σ (ton/m ²)				σ_{adm} (ton/m)	$\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{adm}?$
	1	2	3	4		
1. Cm+Cv	8.68	17.45	19.54	28.31	40	SÍ
2. Cm+Cv+0.8*SX	21.61	45.31	-8.73	14.97	52	SÍ
3. Cm+Cv-0.8*SX	-4.26	-10.42	47.81	41.65	52	SÍ
4. Cm+Cv+0.8*SY	41.91	-19.21	56.40	-4.71	52	NO
5. Cm+Cv-0.8*SY	-24.55	54.11	-17.32	61.34	52	NO

Fuente: Propia.

Se observa que los casos con sismo causan tracciones en el suelo, lo cual no es realista pues, el suelo no tiene la propiedad de soportar tracciones. Como alternativa se usará el método de Meyerhoff, el cual es una simplificación que consiste en asumir que hay una redistribución de esfuerzos constantes en una zona efectiva de la zapata.

$$\sigma \text{ actuante} = \frac{P}{2(0.5L - e)B}$$

Tabla 107. Esfuerzos actuantes en los bordes de Zapata.

Combinación en servicio	Esf 1-2 (ton/m ²)	Esf 3-4 (ton/m ²)	Esf 1-3 (ton/m ²)	Esf 2-4 (ton/m ²)
2. Cm+Cv+0.8*SX	25.28	0.00		
3. Cm+Cv-0.8*SX	0.00	34.89		
4. Cm+Cv+0.8*SY			41.12	0.00
5. Cm+Cv-0.8*SY			0.00	64.03

Fuente: Propia.

8.5. Valores obtenidos en SAFE

El software hace uso del método de Winkler, asimila una cama de resortes bajo la cimentación con rigidez igual al módulo de reacción de subrasante, también llamado coeficiente de balasto “Ks” (ton/m³), este coeficiente no es una propiedad netamente del suelo, sino que es resultado de la interacción de la zapata y el suelo, donde las propiedades mecánicas y granulométricas del suelo en combinación con la geometría de la cimentación hacen variar el valor del módulo. El coeficiente K₃₀ o K_{s(1)} es la relación de presión actuante y el asentamiento en un punto (P/y) (Muzás, 2002) producido por un plato cuadrado de 30 cm o 1 pie de lado. El ingeniero Nelson Morrison, representante de CSI Latinoamérica, sugiere que para valores de 4 kg/cm² de presión admisible de suelo, se puede usar el valor K_s = 8000 ton/m³ y no es necesario hacer modificaciones. Por lo que este valor de K_s fue usado para el modelo de la presente tesis, no sin antes haber hecho variar el coeficiente de balasto, comprobando así que los asentamientos son altamente sensibles a dicho módulo, pero que las presiones se mantenían razonablemente similares.

Valores de carga aplicada al centro de la zapata de 1.55 m x 2.00 m.

Tabla 108. Cargas aplicadas al centro de la zapata.

Caso	Cargas en CM de Zapata		
	P (ton)	My (ton.m)	Mx (ton.m)
Dead	87.60	-0.431	0.852
Live	17.89	-0.203	0.1492

Fuente: Propia.

Tabla 109. Dimensiones de columna y predimensionado de zapata.

Sección de columna	
Dx (m)	0.3
Dy (m)	0.75
σ adm (ton/m ²)	40
A req (m ²)	3.1
Lx (m)	1.55
Ly (m)	2
A insta (m ²)	3.10

Fuente: Propia.

Tabla 110. Resultados de cálculo manual.

Servicio	σ actuante (ton/m ²)		σ adm (ton/m)	σ máx < σ adm?
	1	2		
Cm+Cv	35.90	39.18	40	Sí

Fuente: Propia.

Tabla 111. Cargas de terreno y peso propio de zapata.

	t	γ	W
	m	ton/m ³	ton/m ²
h falso piso	0.1	2	0.2
h suelo	0.95	1.9	1.81
h zapata	0.60	2.4	1.44
Df	1.65	W distrib	3.45

Fuente: Propia.

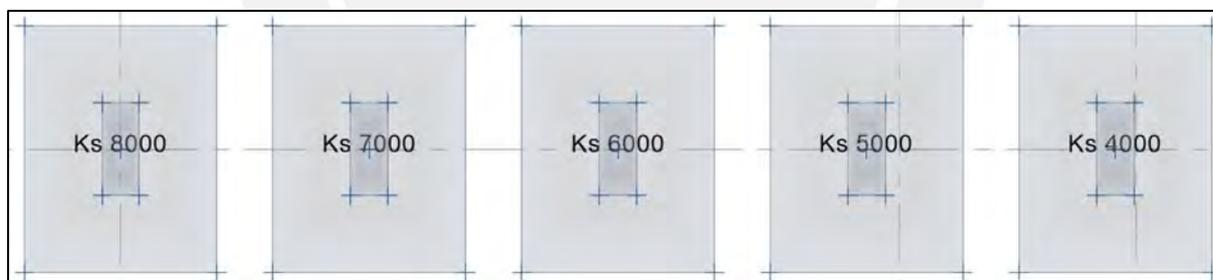


Figura 83. Zapatas de 1.55 m x 2.00 m, h = 0.60 m con diferentes módulos de balasto.

Fuente: Propia

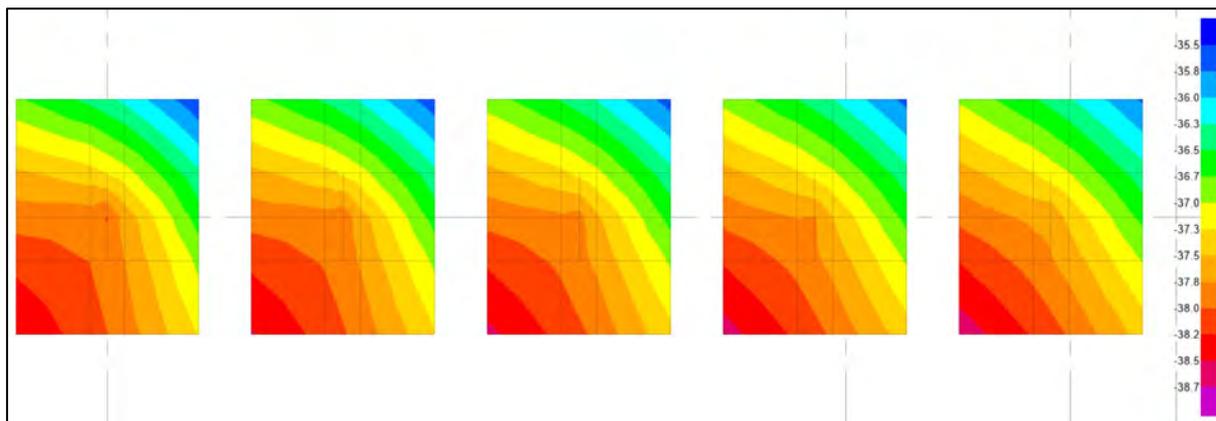


Figura 84. Presiones en suelo para cada módulo de balasto ton/m².

Fuente: Propia

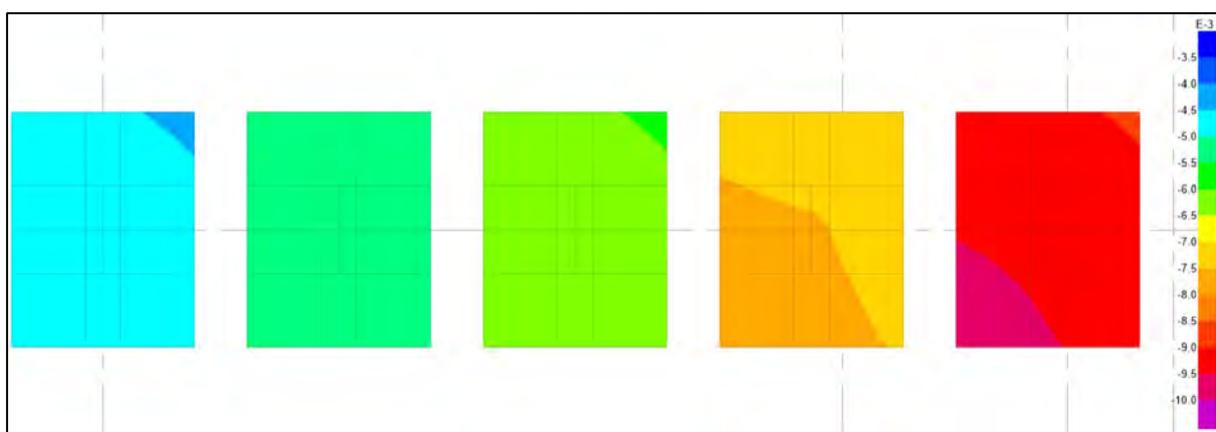


Figura 85. Asentamientos en el suelo en metros.

Fuente: Propia

En la figura 84. se nota que las presiones son similares tanto en magnitud como en distribución, con valores de 35.5 ton/m² a 38.7 ton/m² para las 5 zapatas, estos valores son cercanos a los calculados manualmente 35.9 ton/m² 39.18 ton/m². Por otro lado, en la figura 85. los asentamientos varían desde 3.5 mm hasta 10 mm, debido al módulo de balasto.

Se compararon los resultados obtenidos de SAFE y los obtenidos en los apartados 8.2. Zapatas aisladas, 8.3. Zapatas conectadas y 8.4. Zapatas combinadas.

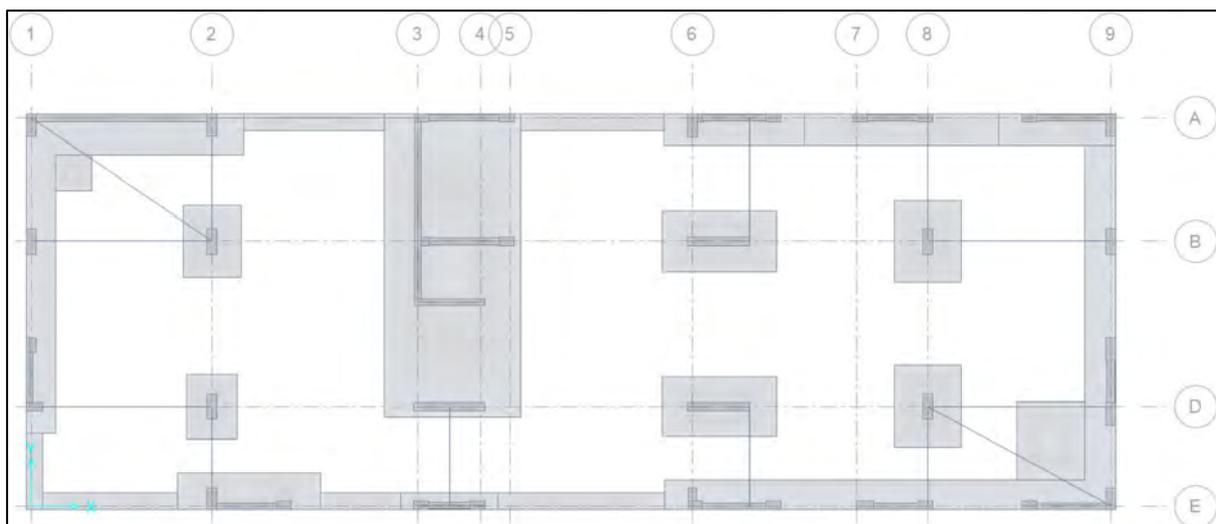


Figura 86. Modelo considerado en SAFE con $K_s = 8000 \text{ ton/m}^3$

Fuente: Propia

Las cargas de columnas y placas se exportaron de Etabs y se conservó el valor numérico del análisis dinámico; sin embargo, el método de combinación modal hace que se pierda el signo, por lo que se asignó a cada elemento el signo obtenido por el análisis estático, los resultados son los siguientes:

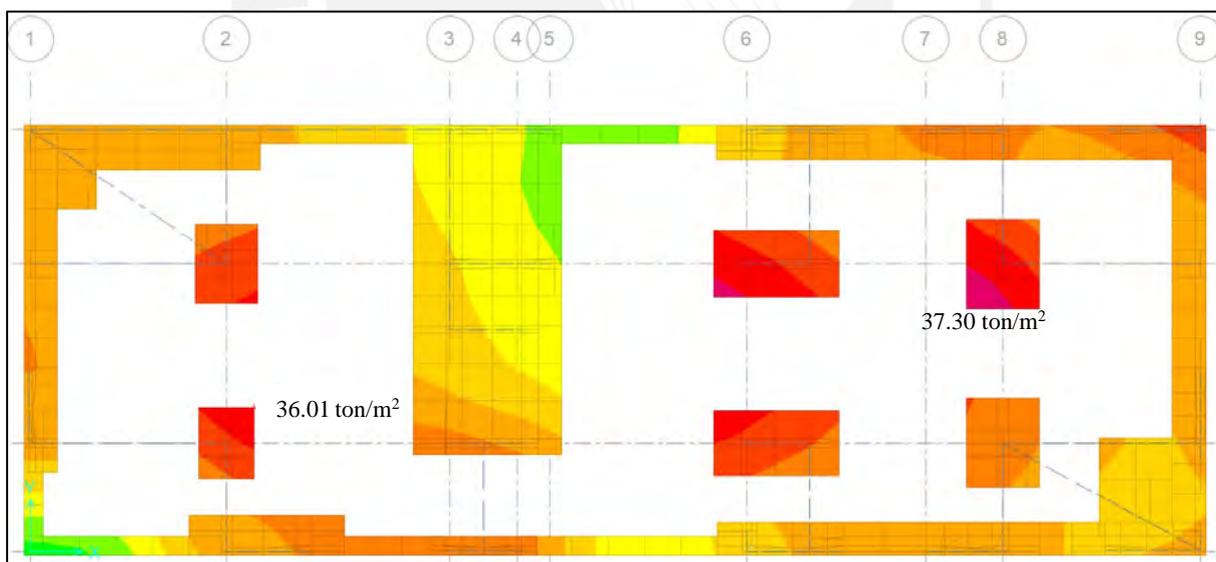


Figura 87. Presiones en el suelo bajo cargas de gravedad

Fuente: Propia

En la tabla 89. Verificación sin sismo, se aprecia que los valores de presión de la zapata interior del eje D-2 son aproximadamente 31.4 ton/m^2 , razonablemente similar al valor 36 ton/m^2 obtenido de SAFE. Del mismo modo, en la zapata de borde se calcularon manualmente valores

de 25 y 30 ton/m², también razonablemente cercanos a los valores 22 y 26 ton/m² obtenidos de SAFE.

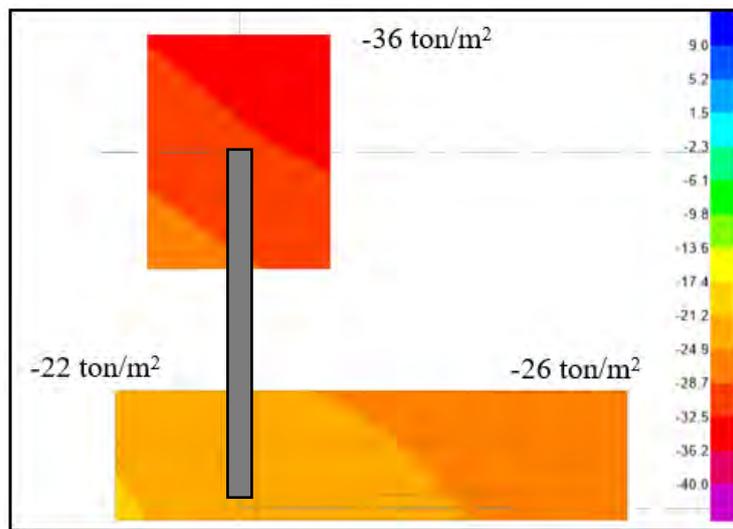


Figura 88. Zapatas conectadas, esfuerzos sin sismo

Fuente: Propia

De manera similar se verificó para las condiciones de sismo, obteniéndose resultados coherentes. De esta manera se validan los resultados del software y se concluye que la configuración geométrica de la cimentación es adecuada al no sobrepasar los esfuerzos máximos admisibles.

Es pertinente mostrar y comparar los resultados hallados en el capítulo 8.4. Diseño de zapata combinada, se extraen los valores de la Tabla 107. y se colocan en color rojo o azul para distinguirlos de los esfuerzos obtenidos en SAFE en texto de color negro.

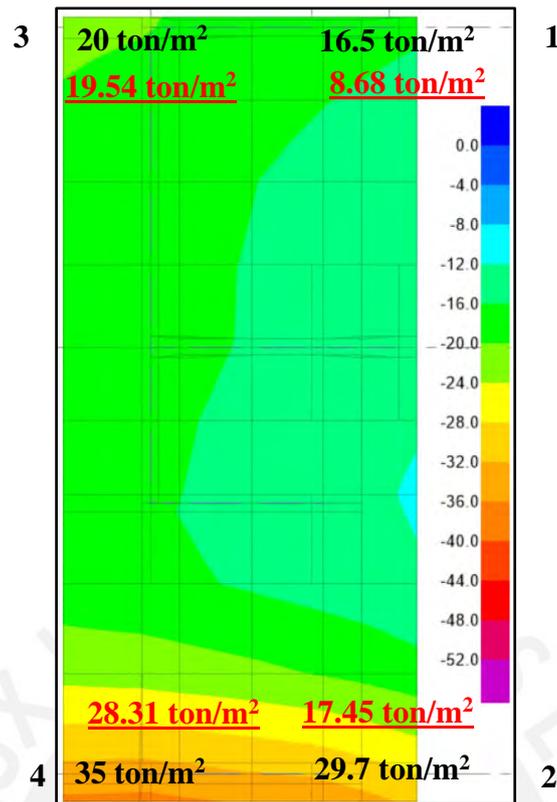


Figura 89. Caso 1. Cm + Cv.
Fuente: Propia.

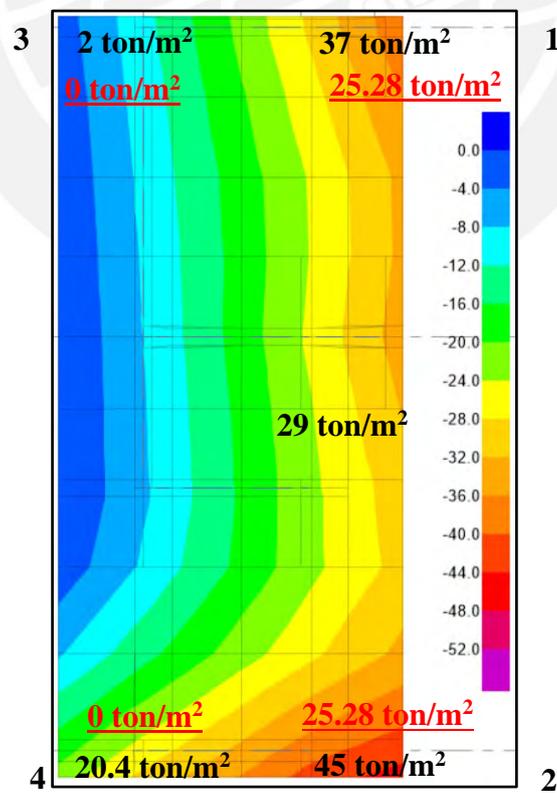


Figura 90. Caso 2. Cm + Cv + 0.8Sx.
Fuente: Propia.

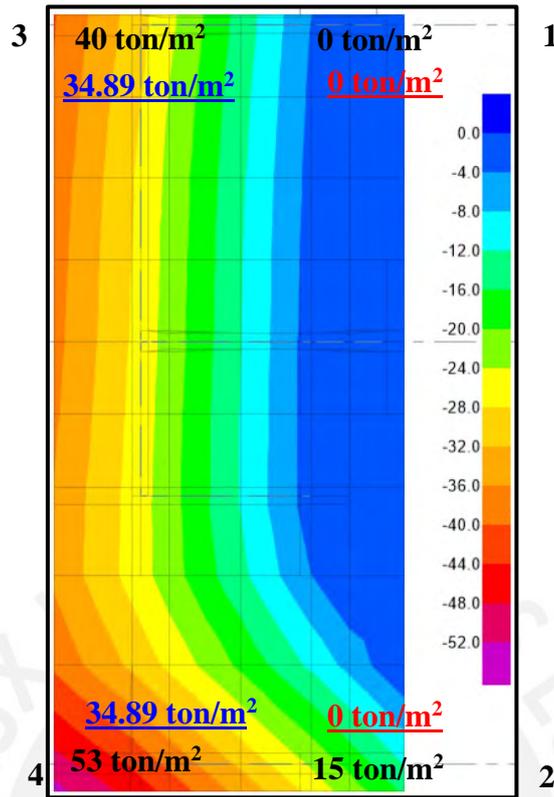


Figura 91. Caso 2. $C_m + C_v - 0.8S_x$.
Fuente: Propia.

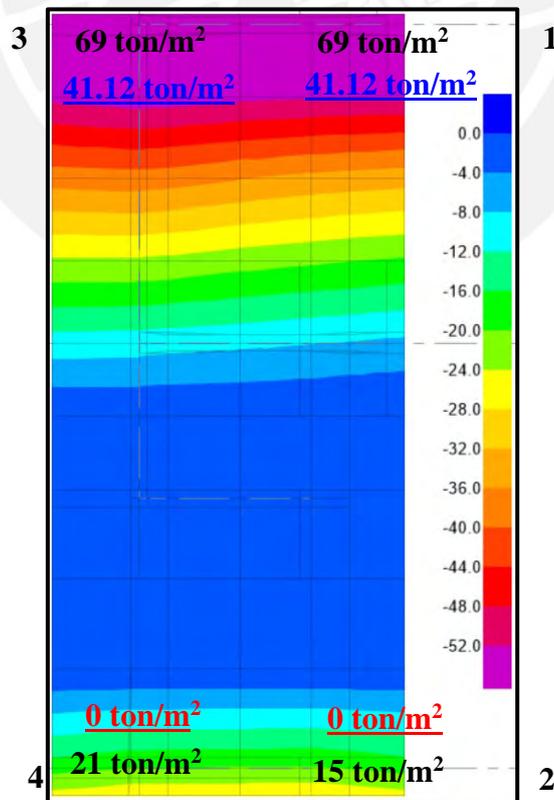


Figura 92. Caso 4. $C_m + C_v + 0.8S_y$.
Fuente: Propia.

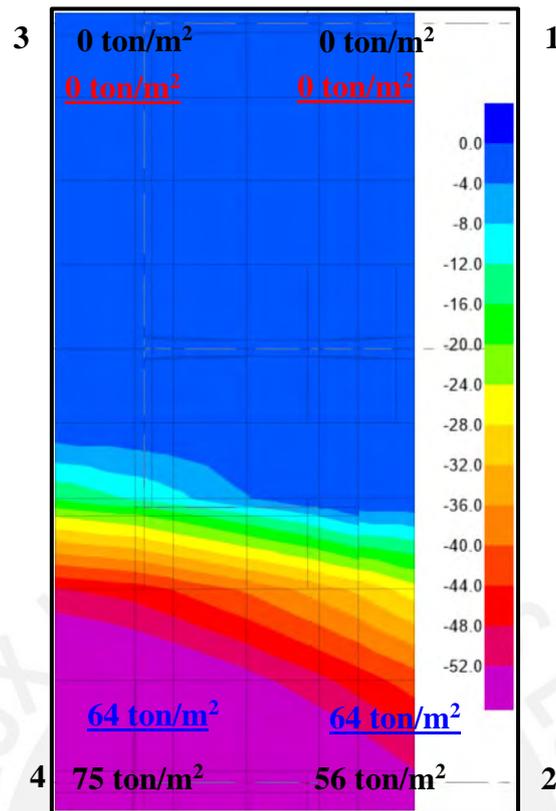


Figura 93. Caso 5. Cm + Cv - 0.8Sy.

Fuente: Propia.

Se aprecia en las figuras 84. y 85. que cuando el sismo se aplica en dirección X, el lado derecho de la zapata sufre un incremento de presiones, mientras que el lado opuesto experimenta un ligero levantamiento, se puede corroborar lo mismo para sismo en dirección Y. Con los resultados expuestos se puede concluir que los resultados del SAFE guardan relación con los cálculos manuales. Es importante señalar que para los casos de sismo en Y, las presiones son excesivas, por lo que en el programa SAFE fue necesario realizar iteraciones aumentando vigas de cimentación y ampliando la zapata hasta conseguir que las presiones fueran aceptables. Con la geometría final de las zapatas se muestra la envolvente de presiones en el suelo, producidos por sismo en estado de servicio, donde se nota que no hay ningún valor que supere la presión admisible de 52 ton/m².

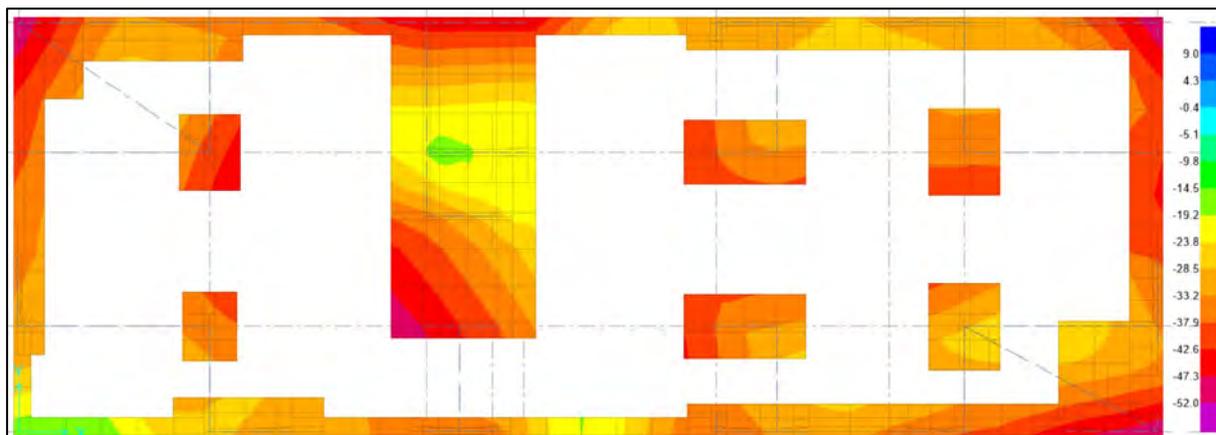


Figura 94. Envolvente de presiones máximas por cargas en servicio.

Fuente: Propia

También se obtiene la envolvente de presiones mínimas y se nota las zonas donde existe levantamiento de fundación ($\sigma_{\text{actuante}} = 0 \text{ ton/m}^2$, en color azul), por lo tanto, será necesario colocar acero mínimo en la cara superior al encontrarse traccionada para algunos casos de carga.

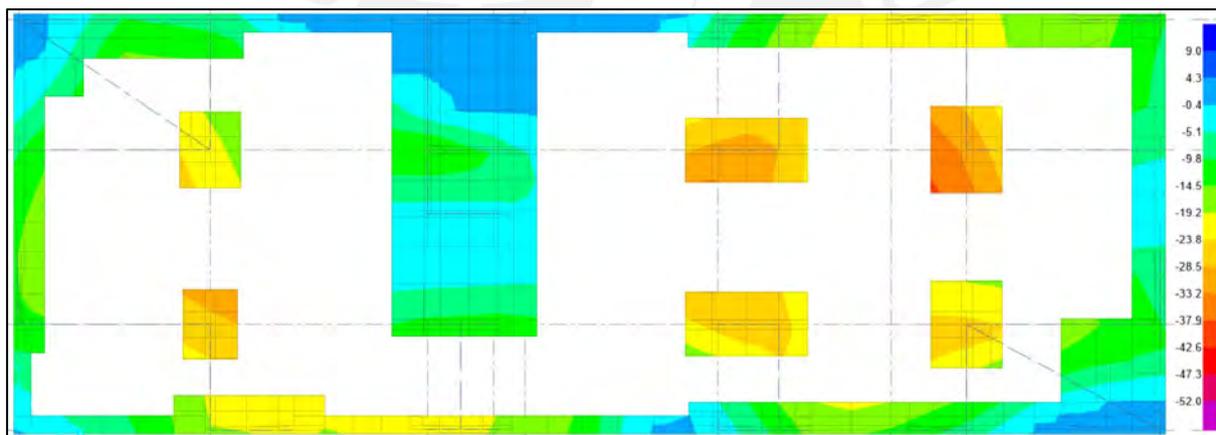


Figura 95. Envolvente de presiones mínimas por cargas en servicio

Fuente: Propia

Se crean las combinaciones últimas en el modelo, las presiones que resultan, causan esfuerzos en las zapatas que flexionan la cimentación, por lo que deberá reforzarse en las caras traccionadas. Se muestra la envolvente de momentos flectores en una franja de ancho 4.15 m para obtener los momentos longitudinales y en franjas de 3 m para el refuerzo transversal.

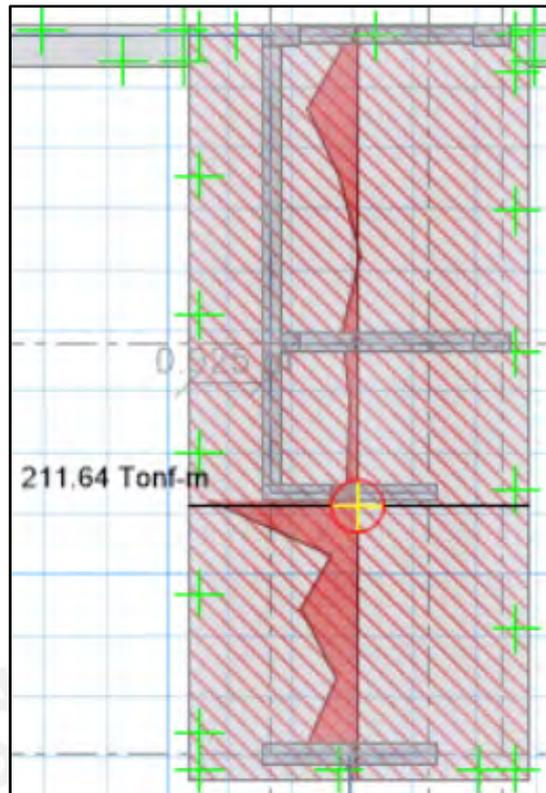


Figura 96. Envolvente de momentos flectores positivos en franja longitudinal de 4.15 m.

Fuente: Propia

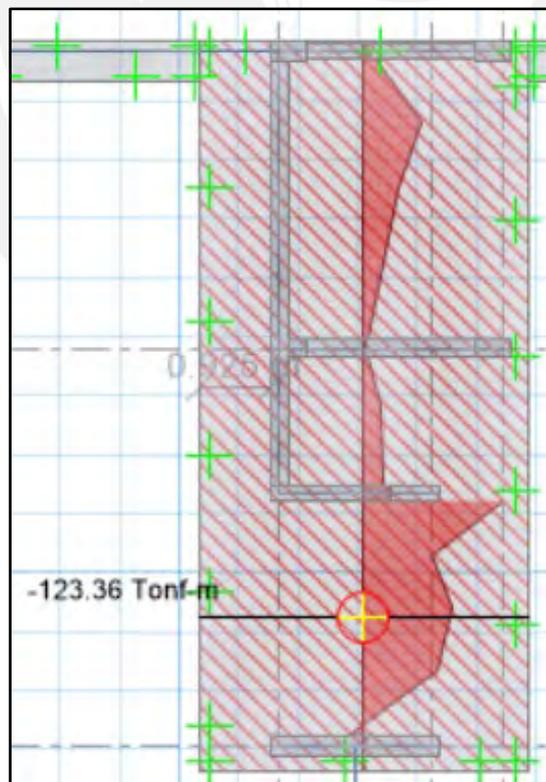


Figura 97. Envolvente de momentos flectores negativos en franja longitudinal de 4.15 m.

Fuente: Propia

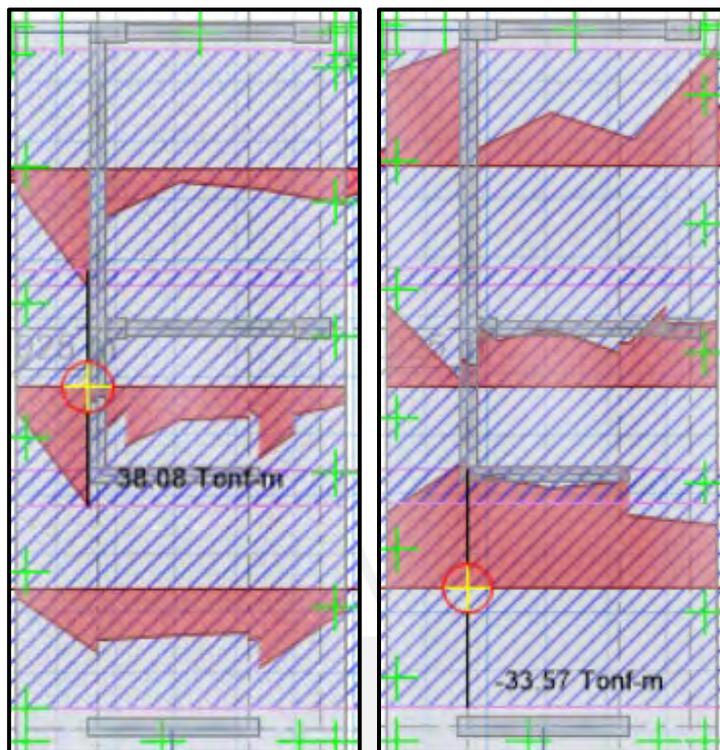


Figura 98. Envolvente de momentos flectores positivos y negativos en dirección transversal en franjas de 3m.

Fuente: Propia

Para el diseño es usual aplicar una carga uniformemente distribuida sobre la zapata, por lo que se muestra la envolvente de presiones que se obtienen de la combinación de cargas últimas. Se obtendrá un valor representativo de presión para aplicarlo sobre la zapata.

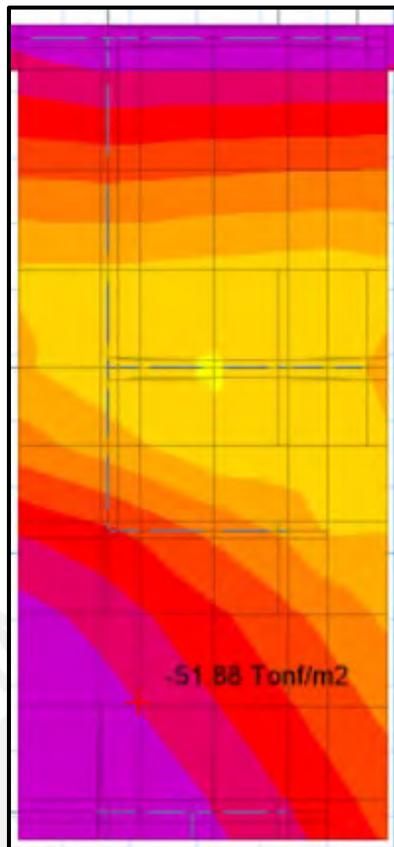


Figura 99. Envolvente de presiones máximas en el suelo.

Fuente: Propia

Se usará el valor de 52 ton/m^2 como carga uniformemente distribuida para obtener los momentos flectores de diseño y comparar con lo que se obtiene directamente del SAFE (presiones de suelo variables). Las franjas usadas son de 1 m de ancho.

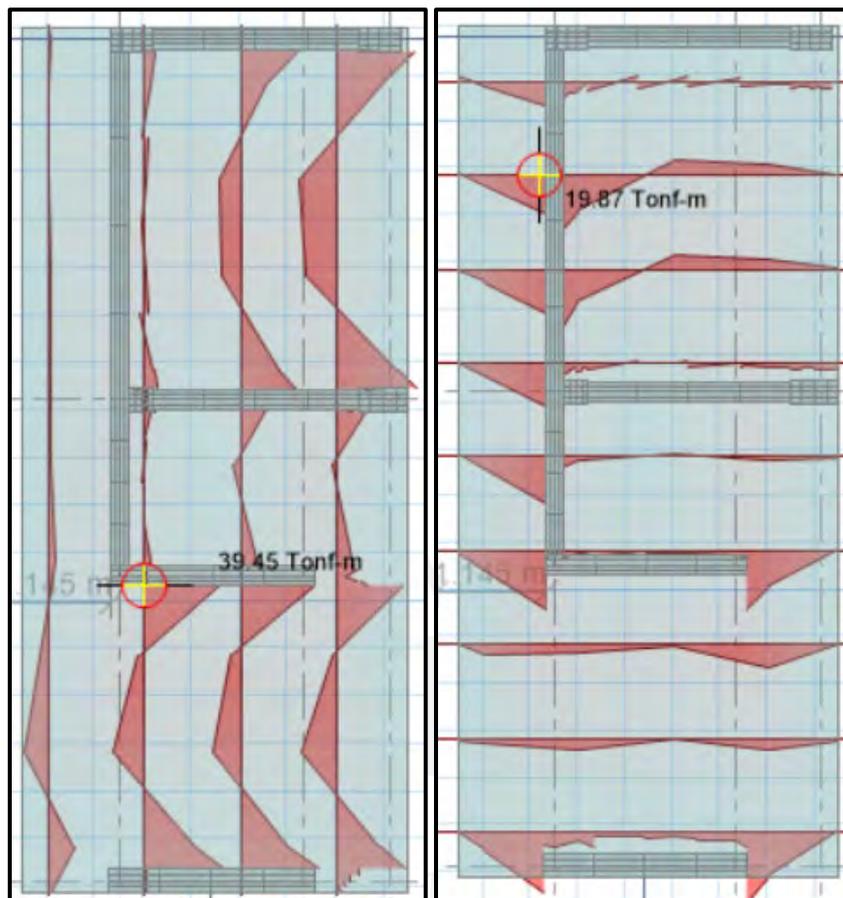


Figura 100. Momentos flectores obtenidos al aplicar presión uniformemente distribuida de 52 ton/m²

Fuente: Propia

Los momentos obtenidos de aplicar presión constante en la zapata, son similares a los momentos para un ancho unitario obtenidos en las figuras 96, 97 y 98. Se usarán los momentos flectores que se calculan directamente de las combinaciones últimas de carga en SAFE.

Tabla 112. Cálculo de acero para zapata combinada.

	Longitudinal		Transversal	
	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
Mu SAFE (ton.m)	211.00	123.36	38.08	33.50
Ancho de franja	4.15	4.15	3.00	3.00
Mu (ton.m)	50.84	29.73	12.69	11.17
d (m)	0.70	0.70	0.70	0.70
As mín (cm ²)	14.40	14.40	14.40	14.40
As mín (@)	3/4"@.197	3/4"@.197	3/4"@.197	3/4"@.197
As cálculo (cm ²)	19.88	11.45	4.84	4.25
As cálculo (@)	3/4"@0.15	5/8"@0.17	5/8"@0.41	5/8"@0.47

Fuente: Propia

Será necesario colocar $3/4'' @ 0.15$ m en la armadura longitudinal inferior para cumplir la demanda última de resistencia y para uniformizar se pondrá la misma cuantía en el sentido transversal inferior también. Se aprecia que el acero mínimo domina sobre las cuantías de cálculo de acero superior, por lo que se colocará $3/4'' @ 0.175$ m como acero superior tanto transversal como longitudinal.

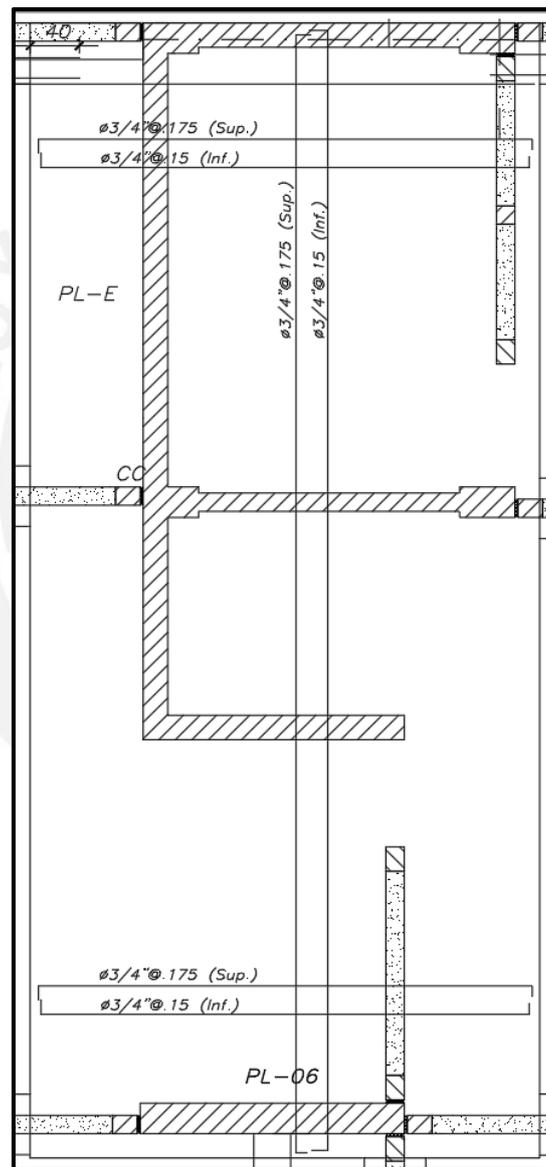


Figura 101. Armadura final en zapata combinada.

Fuente: Propia

Capítulo 9: Diseño de escaleras

9.1 Metrado de cargas

Se presenta el diseño de la escalera principal, la cual es idealizada como elementos lineales de 1 metro de ancho. Donde la carga muerta correspondiente al tramo inclinado se calcula con la siguiente fórmula: $Pp = 2.4 * \left(\frac{Cp}{2} + g * \sqrt{1 + \left(\frac{Cp}{P} \right)^2} \right)$, donde “Cp” es contrapaso, “P” es paso

y “g” ancho de garganta, las dimensiones en metros.

Tramo recto: $Pp1 + p.t = 2.4 * 0.15 * 1.00 + 0.1 = 0.36 \text{ ton/m} + 0.1 \text{ ton/m} = 0.46 \text{ ton/m}$

Tramo inclinado: $Pp2 + p.t = 2.4 * \left(\frac{.18}{2} + .15 * \sqrt{1 + \left(\frac{.18}{.25} \right)^2} \right) + 0.1 = 0.66 \text{ ton/m} + 0.1 \text{ ton/m} =$

0.76 ton/m. Cabe mencionar que, debido a que la escalera está encajonada y apoyada en muros de concreto se reduce el riesgo de que empujes sísmicos puedan punzonar la albañilería (San Bartolomé, 1998).

9.2 Análisis estructural

La estructura se idealizada apoyada en 2 tramos, de ejemplo se muestra la aplicación de las cargas muertas.

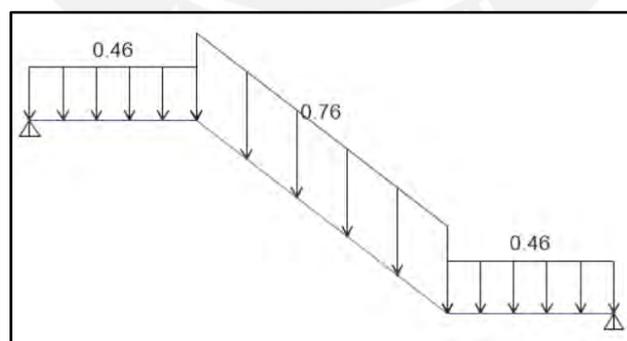


Figura 102. Cargas muertas PP + p.t aplicadas (ton/m)

Fuente: Propia

Los resultados de aplicar cargas amplificadas por $1.4CM + 1.7CV$ se muestran en las siguientes imágenes.

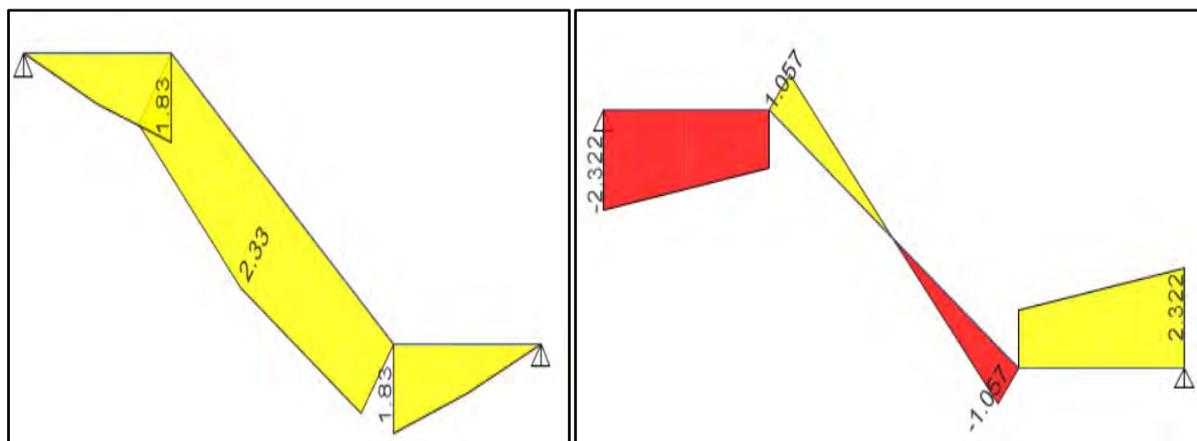


Figura 103. DMF (ton.m) izquierda y DFC (ton) derecha

Fuente: Propia

9.3 Diseño a flexión

Se diseña para un ancho de 1 metro, con un espesor de garganta “g” igual a 15 cm y un recubrimiento a de 2 cm.

Tabla 113. Cálculo de acero a flexión, dirección longitudinal

Piso Típico	Eje 9
Sección	1 (M+)
b (m) = base en compresión	1
h(m) = altura	0.15
recubrimiento a eje (m)	0.03
d (m) = peralte efectivo	0.12
fc (kg/cm ²) = esf. compresión	210
Cálculo de acero de refuerzo	
Mu req (txm)	2.33
Mn (txm)= Mu/0.9	2.589
a (cm)= $d - \text{raiz}((d^2) - (2Mn/0.85*fc*b))$	1.277
As req (cm ²)= $Mn/(fy*(d-a*0.5))$	5.425
As corrido	5 ϕ 1/2"
As corrido (cm ²)	6.45
	Ok
As total (cm ²)	6.45
Mn insta (txm)	3.045
ϕ Mn (txm)	2.741
Acero colocado	ϕ1/2 @ .20

Fuente: Propia

En la dirección transversal se colocará “As mínimo” según la fórmula para losas macizas $As_{\text{mín.}} = 0.0018*b*h = 2.7 \text{ cm}^2$ o $\Phi 3/8 @ .25$, esta misma cuantía se colocará en los apoyos como acero negativo.

9.4 Diseño a cortante

La cortante del concreto debe ser suficiente para asumir la cortante requerida de las cargas últimas.

Tabla 114 Diseño de cortante

Viga Eje 9	D-E
b (m)	1
h (m)	0.15
d (m)	0.12
f'c (kg/cm²)	210
fy (kg/cm²)	4200
Vud (ton)	2.32
Vc (ton)	9.22
ΦVc (ton)	7.83

Fuente: Propia

La escalera puede asumir la cortante requerida con su sección de concreto ($V_u < \phi V_n$)

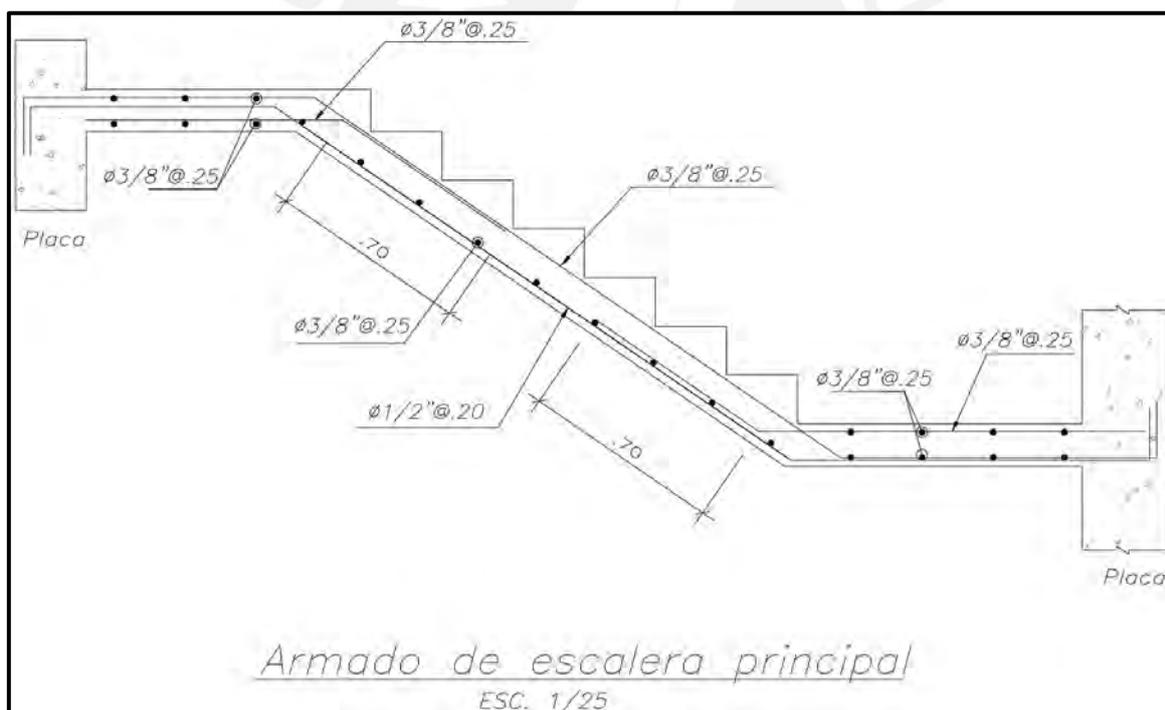


Figura 104. Refuerzo de tramo típico de la escalera principal

Fuente: Propia

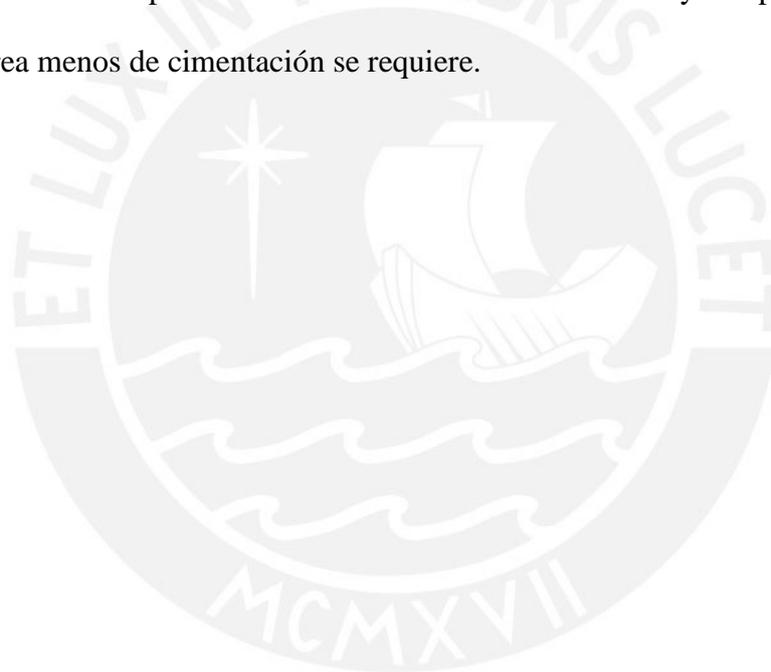
Capítulo 10: Comentarios y conclusiones

- Las dimensiones obtenidas por predimensionado cumplieron los requisitos de demanda última y también en servicio; sin embargo, fue necesario aumentar el peralte de las vigas del eje 9, pues al estar entre placas y tener poca luz absorbieron altos esfuerzos de cortante.
- Se adecuaron las placas de acuerdo a la configuración arquitectónica, pero tratando de dar simetría, rigidez torsional y rigidez lateral al edificio, para no tener torsiones excesivas ni derivas altas. A raíz de estos criterios es que el edificio no presenta torsión y las derivas son del orden 3 y 4 ‰ para las direcciones X e Y respectivamente, este orden de magnitud de derivas es un factor positivo, pues como se mencionó respecto a las juntas de dilatación, las tabiquerías no se verán comprometidas por que las juntas se pensaron para derivas de 5 ‰, por lo que se espera que los muros de relleno no interactúen con las estructuras.
- Es válido señalar que se podría reducir la densidad de muros en ambas direcciones y realizar un nuevo diseño con mayores derivas; sin embargo, se apuesta por una mayor rigidez, pues mayores desplazamientos representan mayores daños tanto en la estructura como en elementos no portantes.
- Los periodos de vibración del edificio son $T_x = 0.382$ s y $T_y = 0.427$ s, lo que es coherente con la distribución de muros en planta, puesto que X es la dirección larga y además es paralela a ambos límites de propiedad, lo cual permite colocar mayor cantidad de muros sin interferir con los ambientes interiores. Por lo contrario, la dirección Y es la dirección corta y hay menor densidad de muros, en consecuencia, es más flexible y se refleja en un periodo de vibración más alto.
- El modelo en Etabs resultó tener mayor masa que la obtenida manualmente, siendo mayor en 3.9 %, el orden de magnitud es cercano y ciertamente conservador.

- Para el diseño se tuvo que amplificar las fuerzas internas de sismo del muro del eje 3 por 1.25 como señala la Norma E.030, debido al criterio de redundancia, pues este muro absorbe más del 50% de la cortante basal y su probabilidad de falla es de crítica importancia.
- En el diseño por capacidad de muros de concreto armado, se obtuvo que la cuantía horizontal necesaria era más exigente en el 2° nivel que en el 1° nivel, se eligió conservadoramente la demanda del 2° nivel para los dos primeros niveles. Ocasionalmente el 3° nivel podía exigir aún más cuantía por capacidad para algunas placas en particular, por lo que en ocasiones se tuvo que pasar por alto los requerimientos de refuerzo por cortante del 3° nivel.
- El diseño por capacidad establecido en el capítulo 21 de la norma E.0.60 ha sido en mayor medida dominante sobre el diseño por combinación de cargas, esta procura en tener mayor sobrerresistencia a cortante que sobrerresistencia por flexión, se refleja en un adecuado confinamiento en los elementos resistentes, esto permite aprovechar la ductilidad del refuerzo longitudinal y aunque se manifieste en daños, también será responsable de que el edificio no colapse, debe cumplirse el diseño por capacidad con especial consideración, pues el factor de reducción sísmica “R” es únicamente consistente con el desarrollo de ductilidad y en menor medida de sobre resistencia, por lo que de ocurrir fallas frágiles (cortante) antes de fallas dúctiles la integridad de la estructura resistente se verá sobrepasada por la demanda sísmica.
- Para la verificación de presiones actuantes sobre el suelo se utilizó el software SAFE que utiliza el método de Winkler para calcular los esfuerzos, los resultados fueron bastante cercanos a los valores obtenidos de calcular por el método rígido manual. Debe tenerse en cuenta que ambos métodos son simplificaciones y aproximaciones, pues el comportamiento real del suelo varía de acuerdo a las propiedades cohesivas y

granulométricas, siendo la presión del suelo mayor en los bordes del cimiento para suelos cohesivos y mayor en el centro del cimiento para suelos granulares, esto hace que la idealización sea más conservadora para suelos granulares y menos conservador para cohesivos (Harmsen, 2002).

- En el análisis de las cimentaciones no se consideró el efecto atiesador de la superestructura, en el cual las vigas de piso se comportan como tirantes que ayudan a controlar el volteo de las zapatas de borde, uniformizando así las presiones en la cimentación (Calavera, 1991), esto resulta en un diseño conservador, sería interesante calcular el área de zapatas considerando el efecto mencionado y comparar en porcentaje cuanta área menos de cimentación se requiere.



Bibliografía

American Concrete Institute, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SR-14)*. 2014.

Blanco, A. (1991) *Conferencia Cimentaciones en Edificaciones*. Lima, Perú: Capítulo de Ingeniería Civil.

Blanco, A. (1994) *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: Capítulo de Ingeniería Civil.

Blanco, A., Chang D. & Flores H. (2015) *Conferencia Conceptos de Diseño Estructural de Muros de Concreto Armado en el Perú*. Lima, Perú: ASOCCEM

Calavera, J. (1991). *Cálculo de Estructuras de Cimentación* (4ta. Edición) Madrid, España: Intemac

Harmsen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado* (3ra. Edición) Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006) *NTE. E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009) *NTE E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018) *NTE E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Morrison, N. (1993) *Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler (Tesis de maestría)*. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

Muzás F. (2002) *Consideraciones sobre la Elección del Coeficiente de Balasto*: Revista de Obras Públicas (7).

Ottazzi, G. (2016) *Apuntes del Curso Concreto Armado I* (15va. Edición). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

San Bartolomé, Á. (1998) *Análisis de Edificios*. Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

San Bartolomé, Á., Quiun D. & Silva W. (2018) *Diseño y Construcción de Estructuras Sismorresistentes de Albañilería* (2da. Edición). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP.

