

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDAS DE 10 NIVELES
UBICADO EN EL DISTRITO DE SAN ISIDRO**

Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, que presentan los bachilleres:

ANDRÉS BALAREZO PAREDES

KEVIN EDUARDO VARA HUAMÁN

ASESOR:

Ing. JOSÉ ALBERTO ACERO MARTÍNEZ

Lima, agosto, 2020

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de una edificación de diez niveles destinado para viviendas, ubicado en el distrito de San Isidro, provincia de Lima. El terreno destinado para este proyecto cuenta con 508 m² aproximadamente y el tipo de suelo de la zona es una grava densa, la cual posee una capacidad portante de 4 kg/cm². Según el documento “Zonificación sísmico-geotécnica para siete distritos de Lima Metropolitana” del Instituto Geofísico del Perú (IGP) el suelo de dicha zona clasifica como uno del tipo S1.

El sistema estructural de la edificación es de muros estructurales; por ende, son estos los principales encargados de suministrar la rigidez adecuada a la edificación. Asimismo, la distribución de las placas se hará estratégicamente para tratar que el centro de rigidez y el centro de masa no estén muy alejados. De esta manera, se busca evitar problemas de torsión. El diseño y análisis estructural de la edificación se realizaron bajo los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y las normas que lo componen. En primer lugar, se realizó el análisis sísmico del edificio de acuerdo a lo estipulado en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente y se empleó un modelo estructural de la edificación en el programa ETABS 2016. A dicho modelo se le asignaron las cargas correspondientes según la norma E.020 Cargas. En segundo lugar, el diseño de todos los elementos de concreto armado se realizó siguiendo la norma E.060 Concreto Armado. En el caso de las losas macizas y la cimentación se empleó la asistencia de programas de computación que aplican el método de elementos finitos como son SAP2000 y SAFE 2016 respectivamente.

Adicionalmente, considerando que la edificación en cuestión posee diez niveles, se incluyó un capítulo donde se explica la importancia del análisis secuencial, cómo esta influye en términos de desplazamientos, y solicitaciones de fuerzas y momentos en la edificación.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1	CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO.....	1
1.1	Descripción general del proyecto.....	1
1.2	Aspectos Geotécnicos	3
1.3	Normativa aplicada	3
1.4	Materiales y Cargas Utilizadas	4
1.4.1	Materiales.....	4
1.4.2	Cargas de diseño	4
2	CAPÍTULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN	5
2.1	Estructuración	5
2.2	Predimensionamiento.....	7
2.2.1	Predimensionamiento de Losas:.....	7
2.2.2	Predimensionamiento de vigas:	8
2.2.3	Predimensionamiento de columnas:.....	9
2.2.4	Predimensionamiento de Placas.....	9
3	CAPITULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO	11
3.1	Modelo estructural	11
3.2	Masa sísmica.....	12
3.3	Modos y periodos resultantes.....	12
3.4	Parámetros de edificación.....	14
3.4.1	Factor de zona (Z).....	14
3.4.2	Parámetros de sitio. (S, Tp, TL).....	14
3.4.3	Factor de amplificación sísmica (C)	14
3.4.4	Factor de uso (U).....	15
3.4.5	Coefficiente de reducción sísmica (R)	15
3.5	Irregularidades	16
3.5.1	Irregularidades en planta.....	16
3.6	Procedimiento de análisis.....	19
3.6.1	Análisis estático	19
3.6.2	Análisis dinámico.....	21
3.7	Control de desplazamientos laterales	23
3.8	Separación entre edificios	24
3.9	Verificación del sistema estructural.....	25

4	CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SECUENCIAL.....	25
4.1	Análisis Secuencial (Proceso Constructivo).....	28
4.1.1	Análisis Secuencial en ETABS 2016 y SAP2000.....	30
4.1.2	Análisis Secuencial – Hardy Cross.....	34
4.2	Análisis de la edificación en estudio.....	43
4.2.1	Comportamiento de edificaciones altas al considerar el proceso constructivo ...	43
4.2.2	Contrastación de Resultados.....	45
5	CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS.....	48
5.1	Diseño de losas aligeradas.....	48
5.1.1	Diseño por resistencia o flexión.....	48
5.1.2	Diseño por cortante.....	53
5.1.3	Control de deflexiones.....	54
5.2	Diseño de losas macizas.....	55
5.2.1	Diseño por resistencia o flexión.....	55
6	CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS.....	59
6.1	Diseño flexión.....	59
6.2	Diseño por corte.....	62
6.2.1	Diseño por Capacidad.....	64
6.3	Empalme por traslape del refuerzo.....	66
6.4	Corte o doblado de refuerzo.....	66
6.5	Deflexiones.....	68
6.6	Control de fisuración.....	70
6.7	Diseño final de la viga.....	71
6.8	Vigas de acoplamiento entre placas.....	72
7	CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS.....	73
7.1	Diseño por flexocompresión.....	73
7.2	Diseño por corte.....	74
7.3	Empalmes por traslape del refuerzo.....	81
7.4	Diseño final de la columna.....	82
8	CAPÍTULO 8: DISEÑO DE MUROS DE CORTE.....	82
8.1	Diseño por flexión.....	82
8.1.1	Muros altos ($H/L \geq 1$).....	82
8.1.2	Muros bajos ($H/L < 1$).....	83
8.2	Diseño por corte.....	83
8.3	Diseño final de la placa.....	89
9	CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	89

9.1	Dimensionamiento por presión admisible.....	89
9.2	Diseño por corte.....	90
9.3	Diseño por punzonamiento	91
9.4	Diseño de viga de cimentación	102
9.4.1	Diseño por flexión.....	102
9.4.2	Diseño por Corte	103
9.5	Modelo de Cimentación en SAFE 2016.....	104
10	CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ESCALERA	106
10.1	Diseño por flexión.....	108
10.2	Diseño por corte.....	109
11	CAPÍTULO 11: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	111
11.1	Conclusiones.....	111
11.2	Recomendaciones	115
12	CAPÍTULO 12: BIBLIOGRAFÍA.....	116

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Ubicación de la edificación.....	1
Figura 2.	Planta de la edificación.	2
Figura 3.	Elevación de la edificación.	2
Figura 4.	Mapa de zonificación de tipos de suelos para Lima Metropolitana elaborado por el CISMID para la APESEG (2005).	3
Figura 5.	Estructuración.....	6
Figura 6.	Modelo de la edificación en análisis – ETABS 2016.	11
Figura 7.	Ubicación de CM y CR en la planta de la edificación.	17
Figura 8.	Planta de la edificación.	18
Figura 9.	Proceso Constructivo de un edificio (Merino, 2008)	27
Figura 10.	Procedimiento incluido en el análisis secuencial considerando efectos de tiempo (Tabassum, 2015)	28
Figura 11.	Métodos de análisis (Bentley Institute, 2018)	28
Figura 12.	Superposición de cargas considerando o no el proceso constructivo (San Bartolomé, 1998)	29
Figura 13.	Procedimiento a seguir para implementar proceso constructivo de manera automática..	31
Figura 14.	Procedimiento a seguir para implementar proceso constructivo de manera manual	31
Figura 15.	Procedimiento a seguir para implementar proceso constructivo de manera manual	32
Figura 16.	Elevación de modelo en 2D de edificio.	33
Figura 17.	DMF considerando procesos constructivos	33
Figura 18.	Deformación considerando Procesos Constructivos	34
Figura 19.	Edificio en análisis con cargas distribuidas aplicadas	39
Figura 20.	DMF considerando procesos constructivos	40

Figura 21. Elevación de modelo en 2D de edificio.....	42
Figura 22. Deformación considerando cargas puntuales en los nudos	42
Figura 23. DMF considerando cargas puntuales en los nudos	43
Figura 24. DMF típico de pórticos elevados cuando no se contempla P.C. (San Bartolomé, 1998).....	44
Figura 25. Deformación considerando Procesos	45
Figura 26. Deformación sin considerar	45
Figura 27. DFA considerando Procesos Constructivos Figura 28. DFA sin considerar	46
Figura 29. DMF sin considerar Procesos Figura 30. DMF considerando Procesos Constructivos ...	47
Figura 31. Vigueta a analizar.....	50
Figura 32. Vigueta en análisis.....	51
Figura 33. Carga muerta aplicada en la vigueta.....	51
Figura 34. Carga viva aplicada en la vigueta en análisis.....	52
Figura 35. Deformada de la vigueta en análisis.	52
Figura 36. Resultado de DMF para la vigueta en análisis	52
Figura 37. Resultado de DFC para la vigueta en análisis.....	54
Figura 38. Paños a analizar.....	57
Figura 39. Modelo de elementos finitos – losa.....	57
Figura 40. Momentos M1	58
Figura 41. Momentos M1	58
Figura 42. DMF para la viga en análisis.....	60
Figura 43. DFC para la viga en análisis	62
Figura 44. Descripción del caso (a)	64
Figura 45. Detalle de longitud de empalme para vigas	66
Figura 46. DMF Carga Muerta.....	69
Figura 47. DMF Carga Viva	69
Figura 48. Diseño final de viga	71
Figura 49. Fuerza cortante de diseño en columnas	75
Figura 50. Espaciamiento del refuerzo transversal para elementos sismo-resistentes en flexocompresión. (Blanco, 1994)	76
Figura 51. Sección transversal de columna en análisis.....	76
Figura 52. Detalle de traslapes en columnas	81
Figura 53. Diseño final de columna.....	82
Figura 54. Diseño final de placa	89
Figura 55. Zonas críticas en zapatas.....	90
Figura 56. Sección crítica de corte por flexión (Harmsen, 2002)	91
Figura 57. Sección crítica de corte por punzonamiento (Harmsen, 2002)	92
Figura 58. Zapatas en análisis	92
Figura 59. Cargas aplicadas en las zapatas conectadas.	93
Figura 60. Verificación de presiones para el caso CM+CV en el modelo de SAFE 2016	94
Figura 61. Cargas aplicadas en las zapatas conectadas	95
Figura 62. Verificación de presiones para el caso CM+CV+0.8SX en el modelo de SAFE 2016	96
Figura 63. Cargas aplicadas en las zapatas conectadas	96
Figura 64. Verificación de presiones para el caso CM+CV-0.8SX en el modelo de SAFE 2016.....	97
Figura 65. Verificación de presiones para el caso CM+CV+0.8SY en el modelo de SAFE 2016	99
Figura 66. Vista en planta de zapata en análisis	102

Figura 67. DMF de la viga VC-01	102
Figura 68. DFC de la viga VC-01.....	103
Figura 69. Elevación de viga en análisis	104
Figura 70. Ruta para exportar cargas de Etabs 2016	105
Figura 71. Verificación de presiones	105
Figura 72. Diseño final de la cimentación	106
Figura 73. Vista en planta de escalera en estudio	106
Figura 75. DMF de tramo impar de escalera en estudio.....	108
Figura 74. DFC de tramo impar de escalera en estudio.....	108
Figura 77. DMF de tramo par de escalera en estudio.....	108
Figura 76. DFC de tramo par de escalera en estudio.....	108
Figura 78. Elevación de tramo 1 de escalera en estudio	110
Figura 79. Elevación de tramo 2 de escalera en estudio	110
Figura 80. Elevación de tramo 3 de escalera en estudio	110
Figura 81. Elevación de tramo 4 de escalera en estudio	111

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Espectro empleado para el análisis dinámico.	22
Gráfico 2. Comparación de desplazamientos verticales con PC y sin PC (San Bartolomé, 1998)44	
Gráfico 3. Puntos notables en el diagrama de interacción. (Otazzi, 2018)	74
Gráfico 4. Diagrama de Interacción de columna en análisis M33	78
Gráfico 5. Diagrama de Interacción de columna en análisis M22	78
Gráfico 6. Diagrama de Interacción de placa en análisis M33	85
Gráfico 7. Diagrama de Interacción de placa en análisis M22	85

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Cargas de la norma E.020	5
Tabla 2. Cargas vivas mínimas repartidas.	5
Tabla 3. Carga muerta por niveles	12
Tabla 4. Modos de vibración y porcentaje de masa participante.	13
Tabla 5. Períodos del edificio en análisis.....	13
Tabla 6. Verificación de la irregularidad por torsión en XX	16
Tabla 7. Verificación de la irregularidad por torsión en YY.	17
Tabla 8. Coordenadas de CR y CM	17
Tabla 9. Rigidez por nivel en la dirección XX.....	19
Tabla 10. Rigidez por nivel en la dirección YY.	19
Tabla 11. Datos a utilizar para análisis estático	19
Tabla 12. Distribución de cortantes por nivel	20
Tabla 13. Cortantes amplificadas para la dirección XX.	23
Tabla 14. Cortantes amplificadas para la dirección YY.	23

Tabla 15. Desplazamientos y derivas en la dirección XX.	24
Tabla 16. Desplazamientos y derivas en la dirección YY.	24
Tabla 17. Verificación de sistema estructural.	25
Tabla 18. Resultados de MF para ambos tramos de viga en estudio	33
Tabla 19. Resultados de Desplazamientos para CE y CI.	34
Tabla 20. Cálculo de coeficiente alfa para edificio en estudio.	37
Tabla 21. Resultados del edificio por efectos de la deformación axial.	37
Tabla 22. Resultados del edificio por efectos de la carga distribuida (Sin def. axial)	38
Tabla 23. Resultados de Desplazamientos para CE y CI.	39
Tabla 24. Resultados de MF para ambos tramos de viga en estudio	40
Tabla 25. Resultados de las fuerzas puntuales aplicadas en el edificio	42
Tabla 26. Resultados de Desplazamientos para CE y CI.	42
Tabla 27. Resultados de MF para ambos tramos de viga en estudio	43
Tabla 28. Cuadro de deformaciones por nivel	45
Tabla 29. Resultados para la zona de momento negativo de la vigueta.	53
Tabla 30. Resultados para la zona de momento positivo de la vigueta.	53
Tabla 31. Resultados del análisis por cortante la viga en estudio	54
Tabla 32. Deflexión para vigueta en análisis	54
Tabla 33. Deflexión máxima permitida para la vigueta en análisis	55
Tabla 34. Resultados para la zona de momento en XX de la losa maciza	58
Tabla 35. Resultados para la zona de momento en YY de la losa maciza	59
Tabla 36. Acero colocado en zona positiva y negativa de la viga en estudio	61
Tabla 37. Estribos colocados en los tramos de la viga en estudio	63
Tabla 38. Resultados de deflexión en viga de estudio	70
Tabla 39. Cargas de las nueve combinaciones para la columna C4.	76
Tabla 40. Acero longitudinal colocado de columna en análisis	77
Tabla 41. Diseño por cortante en la dirección X.	78
Tabla 42. Diseño por cortante en la dirección Y.	79
Tabla 43. Cortantes sin amplificar y amplificadas por 2.5	79
Tabla 44. Cargas obtenidas del modelo del edificio para PL-3	85
Tabla 45. Iteración para el cálculo de c	86
Tabla 46. Valores utilizados para el diseño de la zapata.	92
Tabla 47. Cargas utilizadas para P9 y C6	92

forman un sistema de muros estructurales. Las características de los materiales a usar serán mencionadas en el inciso 1.4.

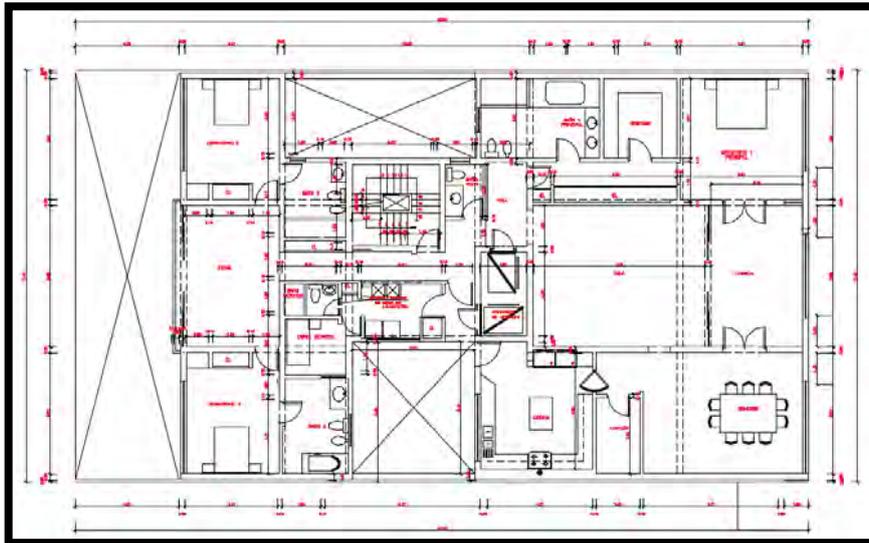


Figura 2. Planta de la edificación.

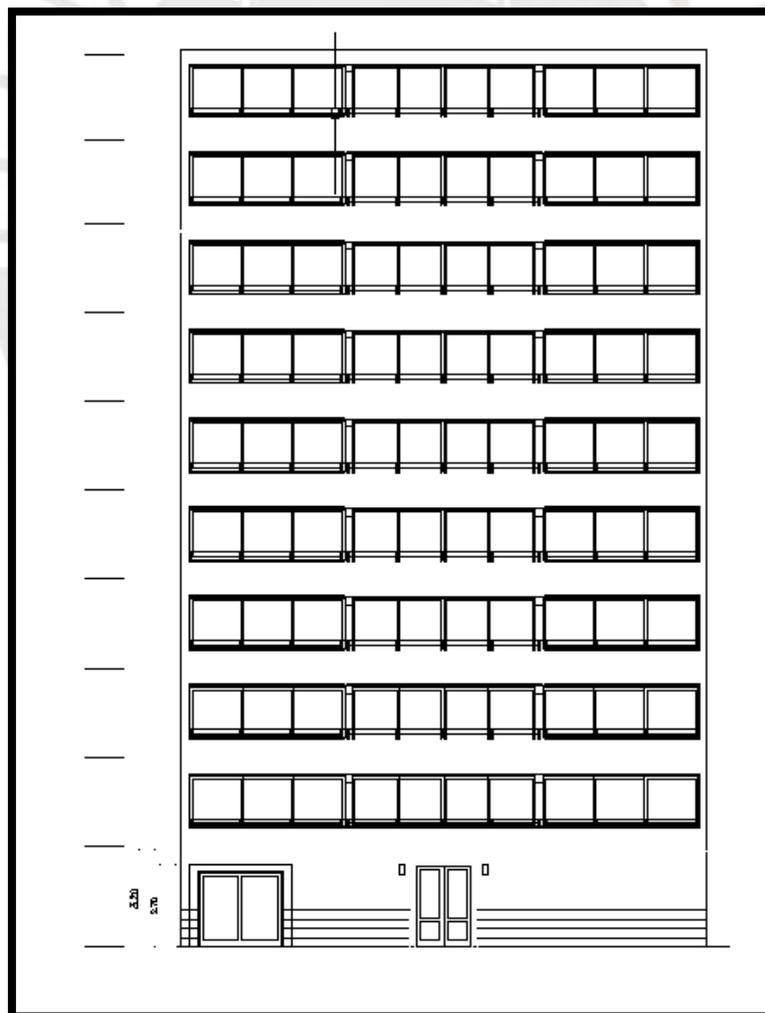


Figura 3. Elevación de la edificación.

1.2 Aspectos Geotécnicos

Los resultados del estudio de mecánica de suelos dieron a conocer que en esta zona se cuenta con una grava densa, la cual según la norma E.030 es clasificado como un suelo S1 con capacidad portante de 4 kg/cm². Asimismo, el Instituto Geofísico del Perú (2010) en su informe *Zonificación sísmico-geotécnica para siete distritos de Lima Metropolitana* confirma que el suelo del lugar coincide con la clasificación de la norma E.030. En la FIGURA 3 se muestra el mapa de zonificación de tipos de suelo para Lima Metropolitana.

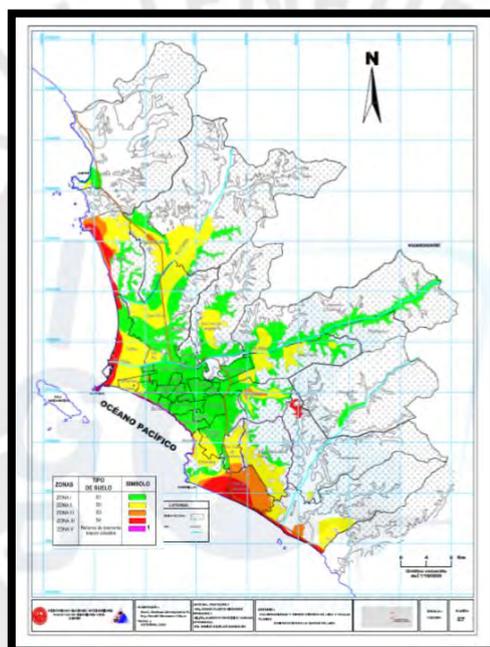


Figura 4. Mapa de zonificación de tipos de suelos para Lima Metropolitana elaborado por el CISMID para la APESEG (2005).

1.3 Normativa aplicada

Para el correcto diseño de la estructura, se tomó como base la normativa del Reglamento Nacional de Edificaciones de concreto, acero y sismo resistente (RNE):

- RNE E.020 Cargas. 2006
- RNE E.030 Diseño Sismo resistente. 2018

- RNE E.060 Concreto Armado. 2009
- RNE E.050 Suelos y cimentaciones. 2006
- RNE E.070 Albañilería. 2006

1.4 Materiales y Cargas Utilizadas

1.4.1 Materiales

Los materiales que se emplearán para el diseño de la edificación son los siguientes:

Concreto Armado

Se usará el concreto convencional, el cual presenta las siguientes propiedades mecánicas:

- Módulo de elasticidad: $E = 217000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- Resistencia a la compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero

Se empleará el acero más comercial en el país, el cual presenta las siguientes propiedades mecánicas:

- Módulo de elasticidad: $E = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Para hacer el análisis de diseño para el análisis, se empleará la norma de cargas E.020.

1.4.2 Cargas de diseño

Se mostrarán las cargas que se usarán para el diseño. Estas cargas fueron sacadas de la norma E.020 Cargas.

Carga Muerta

Dentro de esta categoría, las cargas que se usarán son las siguientes:

Tabla 1. Cargas de la norma E.020

Elemento	Peso Unitario
Losa aligerada h=0.25m	0.350 ton/m ²
Piso terminado (5 cm)	0.10 ton/m ²
Tabiquería (Ladrillos pandereta)	1.35 ton/m ³

Carga Viva

Dentro de esta categoría, las cargas que se usarán son las siguientes:

Tabla 2. Cargas vivas mínimas repartidas.

Ocupación o uso	Cargas Repartidas (Kg/m ²)
Viviendas	200
Corredores y escaleras	200
Azotea	100

2 CAPÍTULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO Y ESTRUCTURACIÓN

2.1 Estructuración

La estructuración es una de las etapas más importantes del proyecto, ya que consiste en determinar la ubicación y características de los elementos estructurales, los cuales en conjunto deben brindar un adecuado comportamiento durante el tiempo de vida útil de la edificación. Se determinará la ubicación de columnas, vigas, placas, losas macizas y losas aligeradas. Esta se elaborará teniendo como base la arquitectura de la edificación, tratando de no afectarla; es por ello que, si esta posee una alta complejidad en cuanto a la forma de la estructura, más complejo será realizar un análisis sísmico al edificio; por ello, mientras más simple y limpia sea la estructuración, mejor se acercará la idealización planteada a la estructura real en cuanto al análisis sísmico.

Se debe considerar como principales criterios para lograr una correcta estructura sismo-resistente los siguientes:

- simplicidad y simetría
- resistencia y ductilidad
- hiperestaticidad y monolitismo
- uniformidad y continuidad de la estructura
- rigidez lateral

Para realizar la estructuración, se tendrá en cuenta los posibles problemas de torsión que se pueden generar debido a una mala estructuración, se tratará que el centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR) se ubiquen lo más cerca posible. Además, la colocación estratégica de placas se hará con dos fines: control de torsión del edificio y aportar rigidez lateral a la estructura.

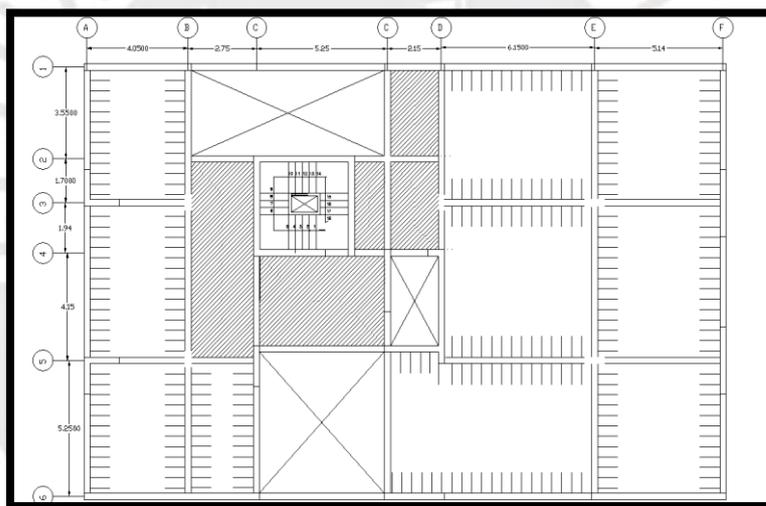


Figura 5. Estructuración.

Elementos verticales

Como se mencionó anteriormente, uno de los fines de la colocación de placas es el aportar rigidez a la estructura. Como se puede apreciar en la FIGURA 1.4 se colocaron placas en los ejes 1, 3, 5 y 6 en la dirección X-X. Por otro lado, en la dirección Y-Y contamos con placas en los ejes A, C, D Y F. Además, también contamos con las placas correspondientes a la zona de ascensor y escaleras.

Elementos horizontales

Para la edificación en estudio se han considerado sólo dos tipos de losa, las cuales son; losas aligeradas y losas macizas. Las losas macizas serán empleadas en la zona central, ya que contamos con un estrechamiento, como también la presencia de un ascensor y las escaleras de emergencia. Se usarán losas macizas debido a que, a diferencia de las losas aligeradas, estas son capaces de aportar mayor rigidez en esa zona. El resto de paños serán losas aligeradas.

2.2 Predimensionamiento

Este proceso consiste en colocar valores a las dimensiones estructurales, basándose en la experiencia o práctica ingenieril, y en la norma E.060. Sin embargo, estos valores son los convencionales y es en la etapa de diseño que se comprueba si en realidad son los correctos.

2.2.1 Predimensionamiento de Losas:

Losas Aligeradas

Para calcular el espesor de las losas aligeradas armadas en una dirección se recurrió a los criterios prácticos señalados en el libro del Ing. Antonio Blanco:

$$\text{Espesor} = \text{Luz Libre} / 25$$

De esta manera, la losa aligerada ubicada entre los ejes A-A/3-5 tiene la mayor longitud de luz libre con un valor de 6.09 m:

$$\text{Espesor} = 609 / 25 = 24.4 \text{ cm.}$$

Para el paño de mayor luz, corresponde un espesor de 0.24m. Sin embargo, debido a que la mayoría de paños tienen menores longitudes de luz, se decide finalmente emplear un espesor de 25cm para todas las losas, siendo la longitud convencional para luces entre 4 y 5.5m.

Losas Macizas

Para calcular el espesor de las losas aligeradas armadas en una dirección se recurrió a los criterios prácticos tales como los que se consideran en el libro de estructuras del Ingeniero Blanco:

$$\text{Espesor} = \text{Luz libre} / 25$$

De esta manera, la losa maciza ubicada entre los ejes A-D/1-2 tiene la mayor longitud de luz libre con un valor de 5.5m:

$$\text{Espesor} = 550 / 25 = 22\text{cm}$$

Para el paño de mayor luz, corresponde un espesor de 22cm. Sin embargo, debido a que la mayoría de paños tienen menores longitudes de luz, se decide finalmente emplear un espesor de 20cm

2.2.2 Predimensionamiento de vigas:

Según el criterio considerado en el libro del Ingeniero Blanco, para establecer el peralte (h) en vigas, el rango aceptable de peralte que debe generalmente tener una viga está entre 1/10 a 1/12 veces la luz libre de viga. En este caso la viga más larga es continua y presenta una longitud de 8 m, entonces:

$$h1 = 8\text{m}/12 = 0.667\text{m}$$

$$h2 = 8\text{m}/10 = 0.8\text{m}$$

Dado que contamos con vigas de longitud menores a 6.5m en la mayoría de tramos, por lo cual se puede optar por usar vigas de 25 x 60, 30 x 60 o de 40 x 60; sin embargo, para uniformizar nuestra estructura se decidió colocar vigas de sección de 25x60.

2.2.3 Predimensionamiento de columnas:

Como criterio de predimensionamiento de columnas, se tomó en cuenta la cantidad de muros de corte, ya que tanto la rigidez como la resistencia del edificio van a depender de estos muros; es por ello, que será la fuerza axial quien gobierne el diseño de las columnas en este proyecto. Las columnas con las características mencionadas, se pueden predimensionar con las siguientes expresiones:

Para columnas con $P(\text{servicio}) > 200 \text{ Ton}$:

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

Para columnas con $P(\text{servicio}) < 200 \text{ Ton}$:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'c}$$

Se puede considerar que el peso aproximado por m^2 en una edificación oscila entre 0.9 y 1.2 ton, para este caso tomaremos un valor promedio de 1 ton/ m^2 .

A manera de ejemplo, se hará el predimensionamiento para la columna ubicada entre los ejes F y 3.

- $P(\text{servicio}) = \text{Área tributaria} \times \text{número de pisos} \times \text{carga distribuida}$
- $\text{Área tributaria} = 31.9 \text{ m}^2$
- $\text{Número de pisos} = 10$
- $\text{Carga distribuida} = 1 \text{ ton/m}^2$
- $\text{Área de la columna} = 31.9 \times 10 \times 1000 / 0.45 \times 210 = 3375.7 \text{ cm}^2 \rightarrow 25 \times 140 \text{ cm}$

2.2.4 Predimensionamiento de Placas

Las placas de concreto armado son los elementos estructurales que más rigidez y resistencia aportan a la estructura en el sentido que estén orientadas, ya sea en X-X o Y-Y. Además, son estas las encargadas de resistir las fuerzas cortantes producidas por los sismos.

Para el predimensionamiento de las placas de concreto armado haremos uso de la norma de concreto armado E.060 la cual nos dice en el artículo 21.9.3.2 “El espesor del alma de los muros de corte no deberá ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral ni menor de 150 mm, salvo para los sistemas estructurales de muros de ductilidad limitada, para los cuales el espesor mínimo del alma no deberá ser menor de 100 mm.”

Teniendo en consideración lo dicho anteriormente, procederemos a mostrar el cálculo del espesor para las placas de mayor longitud.

$$\frac{e}{L} = \frac{1}{25} \dots\dots(1)$$

Para la placa de eje 1 ubicado entre el **eje A y B.**

Con un L= 405 cm, aplicamos la expresión (1) para poder hallar el espesor de la placa.

$$e = 405 / 25 = 16.2 \text{ cm}$$

Para la placa del **eje 6.**

Con un L = 704 cm, aplicamos la expresión (1) para poder hallar el espesor de la placa.

$$e = 704 / 25 = 28.16 \text{ cm}$$

Para la placa de eje 1 ubicado entre el eje E y F.

Con un L= 514 cm, aplicamos la expresión (1) para poder hallar el espesor de la placa.

$$e = 514 / 25 = 20.56 \text{ cm}$$

El espesor a utilizar en las placas será de 25 cm debido a dos razones:

- Las vigas en esta edificación tendrán un espesor de 25cm. Por lo tanto, las placas deberán tener como mínimo esa dimensión, ya que es necesario para que se desarrolle un anclaje adecuado.
 - Se usará 25 cm como espesor para no alterar la arquitectura del edificio.
- Además, cabe mencionar que se colocarán placas en las zonas de ascensor y escaleras de emergencia, con el fin de que sirvan como núcleo de la planta.

3 CAPITULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

3.1 Modelo estructural

Para poder realizar el modelo estructural de la edificación y, posteriormente, realizar el análisis sísmico se hizo uso del software ETABS 2016. El modelo de la edificación consta de 10 pisos, cuyos elementos estructurales (vigas, placas, columnas y losas) se modelaron como se puede apreciar en la FIGURA 6. Para el modelo realizado se tomó en cuenta todas las disposiciones de la norma E.030.

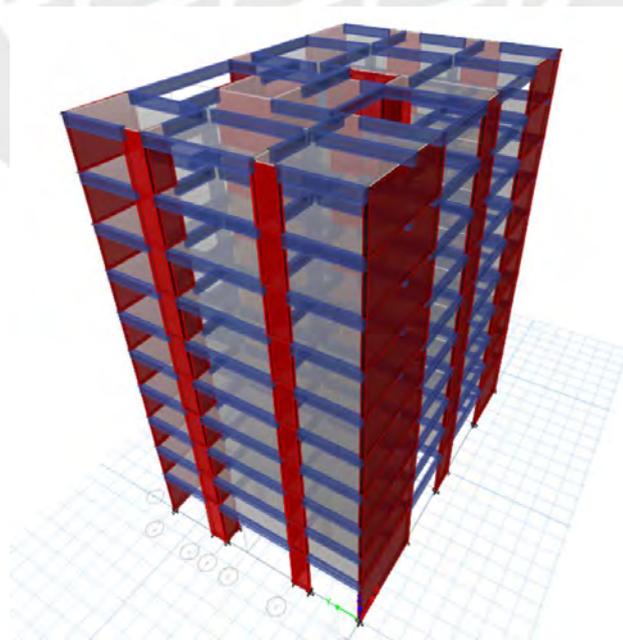


Figura 6. Modelo de la edificación en análisis – ETABS 2016.

El peso total del edificio hallado con el programa ETABS 2016 es de 3721 ton. Considerando 1ton/m² por piso, obtenemos 365.3 ton por piso, por lo tanto, para los 10 pisos el peso sería 3653 ton. Por lo dicho anteriormente, se concluye que el modelo realizado es correcto. La siguiente tabla muestra la distribución de carga muerta por nivel:

Tabla 3. Carga muerta por niveles

Nivel	Tipo de carga	P (Ton)
Nivel10	Muerta	335.7
Nivel9	Muerta	711.0
Nivel8	Muerta	1086.4
Nivel7	Muerta	1461.7
Nivel6	Muerta	1837.1
Nivel5	Muerta	2212.4
Nivel4	Muerta	2587.7
Nivel3	Muerta	2963.1
Nivel2	Muerta	3338.4
Nivel1	Muerta	3768.3

3.2 Masa sísmica

A diferencia de las cargas muertas, las cargas vivas consideradas en el diseño son muy poco probables que se den. Por ejemplo, la carga viva considerada para esta edificación es 200 kg/m². Sin embargo, es casi imposible que en cada metro cuadrado de la planta en análisis se tenga 200 kg de carga viva. Por esta razón, para el análisis sísmico solo se considera un porcentaje de la carga viva, el cual depende de la importancia de la edificación.

Según la norma E.030, para una edificación destinada a viviendas (Categoría C) el porcentaje de carga viva a tomar es 25%. Por lo tanto, el peso de la edificación será:

$$\text{Peso} = 100\% \text{ Carga Muerta} + 25\% \text{ Carga Viva}$$

3.3 Modos y periodos resultantes

Los modos de vibración para una edificación son equivalentes al número de grados de libertad y se sabe que es preciso considerar 3 grados de libertad por nivel (2 de desplazamientos y uno de giro). En este sentido, como la edificación cuenta con 10

niveles, el número de total de modos es 30. Cabe mencionar que, la importancia de estos modos va decreciendo, es decir, el primer modo o modo fundamental toma aproximadamente el 90% de la respuesta total de la estructura y los demás modos en menor cantidad. A cada uno de estos modos le corresponde un periodo.

En la siguiente tabla se mostrará los modos de vibrar de la estructura y los periodos correspondientes.

Tabla 4. Modos de vibración y porcentaje de masa participante.

Modo	Periodo (s)	Masa participante X	Masa participante Y
1	0.787	0.0108	0.7075
2	0.644	0.6785	0.0094
3	0.611	0.023	0.0065
4	0.192	0.0001	0.1647
5	0.157	0.0367	0.0062
6	0.146	0.1415	0.0015
7	0.085	2.00E-05	0.0536
8	0.07	0.0078	0.0028
9	0.062	0.0528	0.0003
10	0.051	1.45E-06	0.0239
11	0.042	0.0032	0.0007
12	0.037	0.023	0.0001
13	0.035	2.55E-05	0.0114
14	0.028	0.0014	0.0002
15	0.026	0.0001	0.0058
16	0.025	0.0106	3.08E-06
17	0.021	0.0006	0.0001
18	0.021	1.92E-05	0.003
19	0.019	0.005	7.82E-07
20	0.017	5.82E-07	0.0016
21	0.017	0.0003	2.80E-06
22	0.016	0.0024	1.62E-05
23	0.015	3.40E-06	0.0007
24	0.014	0.0001	1.28E-05
25	0.014	1.05E-05	0.0002
26	0.013	0.0011	6.55E-05
27	0.012	0.0001	4.70E-05
28	0.012	0.0005	8.08E-06
29	0.011	3.15E-05	5.47E-07
30	0.011	0.0001	7.00E-05
		$\Sigma = 1$	$\Sigma = 1$

Del cuadro anterior se puede observar que los modos más importantes para la dirección XX son los modos 2 y 6, cuya suma de masa efectiva es 82%. Por otro lado, para la dirección YY, los modos con más importancia son el 1 y el 4, con una suma de masa efectiva de 87.22%. Asimismo, se define el periodo fundamental de la estructura para ambas direcciones.

Tabla 5. Periodos del edificio en análisis

T _{xx} (s) XX	T _{yy} (s)
0.644	0.787

3.4 Parámetros de edificación

3.4.1 Factor de zona (Z)

Este factor representa la aceleración horizontal máxima del suelo para un periodo de exposición de 50 años y una probabilidad de excedencia del 10%. En la norma actual contamos con 4 zonas, siendo la zona de la costa la que posee mayor aceleración. La edificación en cuestión está ubicada en Jesús María, Lima; por lo tanto, la zona correspondiente es la zona 4.

$$Z=0.45g$$

3.4.2 Parámetros de sitio. (S, Tp, TL)

El factor S representa la amplificación de las ondas de sismo que se dan desde el lecho rocoso hasta la base de la edificación, es decir, la amplificación que se da a través de los estratos sobre el que está el edificio.

Tp y TL son parámetros que nos sirven para hallar el valor de C (factor de amplificación sísmica). Tp condiciona la máxima aceleración de la estructura y TL se ubica en las zonas de mayor periodo. La edificación en cuestión está ubicada en Jesús María, Lima; por lo tanto, tiene un suelo S1. La norma E.030 nos indica los siguientes valores:

$$S=1$$

$$TP=0.4s$$

$$TL=2.5s$$

3.4.3 Factor de amplificación sísmica (C)

Del análisis sísmico hecho obtuvimos que el periodo fundamental en la dirección X y en la dirección Y son 0.642s y 0.784 respectivamente. Para ambos casos se cumple que $TP < T < TL$; por lo tanto, el valor del factor de amplificación se calculará de la

siguiente manera:

$$C = 2.5 \cdot \frac{TP}{T}$$

Hallando C para ambas direcciones:

$$C_x = 2.5 \cdot \frac{0.4}{0.644} = 1.55$$

$$C_y = 2.5 \cdot \frac{0.4}{0.787} = 1.27$$

3.4.4 Factor de uso (U)

El factor de uso (U) depende directamente de la categoría de la edificación. Para la edificación a diseñar, el U toma un valor de 1, debido a que es una edificación destinada a viviendas, catalogada como una “Edificación común”(U=1).

3.4.5 Coeficiente de reducción sísmica (R)

El coeficiente de reducción sísmica nos indica cuanto se puede disminuir la fuerza cortante máxima hallada en el caso perfectamente elástico. El caso perfectamente elástico es un caso ideal, ya que no es económicamente viable. Es aquí donde entra el concepto de ductilidad; esta es usada para que la incursión en el régimen inelástico no produzca cambios excesivos. El coeficiente de reducción sísmica se halla de la siguiente manera:

$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

Dónde:

- R_o = Coeficiente de reducción base
- I_a = Irregularidad en altura
- I_p = Irregularidad en planta

Cabe mencionar que, el coeficiente de reducción base (R_o) varía según la dirección de análisis. Por otro lado, los factores de irregularidad en altura y base son únicos (no dependen de la dirección de análisis). Al tratarse de una edificación de muros

estructurales el valor que toma el coeficiente de reducción sísmica base es 6.

3.5 Irregularidades

En las edificaciones existen diferentes irregularidades, las cuales dificultan predecir cuál es el comportamiento que tendrá el edificio ante un sismo. Por este motivo, la norma E.030 indica valores de reducción para el coeficiente de reducción base (R_0). Estos factores son para irregularidades en planta e irregularidades en altura. Se debe ir verificando que casos de irregularidad presenta el edificio y en caso se tenga más de un caso de irregularidad, se tomará el menor de ellos. A continuación, se analizarán las posibles irregularidades para esta edificación.

3.5.1 Irregularidades en planta

3.5.1.1 Irregularidad por torsión y torsión extrema

Según la norma E.030, para que exista irregularidad torsional, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso debe ser 1.3 veces mayor al desplazamiento relativo promedio. En la siguiente tabla, se puede notar que la edificación no presenta irregularidad por torsión, ya que los cocientes entre el máximo desplazamiento relativo de entrepiso y el desplazamiento relativo promedio de entrepiso son menores a 1.3.

Tabla 6. Verificación de la irregularidad por torsión en XX

Nivel	Carga	Dirección	Deriva máxima	Deriva promedio	Deriva máxima / Deriva promedio
Nivel10	SDX	X	0.002214	0.002149	1.03
Nivel9	SDX	X	0.002322	0.002246	1.03
Nivel8	SDX	X	0.002424	0.002333	1.04
Nivel7	SDX	X	0.002498	0.002391	1.05
Nivel6	SDX	X	0.002515	0.002395	1.05
Nivel5	SDX	X	0.002456	0.002327	1.06
Nivel4	SDX	X	0.0023	0.002169	1.06
Nivel3	SDX	X	0.002024	0.001897	1.067
Nivel2	SDX	X	0.001604	0.001494	1.07
Nivel1	SDX	X	0.001098	0.001019	1.08

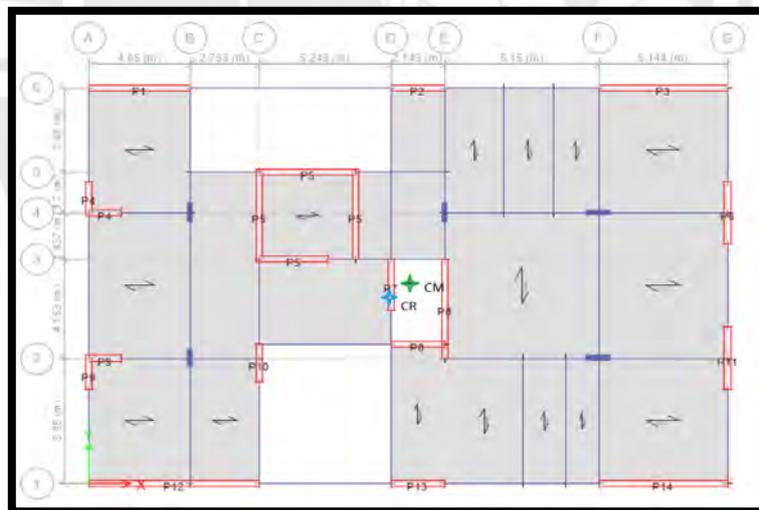
Tabla 7. Verificación de la irregularidad por torsión en YY.

Nivel	Carga	Dirección	Deriva máxima	Deriva promedio	Deriva máxima / Deriva promedio
Nivel10	SDY	Y	0.002761	0.002581	1.07
Nivel9	SDY	Y	0.002951	0.002747	1.07
Nivel8	SDY	Y	0.003125	0.002891	1.08
Nivel7	SDY	Y	0.003253	0.002994	1.09
Nivel6	SDY	Y	0.00331	0.00303	1.09
Nivel5	SDY	Y	0.003272	0.002978	1.10
Nivel4	SDY	Y	0.003113	0.002818	1.11
Nivel3	SDY	Y	0.002795	0.002515	1.11
Nivel2	SDY	Y	0.002273	0.002036	1.12
Nivel1	SDY	Y	0.001586	0.001425	1.11

Además, se mostrará a continuación los valores de CR y CM para cada nivel de la edificación y la planta de la edificación con dichos puntos ubicados:

Tabla 8. Coordenadas de CR y CM

Nivel	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)
Nivel1	12.76	8.38	12.27	7.82
Nivel2	12.82	8.38	11.93	7.76
Nivel3	12.82	8.38	11.85	7.83
Nivel4	12.82	8.38	11.90	7.92
Nivel5	12.82	8.38	11.99	8.02
Nivel6	12.82	8.38	12.10	8.10
Nivel7	12.82	8.38	12.21	8.17
Nivel8	12.82	8.38	12.33	8.24
Nivel9	12.82	8.38	12.43	8.29
Nivel10	12.84	8.35	12.50	8.33

**Figura 7. Ubicación de CM y CR en la planta de la edificación.**

3.5.1.2 Irregularidad de esquina entrante

A continuación, se presenta la imagen de la planta de la edificación y se procederá a verificar la existencia de la irregularidad de esquinas entrantes.

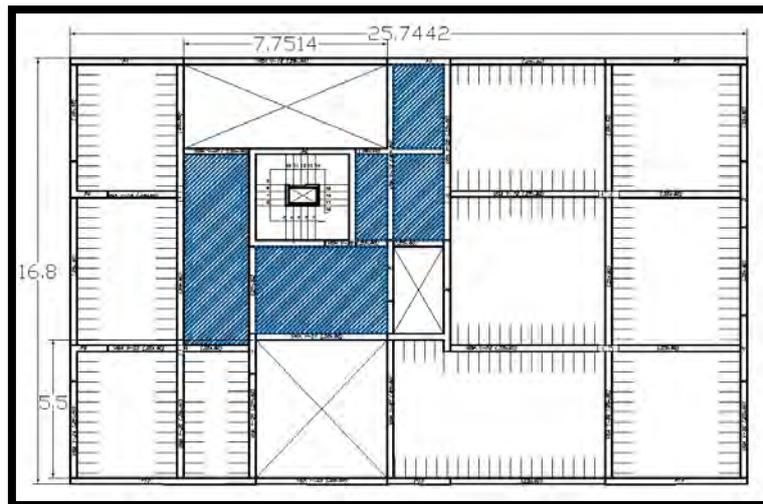


Figura 8. Planta de la edificación.

De la imagen anterior se verifica:

- $\frac{7.75}{25.5} * 100 = 30.2\%$
- $\frac{5.6}{16.8} * 100 = 32.7\%$

Por lo tanto, se puede afirmar que el edificio en cuestión sí presenta la irregularidad de esquinas entrantes, ya que las dimensiones de las esquinas entrantes son mayores al 20% de la dimensión total en planta.

3.5.1.3 Irregularidades en altura

Debido a que se cuenta con la misma estructuración desde el primer nivel hasta el décimo nivel, es decir, el sistema estructural es continuo en todos sus niveles, se puede afirmar que no existe irregularidad de Piso Blando, Masa o Peso, Geométrica Vertical y Discontinuidad de Sistemas Resistentes. Sin embargo, se procederá a analizar la irregularidad de piso blando a manera de verificación.

3.5.1.4 Irregularidad de piso blando

La norma E.030 indica que, para que exista esta irregularidad se debe cumplir que en un entrepiso la rigidez lateral sea menor que el 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que el 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores (Ministerio de la Vivienda, Construcción y

Saneamiento, 2018).

Tabla 9. Rigidez por nivel en la dirección XX.

Nivel	Tipo de carga	Rigidez X (Ton/m)
Nivel10	SDX	32925.1
Nivel9	SDX	62572.9
Nivel8	SDX	82658.0
Nivel7	SDX	98036.3
Nivel6	SDX	112467.2
Nivel5	SDX	128957.2
Nivel4	SDX	150933.8
Nivel3	SDX	184642.5
Nivel2	SDX	246154.1
Nivel1	SDX	371205.9

Tabla 10. Rigidez por nivel en la dirección YY.

Nivel	Tipo de carga	Rigidez Y (Ton/m)
Nivel10	SDY	24661.0
Nivel9	SDY	44914.8
Nivel8	SDY	57248.0
Nivel7	SDY	65904.3
Nivel6	SDY	73927.1
Nivel5	SDY	83505.5
Nivel4	SDY	96755.9
Nivel3	SDY	117187.6
Nivel2	SDY	153537.8
Nivel1	SDY	227510.6

Como se puede apreciar en las tablas, la rigidez lateral de un entrepiso es mayor al del entrepiso inmediato superior para las direcciones X e Y. Por ende, podemos afirmar que no existe irregularidad de piso blando.

3.6 Procedimiento de análisis

3.6.1 Análisis estático

El análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes para la edificación consiste básicamente en hallar la fuerza cortante basal estática a la cual estará sometida la estructura, para lo cual se aplicarán fuerzas en el centro de masa de cada nivel.

Tabla 11. Datos a utilizar para análisis estático

	X-X	Y-Y
T_p	0.4	0.4
T	0.644	0.787
Z	0.45	0.45
U	1	1

C	1.55	1.27
S	1	1
R	5.4	5.4
C/R	0.287 > 0.11	0.235 > 0.11
ZUCS/R	0.129	0.106
P (ton)	3768.3	3768.3
V (ton)	486.1	399.4

3.6.1.1 Distribución de la fuerza sísmica en Altura

Una vez que el valor de la fuerza cortante en la base para ambas direcciones es conocido, estas se pueden distribuir para los i niveles que tenga la edificación. Para ello se emplean las siguientes expresiones:

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

- n : Número de pisos del edificio
- k : Exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura

$$T \leq 0.5 \text{ seg.} : k = 1$$

$$T > 0.5 \text{ seg.} : k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$$

A continuación, se muestran las fuerzas cortantes distribuidas en los 10 niveles de la edificación:

Tabla 12. Distribución de cortantes por nivel

Nivel	$P_i(h_i)^{k_x}$	$P_i(h_i)^{k_y}$	α_{ix}	α_{iy}	V_{xi} (Ton)	V_{yi} (Ton)
Nivel10	1070.45	1157.16	0.088	0.088	42.59	34.95
Nivel9	1196.96	1293.92	0.098	0.098	47.62	39.08
Nivel8	1196.96	1293.92	0.098	0.098	47.62	39.08
Nivel7	1196.96	1293.92	0.098	0.098	47.62	39.08
Nivel6	1196.96	1293.92	0.098	0.098	47.62	39.08
Nivel5	1196.96	1293.92	0.098	0.098	47.62	39.08
Nivel4	1196.96	1293.92	0.098	0.098	47.62	39.08
Nivel3	1196.96	1293.92	0.098	0.098	47.62	39.08
Nivel2	1196.96	1293.92	0.098	0.098	47.62	39.08
Nivel1	1571.16	1714.05	0.129	0.130	62.51	51.77

Para la tabla anterior se empleó el exponente k , el cual se determinó de la siguiente manera:

$$T_x = 0.644: k_x = (0.75 + 0.5T_x) = 1.072$$

$$T_y = 0.787: k_y = (0.75 + 0.5T_y) = 1.144$$

3.6.2 Análisis dinámico

Como nos indica la norma E.030 en el artículo 28, “pueden analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1. En las otras zonas sísmicas puede emplearse este procedimiento para las estructuras clasificadas como regulares según el artículo 19 de no más de 30 m de altura y para las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018). Esto nos dice que bastaría con realizar el análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes si se cumple con alguna de las condiciones mencionadas. Debido a que para la edificación en estudio no se cuenta con ninguna de las condiciones ya mencionadas, se procederá a realizar el análisis dinámico. Podemos hacerlo mediante un análisis espectral o un análisis tiempo historia; este último es usado para estructuras especiales. Para nuestro caso, al tratarse de una edificación destinada para viviendas, se procederá a utilizar un análisis espectral.

3.6.2.1 Espectro de diseño

El espectro de diseño que se empleará es el espectro de la norma E.030 (Artículo 4.6.2), el cual se muestra en la FIGURA 8. Para realizar el análisis sísmico en la dirección X e Y se utilizó el mismo espectro, el cual tuvimos que ingresar en el modelo estructural en ETABS 2016.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Dónde:

- S_a = Pseudoaceleración
- g = aceleración de la gravedad

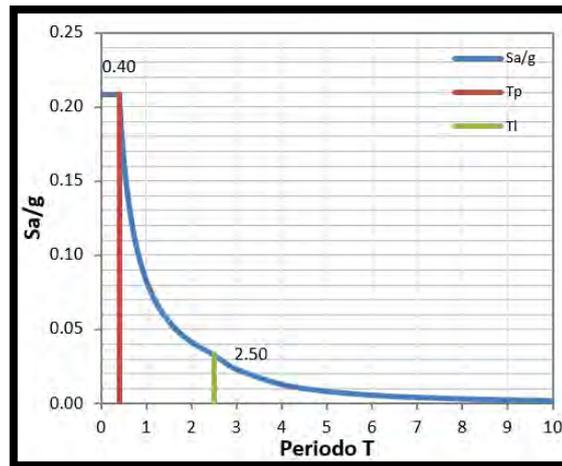


Gráfico 1. Espectro empleado para el análisis dinámico.

3.6.2.2 Fuerza cortante mínima de diseño

Generalmente, los análisis dinámicos de las estructuras dan valores de cortantes en la base menores a los obtenidos mediante métodos estáticos. Razón por la cual es necesario amplificar los valores de esta fuerza para realizar el diseño de las secciones de los elementos estructurales. De acuerdo a lo indicado en el artículo 4.6.4 de la norma E.030, para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante basal calculada en el análisis dinámico no podrá ser menor que el 80% de la calculada en el análisis estático para el caso de una estructura regular ni menor que el 90% en el caso de una estructura irregular (Ministerio de Vivienda Construcción y saneamiento, 2018).

$$f = \frac{0.9 V_{\text{estático}}}{V_{\text{dinámico}}}$$

$$f_x = \frac{0.9 \cdot 486.1}{378.4} = 1.153$$

$$f_y = \frac{0.9 \cdot 399.4}{324.1} = 1.109$$

Luego de escalar, se obtienen las siguientes cortantes:

Tabla 13. Cortantes amplificadas para la dirección XX.

Nivel	Tipo de carga	VX (ton)
Nivel10	SDX AMP	81.6
Nivel9	SDX AMP	162.1
Nivel8	SDX AMP	222.4
Nivel7	SDX AMP	270.3
Nivel6	SDX AMP	310.6
Nivel5	SDX AMP	346.1
Nivel4	SDX AMP	377.4
Nivel3	SDX AMP	403.9
Nivel2	SDX AMP	424.0
Nivel1	SDX AMP	436.2

Tabla 14. Cortantes amplificadas para la dirección YY.

Nivel	Tipo de carga	VX (ton)
Nivel10	SDY AMP	70.6
Nivel9	SDY AMP	136.8
Nivel8	SDY AMP	183.6
Nivel7	SDY AMP	218.8
Nivel6	SDY AMP	248.4
Nivel5	SDY AMP	275.8
Nivel4	SDY AMP	302.3
Nivel3	SDY AMP	326.8
Nivel2	SDY AMP	346.7
Nivel1	SDY AMP	359.4

$$V_x = 436.2 \text{ Ton}$$

$$V_y = 359.4 \text{ Ton}$$

3.7 Control de desplazamientos laterales

La norma E0.30 Diseño Sismorresistente plantea requerimientos de resistencia y de rigidez. Esta última se controla por medio de las derivas, la norma dice que la deriva máxima inelástica no debe ser mayor a 7‰ para estructuras de concreto armado. Cabe precisar que, debido a que se ha amplificado el sismo, todas las respuestas de la estructura también se deberán amplificar con los factores previamente hallados en 3.6.2.2. Sin embargo, esto no aplica para desplazamientos y, por lo tanto, las derivas tampoco se ven afectadas, lo cual se menciona en el artículo 26.4.2 de la norma E.030 Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018). Asimismo, al tratarse de una edificación irregular, la norma E.030 señala, en el inciso 28.1, que los desplazamientos laterales se hallan multiplicando los resultados del

análisis lineal elástico por 0.85 R. A continuación, se muestran los desplazamientos y derivas de todos los niveles de la edificación:

Tabla 15. Desplazamientos y derivas en la dirección XX.

Nivel	Delastico (m)	Dx0.85xR (m)	ΔD (m)	h (m)	Deriva	Deriva (%)	Deriva máxima
Nivel10	0.0192	0.0882	0.0094	2.7	0.00347	0.35%	0.70%
Nivel9	0.0172	0.0788	0.0098	2.7	0.00362	0.36%	0.70%
Nivel8	0.0150	0.0690	0.0101	2.7	0.00375	0.37%	0.70%
Nivel7	0.0128	0.0589	0.0103	2.7	0.00383	0.38%	0.70%
Nivel6	0.0106	0.0486	0.0103	2.7	0.00383	0.38%	0.70%
Nivel5	0.0083	0.0382	0.0100	2.7	0.00371	0.37%	0.70%
Nivel4	0.0061	0.0282	0.0093	2.7	0.00345	0.35%	0.70%
Nivel3	0.0041	0.0189	0.0081	2.7	0.00301	0.30%	0.70%
Nivel2	0.0023	0.0107	0.0064	2.7	0.00236	0.24%	0.70%
Nivel1	0.0009	0.0043	0.0044	3.1	0.00141	0.14%	0.70%

Tabla 16. Desplazamientos y derivas en la dirección YY.

Nivel	Delastico (m)	Dx0.85xR (m)	ΔD (m)	h (m)	Deriva	Deriva (%)	Deriva máxima
Nivel10	0.0234	0.1076	0.0108	2.7	0.00401	0.40%	0.70%
Nivel9	0.0211	0.0968	0.0114	2.7	0.00423	0.42%	0.70%
Nivel8	0.0186	0.0854	0.0120	2.7	0.00443	0.44%	0.70%
Nivel7	0.0160	0.0734	0.0124	2.7	0.00458	0.46%	0.70%
Nivel6	0.0133	0.0611	0.0125	2.7	0.00463	0.46%	0.70%
Nivel5	0.0106	0.0485	0.0123	2.7	0.00455	0.46%	0.70%
Nivel4	0.0079	0.0362	0.0116	2.7	0.00431	0.43%	0.70%
Nivel3	0.0054	0.0246	0.0104	2.7	0.00384	0.38%	0.70%
Nivel2	0.0031	0.0143	0.0084	2.7	0.00311	0.31%	0.70%
Nivel1	0.0013	0.0059	0.0059	3.1	0.00189	0.19%	0.70%

Como se puede apreciar en los cuadros anteriores, se cumple con el límite de deriva que impone la norma. Además, se verifica que, debido a que es una edificación de muros estructurales, los desplazamientos y derivas están controlados con holgura.

3.8 Separación entre edificios

Todas las edificaciones tienen que tener una distancia mínima de separación para evitar el contacto durante un sismo y se da por entendido que todas las edificaciones poseen un periodo distinto. Para el cálculo de la separación entre edificios o junta sísmica, se usarán los criterios del artículo 30 de la norma E.030. El valor de s será el mayor de los siguientes valores:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes
- 3cm
- $0.006 \cdot h$

De estos 3 criterios el mayor es el último, donde el valor de s es hallado de la siguiente manera:

$$s=0.006*2980 = 18\text{cm}$$

La norma también señala que el retiro no debe ser menor a los 2/3 del desplazamiento máximo inelástico en el último nivel, ni menor a $s/2$. Para este caso, desplazamiento máximo inelástico obtenido del análisis sísmico es 10.76 cm:

$$\text{Retiro} = \frac{2}{3} * 10.76 = 7.17 \text{ cm}$$

$$\text{Retiro} = \frac{18}{2} = 9 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distancia de retiro que se usará en esta edificación es 10cm.

3.9 Verificación del sistema estructural

Al inicio del análisis se trabajó con un factor de reducción $R=5.4$, el cual corresponde a un sistema estructural de muros de concreto. Para que dicha asunción sea cierta, se debe cumplir que los muros estructurales sean los encargados de recibir el menos el 70% de los cortantes totales.

Tabla 17. Verificación de sistema estructural.

Dirección	Cortante Total	Cortante Muros	% tomado
X	436.2	401.6	92.10%
Y	359.4	340.3	94.70%

Se verifica que el sistema estructural es de muros estructurales.

4 CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SECUENCIAL

Comúnmente, el comportamiento estructural de las edificaciones ha sido definido por investigadores e ingenieros como un análisis estático lineal considerando la suma de cargas de todas las columnas. Sin embargo, al momento de la construcción de la edificación, conforme se va aumentando la altura de esta, las respuestas del sistema estructural, como momentos flectores, fuerzas cortantes y desplazamientos, irán difiriendo cada vez más de las circunstancias reales (Tabassum, 2015). Años atrás, se analizaban las edificaciones de varios

niveles en una sola etapa; es decir, las cargas muertas, vivas y laterales eran aplicadas a la estructura correspondiente una vez esté modelado el edificio entero, debido a que hacer un análisis secuencial era muy complicado y tenía muchas restricciones. En estos tiempos, el panorama es diferente. Gracias a los avances tecnológicos en el ámbito del modelamiento de elementos finitos, es mucho más sencillo realizar un análisis no lineal, así como un análisis secuencial. Cabe mencionar que, actualmente, la mayoría de los softwares utilizados para el análisis estructural de edificaciones cuenta con una opción implementada para realizar análisis no lineal, como es el caso del ETABS 2016, el cual se utilizará para el análisis de la edificación en estudio.

Además, se procederá a mencionar algunos de los métodos de análisis estructural para edificaciones existentes en la actualidad y explicar de manera resumida su metodología.

Análisis Tradicional

Es el método más usado para el análisis estructural de edificaciones. En el análisis tradicional se asume que las cargas muertas correspondientes a la edificación serán añadidas una vez se culmine la construcción de toda la estructura, lo cual no es totalmente acertado y podría ser causante de errores en el diseño estructural. Este tipo de análisis es admisible cuando se trata de analizar edificaciones de pocos niveles.

Análisis incremental o secuencial

El análisis incremental busca simular, mediante la aplicación de cargas en varias etapas, lo que sucede en la vida real durante la construcción de una edificación. Como su nombre lo indica el análisis de la edificación se hace por etapas, siendo la primera etapa la construcción del nivel y la segunda de ellas la aplicación de la carga correspondiente y así sucesivamente para los demás niveles de la edificación. Este tipo de análisis se usa para edificaciones altas (diez o más

niveles), como la edificación en estudio, y en el caso de edificaciones con vigas de transferencia. En este último caso, el número de niveles de la edificación no es un requisito para el uso del tipo de análisis mencionado.

Análisis secuencial considerando efectos de tiempo

En este último tipo de análisis, se le adiciona efectos de tiempo al análisis incremental, debido a que las propiedades del concreto van variando conforme los días transcurren. Las propiedades que dependen del tiempo son la contracción, creep y la resistencia a compresión ($f'c$). Por ejemplo, en la figura XX se puede apreciar que, pasada la primera semana del vaciado del primer nivel, el concreto de dicho nivel aún no desarrolla su resistencia total, se encuentra a un 70%. Por lo que, ese nivel debería estar apuntalado hasta la segunda semana en la que el concreto ya debería estar a un 85% de su $f'c$ y así se continua con los siguientes niveles.

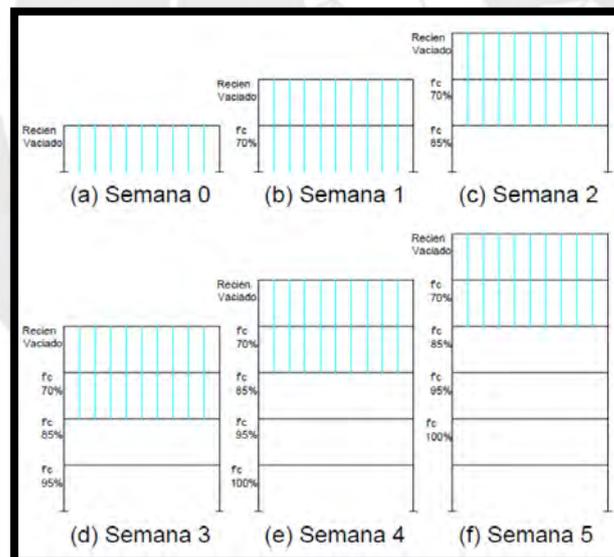


Figura 9. Proceso Constructivo de un edificio (Merino, 2008)

A diferencia del análisis secuencial, en este caso el análisis para cada nivel contará con tres etapas. La primera será el modelamiento o construcción del nivel. Luego, se procederá a aplicar las cargas correspondientes y, finalmente, se considerará la contracción, creep y el

comportamiento no lineal del concreto vaciado en dicho nivel. Para los siguientes niveles se considerará la misma metodología.



Figura 10. Procedimiento incluido en el análisis secuencial considerando efectos de tiempo (Tabassum, 2015)

Asimismo, Adams, en una conferencia facilitada por Bentley Institute, menciona los tres métodos de análisis para edificaciones antes explicados y en qué tipos de edificaciones deberían emplearse. En este sentido, a partir del seguimiento de sus planteamientos, se decidió desarrollar la edificación en estudio considerando un análisis secuencial, el cual será desarrollado a detalle en el siguiente inciso.

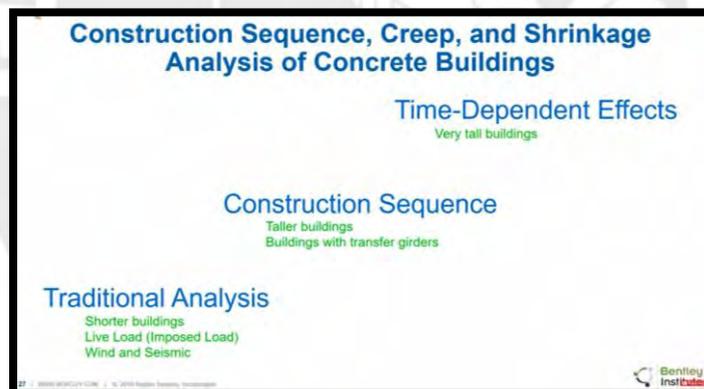


Figura 11. Métodos de análisis (Bentley Institute, 2018)

4.1 Análisis Secuencial (Proceso Constructivo)

El comportamiento de una estructura cambia significativamente cuando las cargas son aplicadas en un solo instante, en comparación con el escenario en el que estas son aplicadas en varias fases, lo cual busca simular lo que pasa cuando la edificación está siendo construida (Otte Group, 2017). Las cargas axiales presentes en la edificación son las que ocasionan deformaciones verticales en elementos como placas y columnas.

Es decir, mientras más niveles se tenga en una edificación, estas deformaciones irán aumentando. Sin embargo, el efecto de corrección por nivelación, que se da al momento del vaciado del entrepiso superior, controla estas deformaciones.

En caso de no considerar el proceso constructivo en los modelos de programas de computación, estos asumirán que las cargas serán aplicadas una vez esté construida toda la estructura, lo cual difiere de la realidad. A continuación, se mostrará un gráfico que ayuda a entender con más facilidad lo antes mencionado.

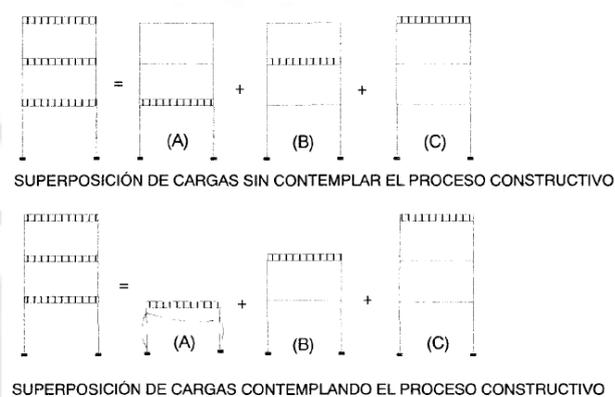


Figura 12. Superposición de cargas considerando o no el proceso constructivo (San Bartolomé, 1998)

“Puede apreciarse que el único estado coincidente es el último (C). En los demás estados, las deformaciones (rotaciones y desplazamientos verticales) producidas por los pisos construidos no generan esfuerzos sobre los pisos superiores que están recién por construirse” (San Bartolomé, 1998). Lo antes mencionado con respecto a la imagen X, se debe a dos razones:

1. Las columnas se construyen a plomo, lo cual corrige la rotación del nudo inmediato inferior.
2. Al momento de encofrar las vigas se procura mantener su horizontalidad, con lo que se compensa la pérdida de altura producto de la deformación axial de la columna.

Lo que busca la opción de “Auto Construction Sequence” en los programas ETABS 2016 y SAP 2000 es simular las condiciones de proceso constructivo que se dan en la realidad mediante la implementación de un análisis secuencial. De esta forma, se logra que los análisis en dichos programas sean los más cercanos posibles a la realidad y se eviten posibles fallas en los elementos estructurales por no considerar el proceso constructivo. Cabe mencionar que, considerar el proceso constructivo tiene mayor influencia en edificaciones que presenten vigas o losas de transferencia y en edificaciones de gran altura, como la edificación en estudio.

4.1.1 Análisis Secuencial en ETABS 2016 y SAP2000

Existen dos formas de usar el análisis con proceso constructivo en los programas ETABS 2016 y SAP 2000. El primero de ellos es una opción ya implementada en los programas que hace el procedimiento de manera automática. En cambio, la segunda manera se hace de manera manual. Se procederá a explicar ambas formas a continuación:

a) Procedimiento automático

Este procedimiento es bastante sencillo de usar, ya que se utiliza la opción que ya viene implementada en los programas. Por ello, su aplicación es más rápida que el procedimiento manual. El procedimiento es el siguiente:

- Se debe ir a la pestaña “Define” y buscar la opción “Auto Construction Sequence Case”. Luego, en la ventana que se abrirá, se debe activar la opción “Case is Active”, esto creará el patrón de carga “AutoSeq” el cual vendría a reemplazar a la carga muerta. Además, existe una opción que facilita el cambio de carga muerta por la carga “AutoSeq” para las combinaciones necesarias.

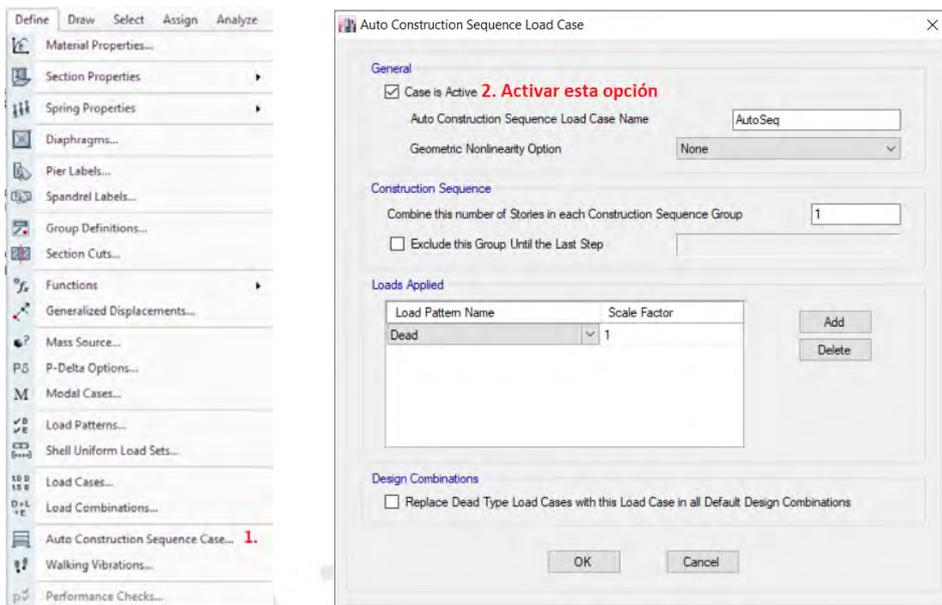


Figura 13. Procedimiento a seguir para implementar proceso constructivo de manera automática

b) Procedimiento manual

El procedimiento manual no es tan inmediato como el procedimiento automático. Sin embargo, la principal ventaja de este procedimiento es que se puede apreciar cómo se indica al programa que realice con un análisis por etapas. El procedimiento es el siguiente:

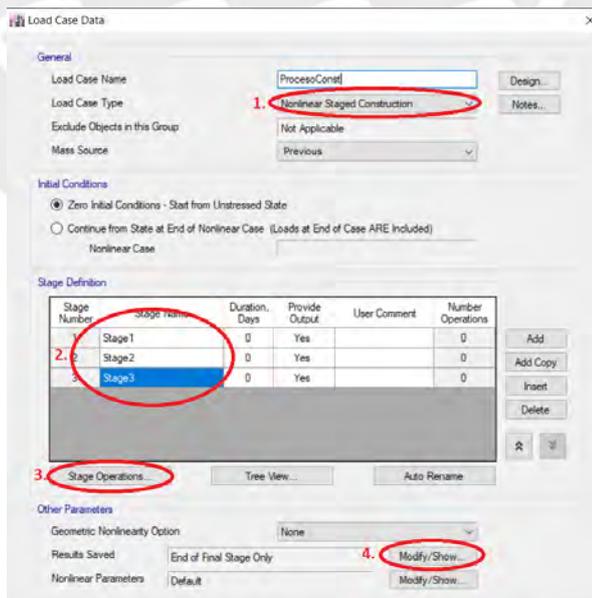


Figura 14. Procedimiento a seguir para implementar proceso constructivo de manera manual

- Se debe crear un nuevo “Load Case” que tenga el tipo “Nonlinear Staged Construction”
- Agregar el número de etapas. El número de etapas será igual al número de niveles que se tenga la edificación.
- Modificar la opción “Stage Operation”. Para cada etapa, se debe asignar dos operaciones. La primera operación corresponde a la construcción de la estructura. Por otro lado, en la segunda se trata de añadir cargas correspondientes a los elementos estructurales.
- Se debe modificar la opción “Results Saved” a “End of Each Stage”. De esta manera, se mostrarán los resultados al final de cada etapa.

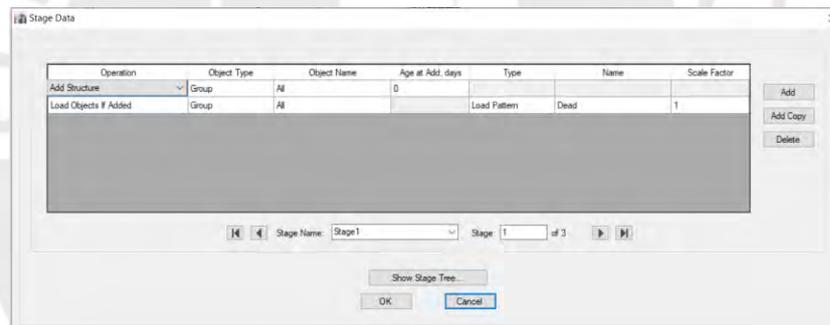


Figura 15. Procedimiento a seguir para implementar proceso constructivo de manera manual

Ejemplo básico

Se realizó el modelo de un pórtico con el fin de mostrar lo que realiza el proceso constructivo y notar las diferencias cuando este no es aplicado. A continuación, se analizará el caso considerando un procedimiento automático.

Datos a considerar:

- N° de pisos: 12
- Columnas de sección 0.40x0.40 m
- Vigas de sección 0.25x0.70 m
- Waplic: 0.40 y 0.20 ton/m
- Luz de viga: 5 m
- $f'c$: 210 kg/cm²
- Altura de entrepiso: 3 m

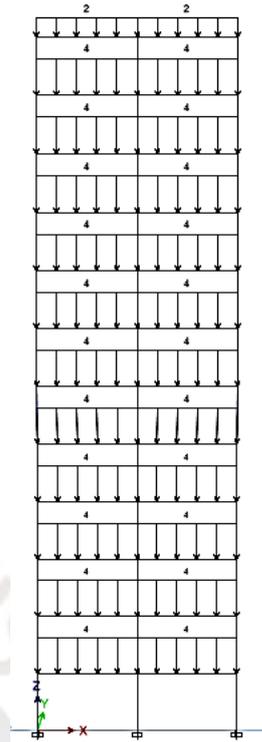


Figura 16. Elevación de modelo en 2D de edificio.

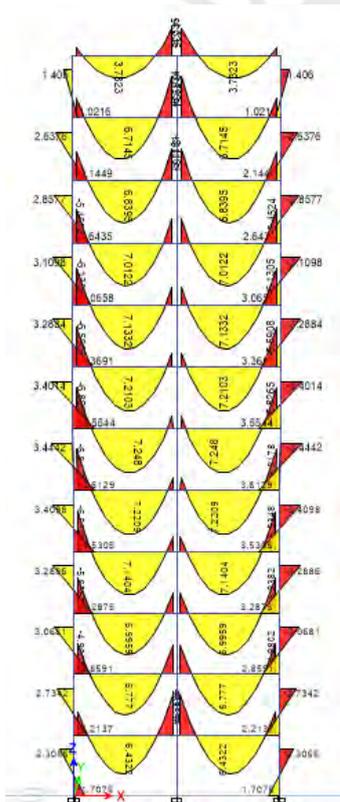


Figura 17. DMF considerando procesos constructivos

	V1			V2		
	Momento(-) ton.m	Momento(+) ton.m	Momento(-) ton.m	Momento(-) ton.m	Momento(+) ton.m	Momento(-) ton.m
PISO 12	1.13	3.69	4.34	4.34	3.69	1.13
PISO 11	3.16	6.72	6.79	6.79	6.72	3.16
PISO 10	4.59	6.84	5.12	5.12	6.84	4.59
PISO 9	5.45	7.01	3.91	3.91	7.01	5.45
PISO 8	6.13	7.13	2.99	2.99	7.13	6.13
PISO 7	6.59	7.21	2.37	2.37	7.21	6.59
PISO 6	6.83	7.25	2.07	2.07	7.25	6.83
PISO 5	6.82	7.22	2.13	2.13	7.22	6.82
PISO 4	6.53	7.14	2.57	2.57	7.14	6.53
PISO 3	5.94	6.99	3.45	3.45	6.99	5.94
PISO 2	4.98	6.78	4.85	4.85	6.78	4.98
PISO 1	3.76	6.43	6.76	6.76	6.43	3.76

Tabla 18. Resultados de MF para ambos tramos de viga en estudio

Tabla 19. Resultados de Desplazamientos para CE y CI.

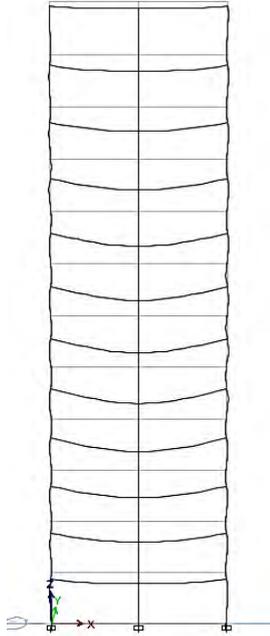


Figura 18. Deformación considerando Procesos Constructivos

	DESPLAZAMIENTOS COLUMNA EXTERNA (x10 ⁻³ m)	DESPLAZAMIENTOS COLUMNA INTERNA (x10 ⁻³ m)
PISO 12	0.795	1.227
PISO 11	1.979	3.121
PISO 10	2.934	4.655
PISO 9	3.657	5.836
PISO 8	4.145	6.668
PISO 7	4.399	7.150
PISO 6	4.421	7.278
PISO 5	4.215	7.046
PISO 4	3.786	6.441
PISO 3	3.141	5.452
PISO 2	2.287	4.060
PISO 1	1.236	2.247

4.1.2 Análisis Secuencial – Hardy Cross

Para este procedimiento se realizó el modelo de un pórtico con el fin de mostrar los resultados del análisis del edificio utilizando el método de Hardy Cross. A continuación, se detallará los pasos y procedimiento del proceso.

Datos a considerar:

- N° de pisos: 12
- Columnas de sección 0.40x0.40 m
- Vigas de sección 0.25x0.70 m
- Waplic: 0.40 y 0.20 ton/m
- Luz de viga: 5 m
- Altura de entrepiso: 3 m
- $K_o = 0.001 \text{ m}^3$
- $E = 2 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$

Ejemplo básico

Procedimiento:

En Vigas:

Con las dimensiones de la viga, se obtiene la inercia (I_v) y el coeficiente de rigidez (K_v).

$$- I_v = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.007146 \text{ m}^4$$

$$- K_v = \frac{I_v}{L \cdot K_o} = 1.43$$

En Columnas:

Con las dimensiones de la viga, se obtiene la inercia (I_c) y el coeficiente de rigidez (K_c).

$$- I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0.002133 \text{ m}^4$$

$$- K_c = \frac{I_v}{L \cdot K_o} = 0.71$$

$$- K_a = \frac{E \cdot b \cdot h}{H} = 106667 \text{ ton/m}$$

Para simular el método que utiliza el software ETABS y para representar los cambios que genera el efecto del proceso constructivo, se utilizará el método de Cross, con el cual se obtendrán los desplazamientos y momentos del edificio. Se debe realizar un proceso iterativo de la carga a aplicar y este debe considerarse dependiendo del piso en que se va a trabajar. Para ser más claro, se detalla la iteración de la colocación de la distribuida por piso.

- **1era iteración:** se analiza un edificio de 1 piso, colocando la carga distribuida en el último nivel, se procede a hallar los desplazamientos debido a esa carga.
- **2da iteración:** se analiza un edificio de 2 pisos, colocando la carga distribuida en el último nivel, se procede a hallar los desplazamientos debido a esa carga.
- **3era iteración:** se analiza un edificio de 3 pisos, colocando la carga distribuida en el último nivel, se procede a hallar los desplazamientos debido a esa carga.

Resolución:

Para la **iteración 1**, tomaremos como principio del análisis a la columna externa, de esta misma se obtiene los siguientes valores

- $Pn1 = \frac{4*5}{2} = 10 \text{ ton}$, debido a que solo es un nivel el $Pa = Pn1 = 10 \text{ ton}$.
- $Desplaz1^{\circ}a = \frac{Pa}{Ka} = 0.0000938m$

Para la **iteración 2**:

- $Pn1 = 0, Pn2 = \frac{4*5}{2} = 10 \text{ ton}$, $Pa = Pn1 + Pn2 = 10 \text{ ton}$.
- $Desplaz1^{\circ}b = \frac{Pa}{Ka} = 0.0000938m$
- $Desplaz2^{\circ}b = Desplaz1^{\circ} + \frac{Pa}{Ka} = 0.0001875 m$

Para la **iteración 3**:

- $Pn1 = 0, Pn2 = 0, Pn3 = \frac{4*5}{2} Pa = Pn1 + Pn2 + Pn3 = 10 \text{ ton}$.
- $Desplaz1^{\circ}c = \frac{Pa}{Ka} = 0.0000938 m$
- $Desplaz2^{\circ}c = Desplaz1^{\circ} + \frac{Pa}{Ka} = 0.0001875 m$
- $Desplaz3^{\circ}c = Desplaz2^{\circ} + \frac{Pa}{Ka} = 0.0002813 m$

Desplazamiento total:

$$\mathbf{Dt \text{ Piso 1}} = Desplaz1^{\circ}a + Desplaz1^{\circ}b + Desplaz1^{\circ}c = 0.0002813 m$$

$$\mathbf{Dt \text{ Piso 2}} = Desplaz2^{\circ}b + Desplaz2^{\circ}c = 0.0003750 m$$

$$\mathbf{Dt \text{ Piso 3}} = Desplaz3^{\circ}c = 0.0002813 m$$

Para la columna central, el área tributaria es el doble, por lo que cargaría el doble a comparación de la columna extrema. Por lo tanto, las deformaciones para la columna central serían las siguientes:

- **Dt Piso 1** = 0.000563 m
- **Dt Piso 2** = 0.000750 m

- **Dt Piso 3**= 0.000563 m

Para poder hallar los momentos será necesario el desplazamiento relativo entre el desplazamiento de la columna extrema y columna central.

- Dba piso 1 = 0.0002813 m
- Dba piso 2 = 0.0003750 m
- Dba piso 3 = 0.0002813 m

Con los desplazamientos relativos hallamos los momentos de empotramientos debido a la deflexión axial:

$$u_{AB} = u_{BA} = \frac{-6 * E * I v * Dba}{L^2}$$

- uAB piso 1= -0.96 ton.m
- uAB piso 2= -1.29 ton.m
- uAB piso 1= -0.96 ton.m

Además, para poder desarrollar el método de Cross es necesario hallar α_{ij}

$$\alpha_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$$

$$D_{ij} = \alpha_{ij} M_i$$

$$T_{ji} = f_{ij} D_{ij}$$

Tabla 20. Cálculo de coeficiente alfa para edificio en estudio.

Para los pisos tipicos		Para la azotea	
Kij	α_{ij}	Kij	α_{ij}
1.42	0.50	0.71	0.33
1.43	0.50	1.43	0.67
2.85		2.14	

Desarrollo del Cross por efectos de deformación axial:

Tabla 21. Resultados del edificio por efectos de la deformación axial

PISO	1		2		3	
POR EFECTOS DE DEFORMACION AXIAL						
Nudo	A	B	A	B	A	B
Barra	0	B-A	0	B-A	0	B-A
α_{ij}	0.50	0.00	0.50	0.00	0.67	0.00
u_{ij}	-0.96	-0.96	-1.29	-1.29	-0.96	-0.96
D	0.48	0.00	0.64	0.00	0.64	0.00
T	0.00	0.24	0.00	0.32	0.00	0.32
Momento	-0.48	-0.72	-0.64	-0.96	-0.32	-0.64

Desarrollo del Cross por efectos de S/C:

$$u_{AB} = -u_{BA} = -\frac{W * L^2}{12}$$

- uAB piso 1= -8.33 ton.m
- uAB piso 2= -8.33 ton.m
- uAB piso 3= -8.33 ton.m

Tabla 22. Resultados del edificio por efectos de la carga distribuida (Sin def. axial)

PISO	1		2		3	
POR S/C, SIN DEFORMACION AXIAL						
Nudo	A	B	A	B	A	B
Barra	0	B-A	0	B-A	0	B-A
α_{ij}	0.50	0.00	0.50	0.00	0.67	0.00
u_{ij}	-8.33	8.33	-8.33	8.33	-8.33	8.33
D	4.18	0.00	4.18	0.00	5.56	0.00
T	0.00	2.09	0.00	2.09	0.00	2.78
Momento	-4.16	10.42	-4.16	10.42	-2.77	11.12

El momento final sería M por def. axial + M por s/c:

$$\text{Nivel 1: } \mathbf{M \text{ finalA} (-)} = -0.48 + -4.16 = -4.64 \text{ ton.m}$$

$$\mathbf{M \text{ finalB} (-)} = -0.72 + 10.42 = 9.70 \text{ ton.m}$$

$$\text{Nivel 2: } \mathbf{M \text{ finalA} (-)} = -0.64 + -4.16 = -4.80 \text{ ton.m}$$

$$\mathbf{M \text{ finalB} (-)} = -0.96 + 10.42 = 9.46 \text{ ton.m}$$

$$\text{Nivel 3: } \mathbf{M \text{ finalA} (-)} = -0.32 + -2.77 = -3.09 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{finalB}} (-) = -0.64 + 11.12 = 10.47 \text{ ton.m}$$

De esta forma, se realizó la aplicación y la iteración para 12 niveles de la planta que se muestra a continuación:

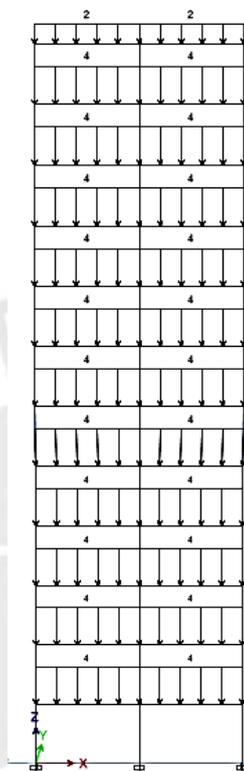


Figura 19. Edificio en análisis con cargas distribuidas aplicadas

A partir de la aplicación del método de Cross, se obtuvieron los resultados que se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 23. Resultados de Desplazamientos para CE y CI.

	DESPLAZAMIENTOS COLUMNA EXTERNA (x10 ⁻³ m)	DESPLAZAMIENTOS COLUMNA INTERNA (x10 ⁻³ m)
PISO 12	0.563	1.125
PISO 11	1.547	3.094
PISO 10	2.344	4.688
PISO 9	2.953	5.906
PISO 8	3.375	6.750
PISO 7	3.609	7.219
PISO 6	3.656	7.313
PISO 5	3.516	7.031
PISO 4	3.188	6.375
PISO 3	2.672	5.344
PISO 2	1.969	3.938
PISO 1	1.078	2.156

	2.03		4.27	4.27		2.03
		3.151			3.151	
	6.80		6.45	6.45		6.80
		5.876			5.876	
	8.17		4.40	4.40		8.17
		6.289			6.289	
	9.21		2.83	2.83		9.21
		6.683			6.683	
	9.93		1.75	1.75		9.93
		6.996			6.996	
	10.33		1.14	1.14		10.33
		7.184			7.184	
	10.41		1.02	1.02		10.41
		7.223			7.223	
	10.17		1.39	1.39		10.17
		7.108			7.108	
	9.61		2.23	2.23		9.61
		6.853			6.853	
	8.73		3.55	3.55		8.73
		6.493			6.493	
	7.52		5.36	5.36		7.52
		6.080			6.080	
	6.00		7.65	7.65		6.00
		5.688			5.688	

Figura 20. DMF considerando procesos constructivos

Tabla 24. Resultados de MF para ambos tramos de viga en estudio

	V1			V2		
	Momento (-) ton.m	Momento (+) ton.m	Momento (-) ton.m	Momento (-) ton.m	Momento (+) ton.m	Momento (-) ton.m
PISO 12	2.025	3.151	4.273	4.273	3.151	2.025
PISO 11	6.803	5.876	6.446	6.446	5.876	6.803
PISO 10	8.166	6.289	4.397	4.397	6.289	8.166
PISO 9	9.209	6.683	2.831	2.831	6.683	9.209
PISO 8	9.931	6.996	1.747	1.747	6.996	9.931
PISO 7	10.332	7.184	1.144	1.144	7.184	10.332
PISO 6	10.412	7.223	1.024	1.024	7.223	10.412
PISO 5	10.171	7.108	1.385	1.385	7.108	10.171
PISO 4	9.610	6.853	2.229	2.229	6.853	9.610
PISO 3	8.728	6.493	3.554	3.554	6.493	8.728
PISO 2	7.525	6.080	5.361	5.361	6.080	7.525
PISO 1	6.001	5.688	7.651	7.651	5.688	6.001

Existe una forma de poder simular el efecto de proceso constructivo con un programa de cómputo sin la necesidad de ingresar un procedimiento automático o manual. Para ello, es necesario ingresar, además de la carga distribuida que soporta la viga, cargas puntuales en las intersecciones entre viga y columna (nudo). En términos prácticos, a partir de los desplazamientos obtenidos del procedimiento manual realizado con el

método de Hardy Cross, obtendremos las fuerzas que generan ese desplazamiento mediante la siguiente la siguiente aplicación:

Tomaremos como principio del análisis a la columna externa y se usarán los valores de desplazamiento hallados anteriormente (Método Hardy Cross):

Para el nivel 1,2 y 3:

- $Dt1 = 0.00108$
- $Dt2 = 0.00197$
- $Dt3 = 0.00267$

Se procede a hallar los Dr entre estos niveles:

- $Dr1 = 0.00108$
- $Dr2 = 0.00089$
- $Dr3 = 0.00070$

Para hallar las cargas puntuales aplicadas en los nudos, primero se debe encontrar la carga acumulada entre niveles, esto se logrará de la siguiente forma:

$$Pacum = Dr * Ka$$

- $Pacum1 = 115 \text{ ton}$, entonces $Faplic1 = 115 - 95 = 20 \text{ ton}$
- $Pacum2 = 95 \text{ ton}$, entonces $Faplic2 = 95 - 75 = 20 \text{ ton}$
- $Pacum3 = 75 \text{ ton}$, entonces $Faplic3 = 75 - 55 = 20 \text{ ton}$

Así sucesivamente con todos los niveles. En el siguiente cuadro, se detalla las fuerzas puntuales colocadas en los nudos de las columnas externas. Para la columna interna se debe colocar el doble, debido a que esta carga el doble.

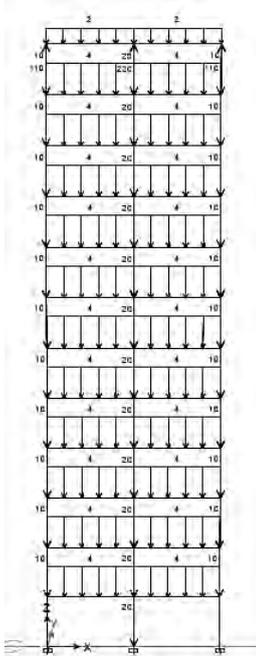


Figura 21. Elevación de modelo en 2D de edificio.

Tabla 25. Resultados de las fuerzas puntuales aplicadas en el edificio

Nivel	Dt	Dr	Pacum	F nivel
1	0.00108	0.00108	115	20
2	0.00197	0.00089	95	20
3	0.00267	0.00070	75	20
4	0.00319	0.00052	55	20
5	0.00352	0.00033	35	20
6	0.00366	0.00014	15	20
7	0.00361	-0.00005	-5	20
8	0.00338	-0.00023	-25	20
9	0.00295	-0.00042	-45	20
10	0.00234	-0.00061	-65	20
11	0.00155	-0.00080	-85	20
12	0.00056	-0.00098	-105	-105

De este análisis se obtuvieron los siguientes resultados:

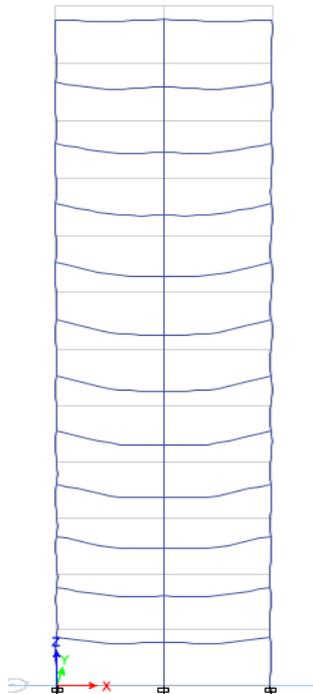


Figura 22. Deformación considerando cargas puntuales en los nudos

Tabla 26. Resultados de Desplazamientos para CE y CI.

	DESPLAZAMIENTOS COLUMNA EXTERNA ($\times 10^{-3}$ m)	DESPLAZAMIENTOS COLUMNA INTERNA ($\times 10^{-3}$ m)
PISO 12	2.286	2.256
PISO 11	3.186	4.036
PISO 10	3.899	5.437
PISO 9	4.416	6.474
PISO 8	4.735	7.155
PISO 7	4.851	7.485
PISO 6	4.763	7.470
PISO 5	4.470	7.109
PISO 4	3.973	6.402
PISO 3	3.274	5.345
PISO 2	2.375	3.933
PISO 1	1.281	2.156

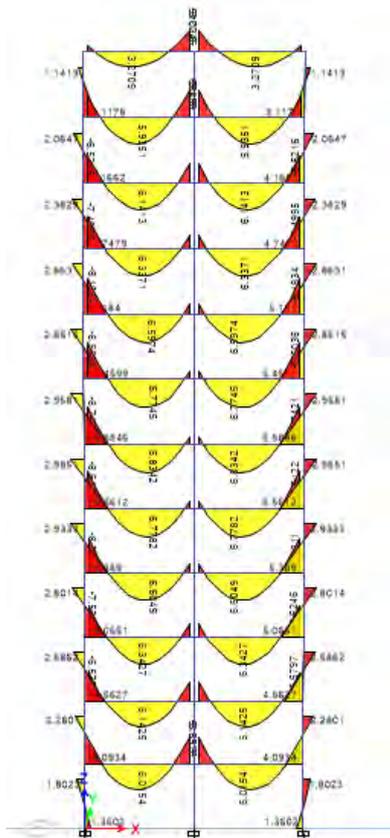


Figura 23. DMF considerando cargas puntuales en los nudos

Tabla 27. Resultados de MF para ambos tramos de viga en estudio

	V1			V2		
	Momento (-) ton.m	Momento (+) ton.m	Momento (-) ton.m	Momento (-) ton.m	Momento (+) ton.m	Momento (-) ton.m
PISO 12	1.440	3.271	5.025	5.025	3.271	1.440
PISO 11	5.029	5.935	6.483	6.483	5.935	5.029
PISO 10	6.522	6.141	4.578	4.578	6.141	6.522
PISO 9	7.500	6.337	3.208	3.208	6.337	7.500
PISO 8	8.193	6.597	2.248	2.248	6.597	8.193
PISO 7	8.604	6.775	1.679	1.679	6.775	8.604
PISO 6	8.742	6.834	1.487	1.487	6.834	8.742
PISO 5	8.612	6.778	1.667	1.667	6.778	8.612
PISO 4	8.211	6.605	2.223	2.223	6.605	8.211
PISO 3	7.525	6.343	3.172	3.172	6.343	7.525
PISO 2	6.580	6.143	4.517	4.517	6.143	6.580
PISO 1	4.819	6.015	6.532	6.532	6.015	4.819

4.2 Análisis de la edificación en estudio

4.2.1 Comportamiento de edificaciones altas al considerar el proceso constructivo

En este inciso se realizará el análisis de la edificación en estudio, se mostrarán los resultados en los que se considera y no se considerarán los procesos constructivos.

Como se ha mencionado en incisos anteriores, la edificación en estudio es calificada como un edificio de gran altura y, por lo tanto, los principales cambios que se pueden notar al considerar el proceso constructivo son dos:

4.2.1.1 Disminución de desplazamientos verticales

Con una diferencia más significativa a partir de la mitad superior. En niveles inferiores la diferencia es mínima.

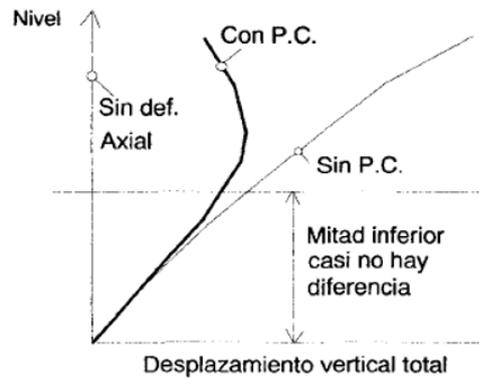


Gráfico 2. Comparación de desplazamientos verticales con PC y sin PC (San Bartolomé, 1998)

4.2.1.2 Corrección de los diagramas de momento flector (DMF)

En edificaciones con la característica mencionada, suelen haber distorsiones en los DMF de los pisos superiores cuando no se contempla en proceso constructivo. Lo dicho anteriormente se ilustrará en la siguiente imagen.

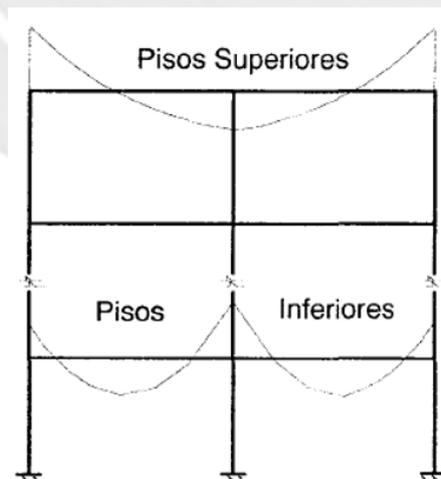


Figura 24. DMF típico de pórticos elevados cuando no se contempla P.C. (San Bartolomé, 1998)

4.2.2 Contrastación de Resultados

Se procederá a contrastar los resultados para la edificación en estudio y verificar si se tiene la disminución de desplazamientos y la corrección de DMF mencionadas en 4.2.1. También, se realizará una comparación de los diagramas de fuerzas axiales (DFA) y diagramas de momentos flectores (DMF).

Análisis de deformaciones

A continuación, se mostrarán las deformadas para el caso de carga muerta y para el caso considerando el proceso constructivo.

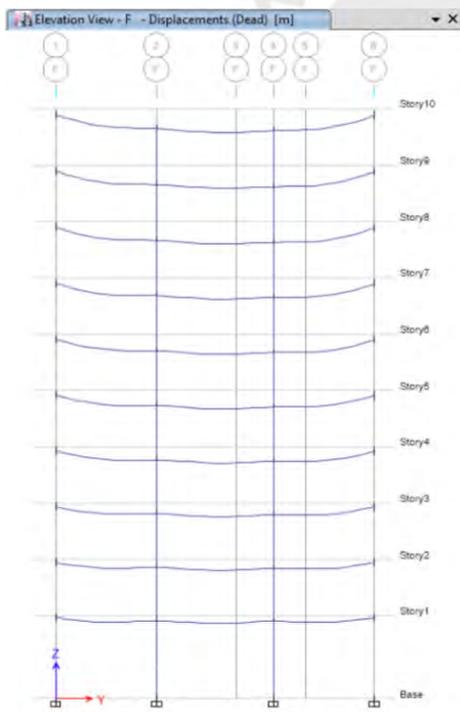


Figura 26. Deformación sin considerar

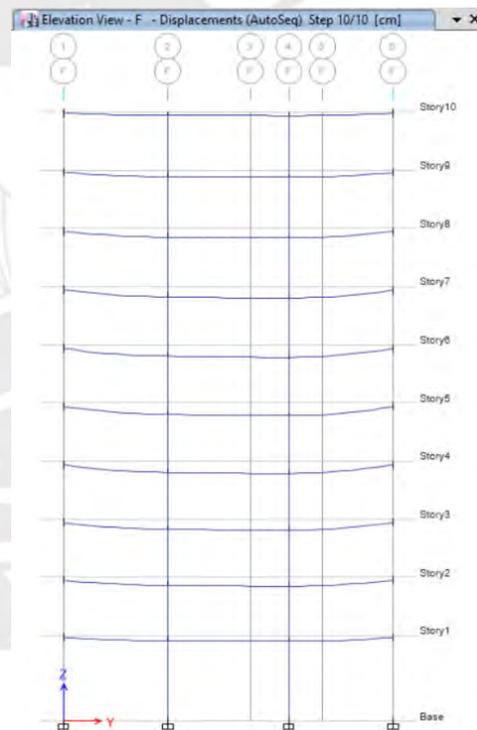


Figura 25. Deformación considerando Procesos

Para un mejor análisis se mostrará una tabla con los datos de las deformaciones de la imagen anterior:

Tabla 28. Cuadro de deformaciones por nivel

Nivel	Deformación sin PC (mm)	Deformación con PC (mm)
10	5.68	0.92
9	5.60	1.78
8	5.42	2.44
7	5.15	2.91
6	4.78	3.19
5	4.31	3.26
4	3.75	3.13
3	3.08	2.79
2	2.31	2.25
1	1.44	1.49

Del cuadro anterior se puede concluir lo siguiente:

- En general, las deformaciones en todos los niveles disminuyen cuando se aplica un análisis por proceso constructivo.
- Se aprecia que el cambio de deformaciones no es muy significativo hasta el quinto nivel. Por otro lado, se puede observar que, en la mitad superior de la edificación, la diferencia de deformaciones es más considerable. Lo antes mencionado se puede observar en la **Figura 26**.

Análisis de Diagrama de fuerza axial (DFA) y Diagramas de momento flector (DMF)

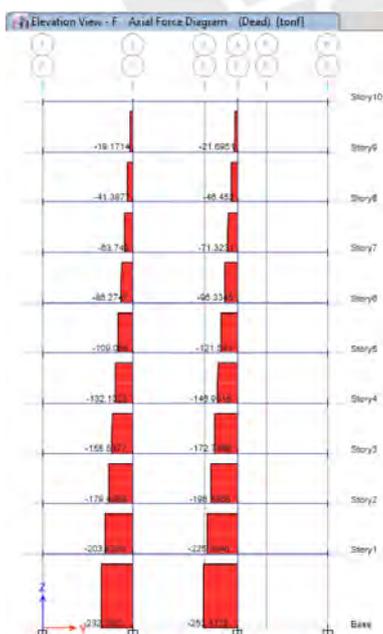


Figura 27. DFA considerando Procesos Constructivos

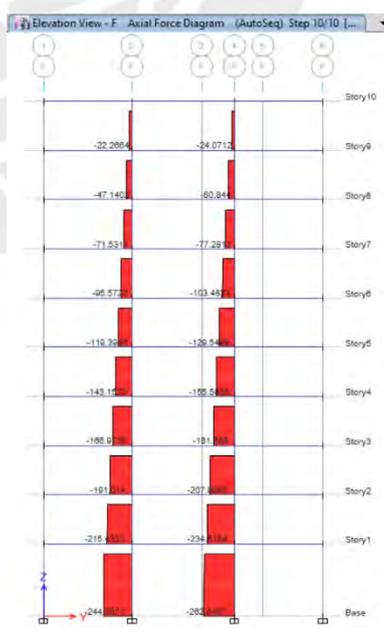


Figura 28. DFA sin considerar

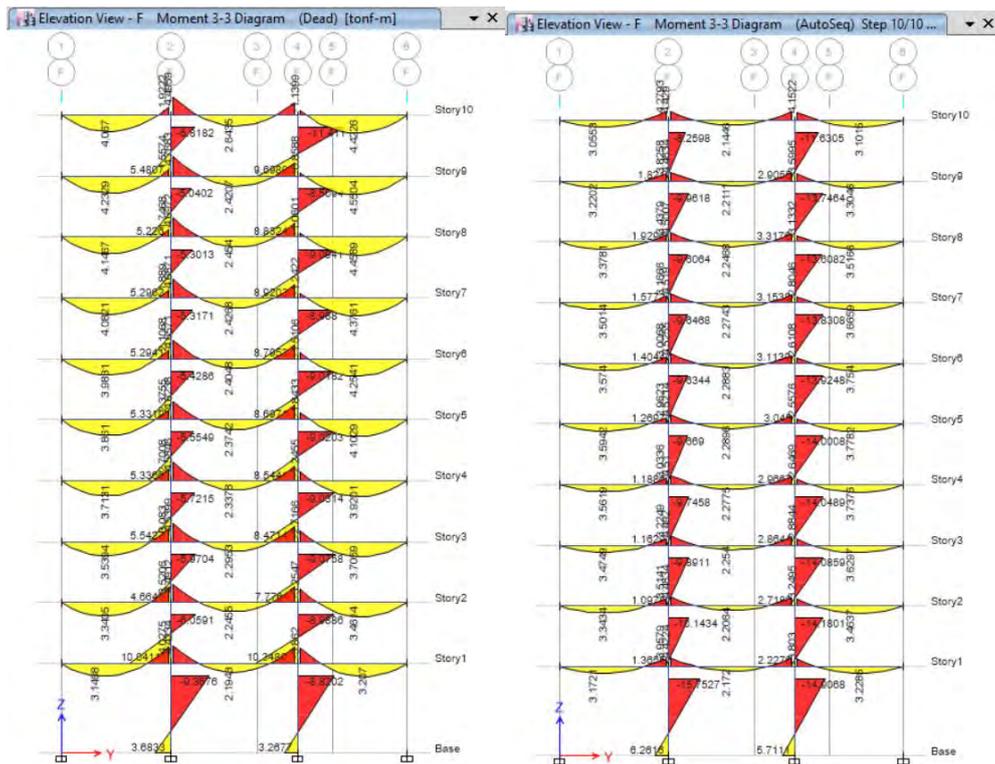


Figura 29. DMF sin considerar Procesos

Figura 30. DMF considerando Procesos Constructivos

- Con respecto a los DFA, se puede notar que en el caso del modelo con proceso constructivo las fuerzas axiales son ligeramente mayores.
- Con respecto a los DMF, existe una disminución de momentos en todas las vigas y un aumento de momentos en las columnas cuando se considera el proceso constructivo. Sin embargo, en el caso sin proceso constructivo no se tiene la distorsión de DMF mencionada en 4.2.1, por lo que, en este caso, no se puede apreciar la corrección de DMF, producida por el hecho de considerar el proceso constructivo.

5 CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

5.1 Diseño de losas aligeradas.

5.1.1 Diseño por resistencia o flexión

Como se definió anteriormente, se utilizó losas aligeradas y losas macizas de 25 y 20 cm de espesor respectivamente, y el método que se emplea actualmente en las estructuras de concreto armado es el de Diseño por resistencia o flexión.

La ecuación básica para el diseño será la siguiente:

$$\phi Mn \geq Mu$$

El diseño de los aligerados fue de la forma tradicional; primero realizando el metrado de cargas para una vigueta convencional de 40 cm, luego el análisis estructural de este mismo, y finalmente con los resultados del análisis calcular la cantidad de acero correspondiente para la vigueta.

Antes de empezar el diseño para una vigueta convencional se debe comprobar la cantidad de Acero mínimo y máximo a requerir considerando la Norma E.060.

Datos a considerar:

- $b_w = 10 \text{ cm}$
- $h_f = 25 \text{ cm}$
- $b_e = 40 \text{ cm}$
- $h_h = 5 \text{ cm}$
- $d = 22 \text{ cm}$
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Recubrimiento: 3cm
- $\phi = 0.9$

Acero Mínimo

- Positivo

Según norma para secciones rectangulares y para secciones con el ala en compresión la ecuación a utilizar:

$$A_s = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{s+} = 0.53 \text{ cm}^2$$

- Negativo

La norma peruana exige que el acero se por lo menos 1.2 veces el momento flector que causa el agrietamiento de la sección.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}$$

$$f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

$$A_{s-} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Acero Máximo

La limitación de la Norma en cuanto a la cantidad de acero máxima de compresión en el concreto es el de colocar el 75% al correspondiente a la de la falla balanceada.

- Positivo

Para que exista falla balanceada se debe considerar que ϵ_{cu} es igual a 0.004 y que el ϵ_s es igual a 0.0021.

$$0.85 * f'_c * [(b_f - b_w)h_f + a_b * b_w] = A_{sb} * f_y$$

$$a_b = 0.588 * \beta * d, \text{ para } \begin{cases} f_y = 4200 \\ \epsilon_{cu} = 0.003 \end{cases}$$

$$A_{s \text{ max}} = A_{sb} * 0.75 = 8.29 \text{ cm}^2$$

- Negativo

Para que exista falla balanceada se debe considerar que ϵ_{cu} es igual a 0.004 y que el ϵ_s es igual a 0.0021.

$$0.85 * f'c * b * (0.588\beta d) = Asb * fy$$

$$As_{max} = 3.51 \text{ cm}^2$$

A continuación, se realizará el diseño del paño de losa ubicado entre los ejes D y E

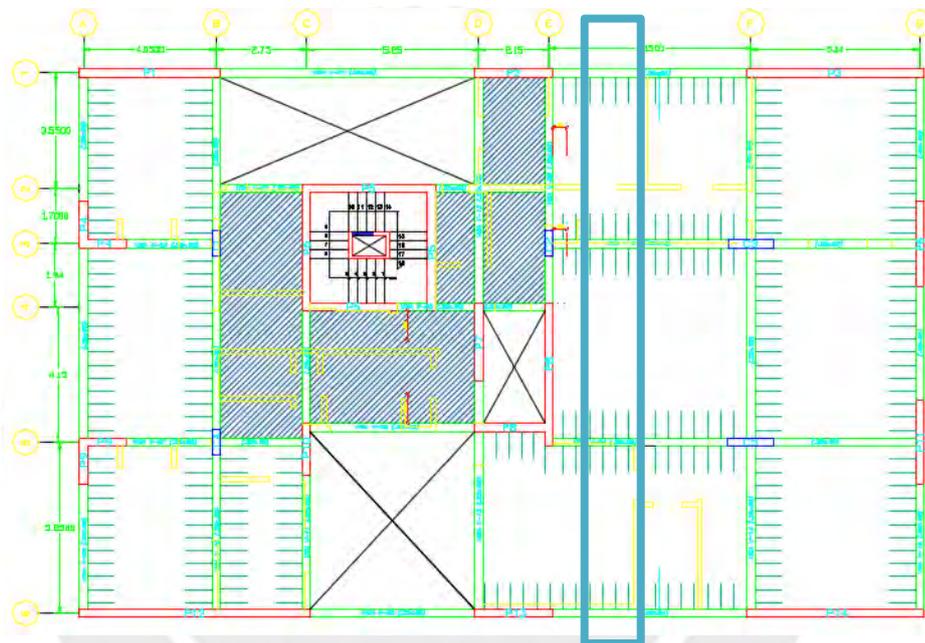


Figura 31. Vigueta a analizar.

Las viguetas serán modeladas como elementos frame. Mencionar también que si la vigueta llega a vigas o placas la condición de apoyo se considera apoyo simple.

Por otro lado, si la vigueta llega a una losa maciza se considerará un empotramiento como condición de apoyo.

Además, como se observa en la figura solo hay tabiquería en el primer tramo de la vigueta, la tabiquería vertical será soportado por una viga chata debido a que en ese sentido la losa aligerada no puede soportar tanta carga.

El metrado es el siguiente:

$$- P = 1.35 \times 0.15 \times 2.95 \times 0.4 = 0.239 \text{ ton}$$

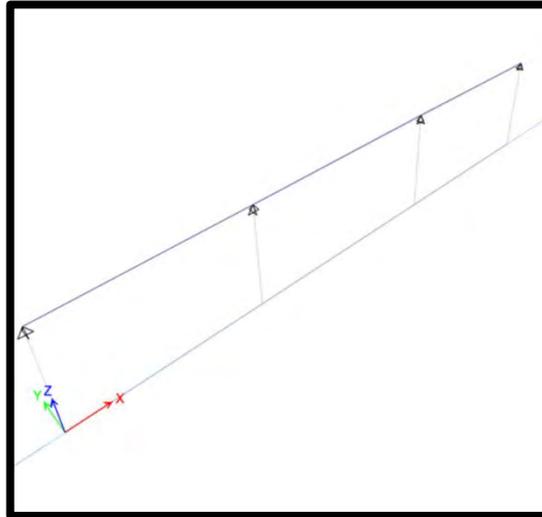


Figura 32. Vigueta en análisis.

Aplicando cargas

En base al metrado realizado, considerando, además:

- $W_{muerta} = 0.18 \text{ ton/m}$
- $W_{viva} = 0.08 \text{ ton/m}$

Se procederá a asignar las cargas en el modelo de ETABS 2016.

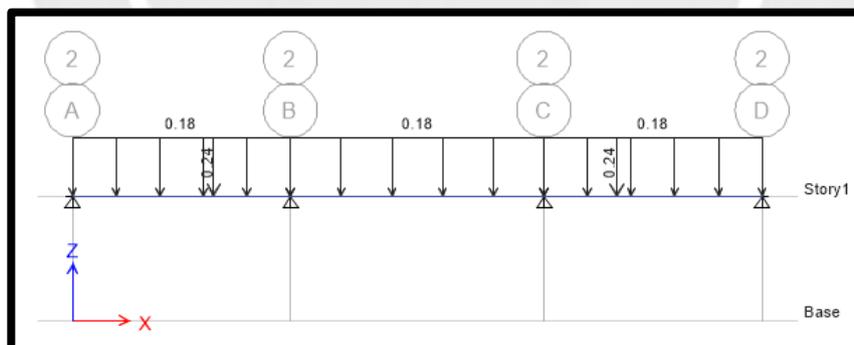


Figura 33. Carga muerta aplicada en la vigueta

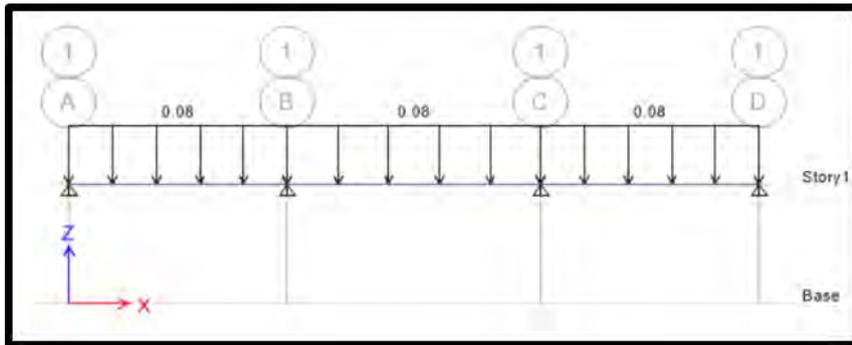


Figura 34. Carga viva aplicada en la vigueta en análisis.

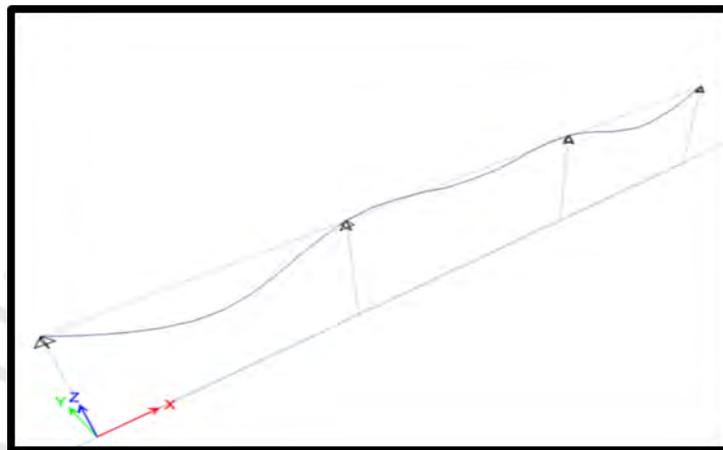


Figura 35. Deformada de la vigueta en análisis.

Como notamos en la figura, la deformada de la vigueta en cuestión tiene una mayor deflexión en el primer tramo, esto se debe a que en el primer tramo se tiene tabiquería (la cual fue aplicada como una carga puntual).

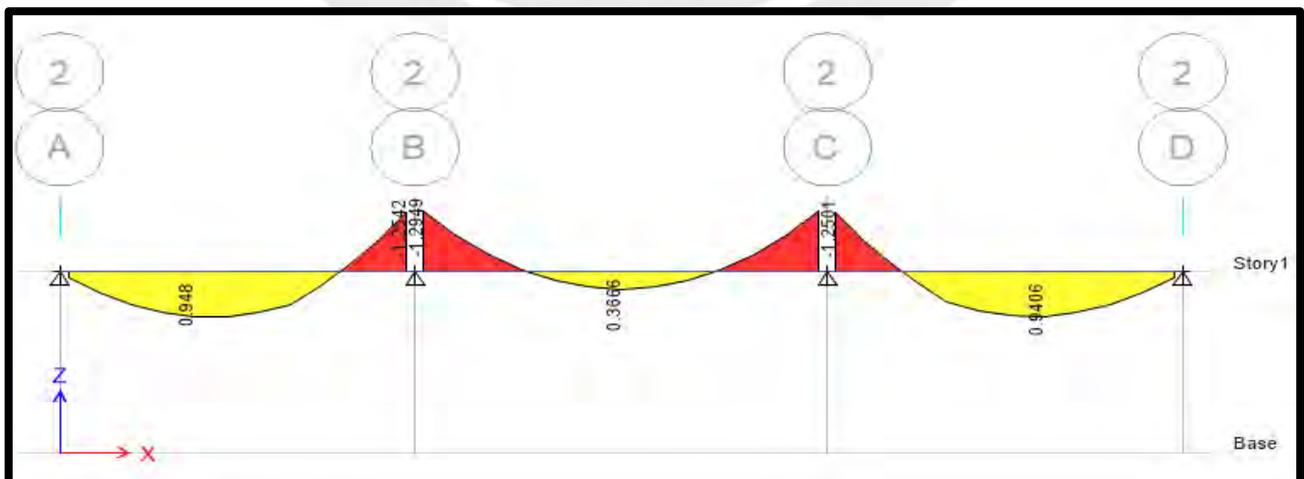


Figura 36. Resultado de DMF para la vigueta en análisis

Con estos resultados se obtuvo el siguiente cuadro:

Tabla 30. Resultados para la zona de momento positivo de la vigueta

Mu+ (ton.m)	d(cm)	c bruta(cm)	l bruta(cm)	Mcr(ton.m)	Asmin(cm ²)	cb(cm)	Asb(cm ²)	As max(cm)	a (cm)	c(cm)	As(cm)	As inst	Acero Instalado	Mn inst	φMn inst
0.95	22.00	16.25	22708.33	0.41	0.53	12.94	11.05	8.29	0.68	0.80	1.16	1.42	2 Ø 3/8"	1.21	1.09
0.37	22.00	16.25	22708.33	0.41	0.53	12.94	11.05	8.29	0.26	0.31	0.44	0.71	1 Ø 3/8"	0.63	0.57
0.94	22.00	16.25	22708.33	0.41	0.53	12.94	11.05	8.29	0.68	0.79	1.15	1.42	2 Ø 3/8"	1.21	1.09

Tabla 29. Resultados para la zona de momento negativo de la vigueta

Mu- (ton.m)	d(cm)	c bruta(cm)	l bruta(cm)	Mcr(ton.m)	amin(cm ²)	Asmin (cm ²)	cb(cm)	As max(cm)	a (cm)	c(cm)	As(cm)	As inst	Acero Instalado	Mn inst	φMn inst
1.29	22.00	16.25	22708.33	0.75	2.72	1.16	12.94	3.51	4.02	4.73	1.71	2.00	1 Ø 3/8" +1 Ø 1/2"	1.80	1.62
1.25	22.00	16.25	22708.33	0.75	2.72	1.16	12.94	3.51	3.88	4.56	1.65	2.00	1 Ø 3/8" +1 Ø 1/2"	1.80	1.62

5.1.2 Diseño por cortante

El objetivo de diseñar por cortante es evitar colocar refuerzo o estribos, y así lograr que el concreto resista toda la carga actuante por cortante.

La Norma indica que no existe manera de cubrir el agrietamiento producido por Flexión-Cortante; sin embargo, se puede idealizar el aporte del concreto mediante la siguiente fórmula:

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

En teoría podemos concluir que V_c es el resultado aproximado de las fuerzas que se generan cuando ocurre el fenómeno del agrietamiento.

Por otro lado, la ecuación básica para el diseño por cortante se mostrará a continuación:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Finalmente se tiene que:

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

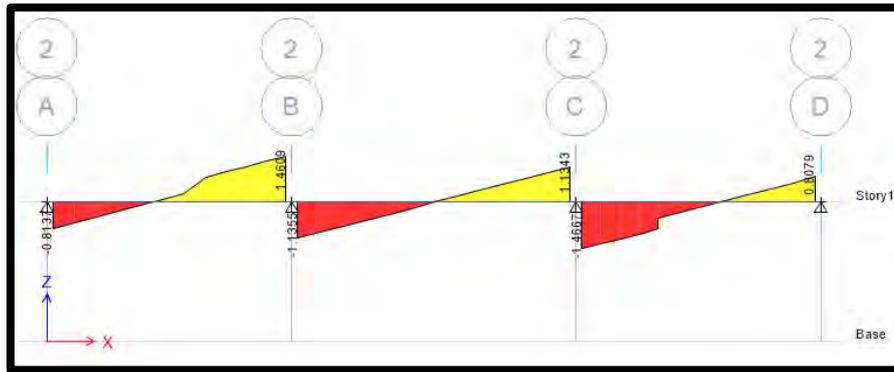


Figura 37. Resultado de DFC para la vigueta en análisis

Con las fuerzas cortantes se analiza si es que la losa aligerada necesita ensanche.

Además para el diseño por cortante de losas aligeradas la Norma Peruana permite un incremento del 10% en el V_c .

Tabla 31. Resultados del análisis por cortante la viga en estudio

V_u (ton)	W (ton.m)	V_u diseño (ton)	Factor	V_c (ton)	ϕV_c (ton)	Necesita ensanche?
0.81	0.39	0.73	1.10	1.86	1.58	NO
1.46	0.39	1.38	1.10	1.86	1.58	NO
1.14	0.39	1.05	1.10	1.86	1.58	NO

Como se muestra en el cuadro, podemos concluir que la losa no requiere de ensanche ya que la resistencia del concreto (ϕV_c) supera a la resistencia requerida (V_u diseño).

5.1.3 Control de deflexiones

A continuación, se muestra el cálculo para las deflexiones de las viguetas.

Tabla 32. Deflexión para vigueta en análisis

	Cálculo de deflexiones en losa aligerada		
	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
d (cm)	22	22	22
d' (cm)	3	3	3
M_{cr} (tn.m)	0.66	0.66	0.66
I_{cr} (cm ⁴)	6271.83	6271.83	6271.83
I_e (cm ⁴)	24438.80	24438.80	24438.80
L (m)	5.25	6.10	5.25
δ_{im}	0.2	0.01	0.2
δ_{iv}	0.06	0.03	0.06
δ_{total} (viva30%)	0.48	0.08	0.48

Tabla 33. Deflexión máxima permitida para la vigueta en análisis

	Deflexión inmediata carga viva (cm)	Máximo permitido (cm)	Deflexión total (cm)	Máximo permitido (cm)
Tramo 1	0.2	1.458	0.48	2.188
Tramo 2	0.03	1.69	0.08	2.54
Tramo 3	0.2	1.458	0.48	2.188

5.2 Diseño de losas macizas

5.2.1 Diseño por resistencia o flexión

El diseño de losa maciza fue de la forma tradicional; primero realizando el metrado de cargas para un bloque de 100 cm, luego el análisis estructural de este mismo, y finalmente con los resultados del análisis calcular la cantidad de acero correspondiente para el bloque de 100 cm.

Antes de empezar el diseño para una losa maciza se debe comprobar la cantidad de Acero mínimo y máximo a requerir considerando la Norma E.060.

Datos a considerar:

- $b_w = 100 \text{ cm}$
- $h_f = 20 \text{ cm}$
- $d = 17 \text{ cm}$
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Recubrimiento: 3cm
- $\phi = 0.9$

Acero Mínimo

- Positivo

Según norma para secciones rectangulares y para secciones con el ala en compresión la ecuación a utilizar:

$$A_{smin+} = 0.0018 * b_w * h_f$$

$$A_{smin+} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Negativo

La norma peruana indica que debería considerarse lo siguiente:

$$A_{smin-} = 0.0018 * b_w * h_f$$

$$A_{smin-} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sin embargo, la norma establece claramente que si el acero mínimo se distribuye en las dos caras de la losa se debe cumplir que la cuantía de refuerzo en la cara en tracción por flexión no debe ser menor a 0.0012. Además, el espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor de la losa ni 400mm.

Acero Máximo.

La limitación de la Norma en cuanto a la cantidad de acero máxima no resulta ser factible y raras veces controla el diseño de la losa.

$$A_{s \max} = 0.75 * 2.13\% * b_w * d$$

$$A_{s \max} = 27.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Cabe resaltar que no se utilizó este criterio para Acero máximo.

Para el diseño de losas macizas se realizó un modelo en el programa SAP 2000 de elementos finitos en el cual se obtuvo los momentos negativos en los bordes, momentos positivos para carga muerta y viva, los cuales se usaron para diseñar las losas.

Como ejemplo base se trabajará con el diseño de la losa que se encuentra cerca de la caja del ascensor, la cual ya se había mencionado en el inciso de análisis por cargas de gravedad.

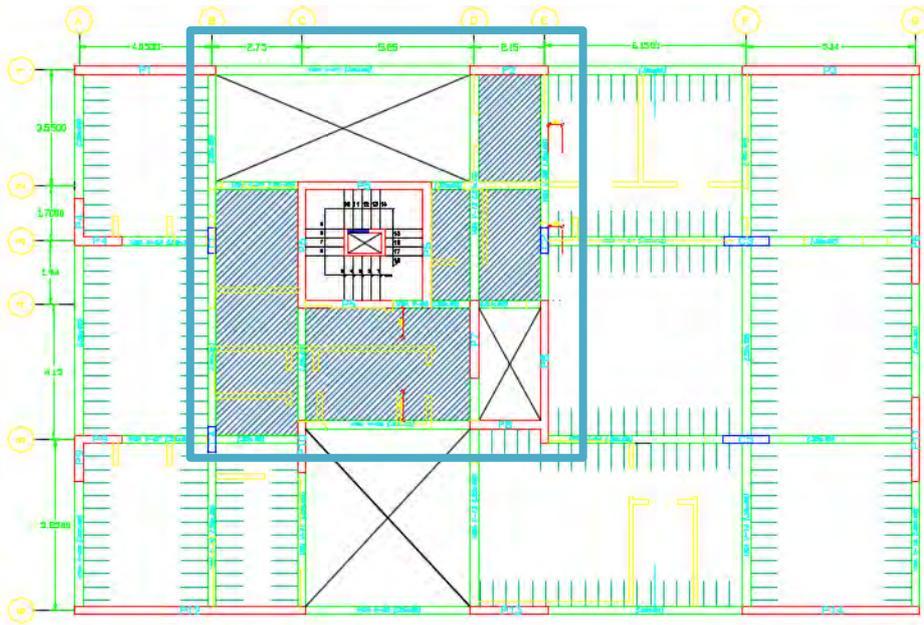


Figura 38. Paños a analizar.

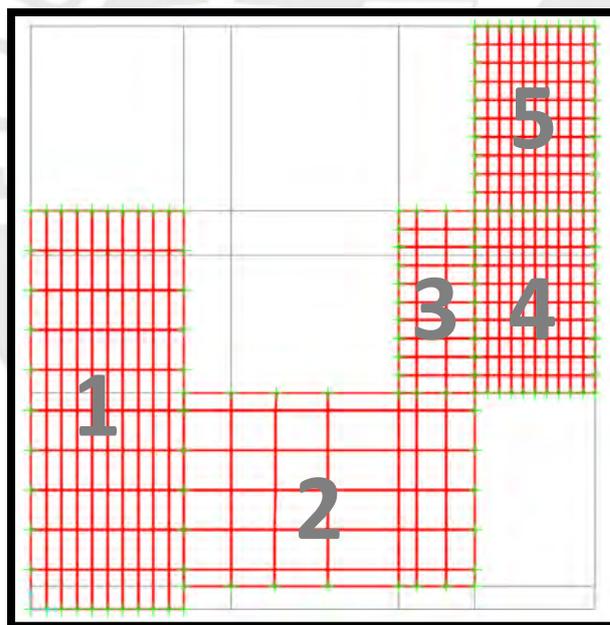


Figura 39. Modelo de elementos finitos – losa

Al igual que en losas aligeradas, se procedió a diseñar la losa maciza por flexión; para ello fue necesario realizar el respectivo metrado de cargas, análisis estructural para finalmente poder calcular la cantidad de acero correspondiente para la losa. Para ello, se colocó la respectiva carga a considerar en cada paño de losa maciza.

- $W_{cm} = 0.58 \text{ ton/m}^2$

$$- W_{cv} = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

Sin embargo, se encontró tabiquería en los paños 1,2 y 3, con los cual se buscó distribuir la carga generada por la tabiquería por todo el paño.

$$- W_{t1} = (1.35 \cdot 0.15 \cdot 2.95 \cdot (2.825 + 2.45 \cdot 3)) / 18.794 = 0.323 \text{ tn/m}^2$$

$$- W_{t2} = (1.35 \cdot 0.15 \cdot 2.95 \cdot (3.4 + 0.66 \cdot 2 + 0.815 \cdot 3)) / 17.174 = 0.25 \text{ tn/m}^2$$

$$- W_{t3} = (1.35 \cdot 0.15 \cdot 2.95 \cdot (3.4 + 0.66 \cdot 2 + 0.815 \cdot 3)) / 17.174 = 0.15 \text{ tn/m}^2$$

M11 y M22

Los resultados obtenidos por el software SAP 2000 son los siguientes:

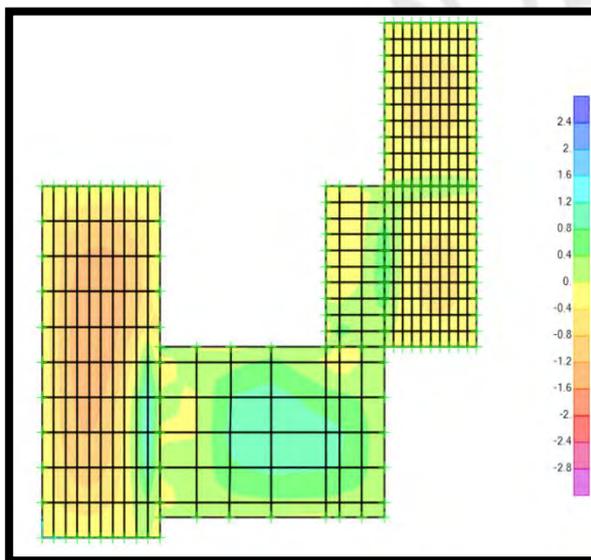


Figura 40. Momentos M1

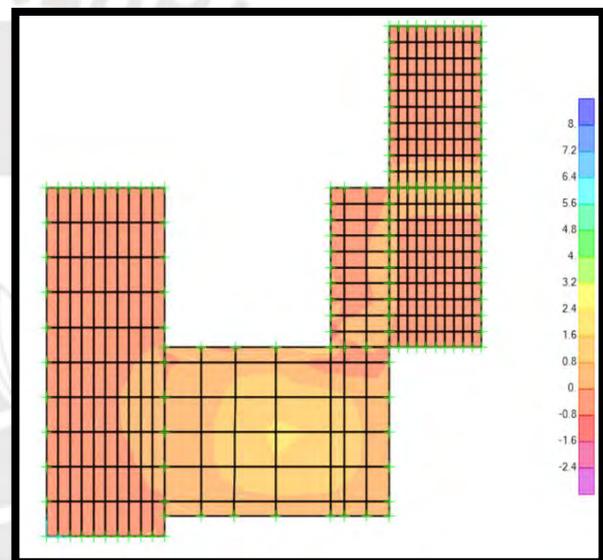


Figura 41. Momentos M1

A continuación, se muestran los momentos en la dirección X-X e Y-Y obtenidos para todos los paños y el acero requerido para resistir dichos momentos.

X-X

Tabla 34. Resultados para la zona de momento en XX de la losa maciza

Mu (ton.m)	d(cm)	Mcr(ton.m)	Asmin (cm ²)	cb(cm)	Asb (cm ²)	As max (cm)	a (cm)	c(cm)	As(cm)	As inst	Acero Instalado	Mn inst	φMn inst
0.61	17	1.932	2.40	10	36.13	27.09	0.22	0.26	0.96	2.84	Ø 3/8"@.25	1.99	1.79
1.72	17	1.932	2.40	10	36.13	27.09	0.64	0.76	2.73	2.84	Ø 3/8"@.25	1.99	1.79
0.22	17	1.932	2.40	10	36.13	27.09	0.08	0.09	0.34	2.84	Ø 3/8"@.25	1.99	1.79
0.25	17	1.932	2.40	10	36.13	27.09	0.09	0.11	0.39	2.84	Ø 3/8"@.25	1.99	1.79
0.32	17	1.932	2.40	10	36.13	27.09	0.12	0.14	0.50	2.84	Ø 3/8"@.25	1.99	1.79

Y-Y

Tabla 35. Resultados para la zona de momento en YY de la losa maciza

Mu (ton.m)	d(cm)	Mcr(ton.m)	Asmin (cm ²)	cb(cm)	Asb (cm ²)	As max (cm)	a (cm)	c(cm)	As(cm)	As inst	Acero Instalado	Mn inst	φMn inst
1.55	17	1.932	2.40	10	36.13	27.09	0.58	0.68	2.45	2.84	Ø 3/8"@.25	1.99	1.79
1.15	17	1.932	2.40	10	36.13	27.09	0.43	0.50	1.81	2.84	Ø 3/8"@.25	1.99	1.79
0.59	17	1.932	2.40	10	36.13	27.09	0.22	0.26	0.92	2.84	Ø 3/8"@.25	1.99	1.79
0.57	17	1.932	2.40	10	36.13	27.09	0.21	0.25	0.89	2.84	Ø 3/8"@.25	1.99	1.79
0.64	17	1.932	2.40	10	36.13	27.09	0.24	0.28	1.00	2.84	Ø 3/8"@.25	1.99	1.79

Debido a que todos los aceros requeridos son menores al Asmin, se procederá a colocar como As instalado al Asmin.

$$As = 0.0012 * bw * hf = 2.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Entonces se consideró finalmente que la distribución de aceros positivos sea de 1Ø3/8"@0.25m, mientras que la de los aceros negativos 1Ø3/8"@0.25m.

6 CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS

Las vigas son los elementos estructurales que se encargan de soportar las losas (aligeradas y macizas), estos elementos son soportados por los elementos estructurales verticales, es decir, columnas y placas. En cuanto al diseño, se tuvo un claro cuidado con las vigas sismo-resistentes, las cuales según son las que forman pórticos con placas y usualmente reciben gran cantidad de momento por sismo. Las vigas se diseñan para estar sometidas a esfuerzos de flexión y corte, para lo cual se consideran las cargas muertas, vivas y de sismo.

6.1 Diseño flexión

Para el diseño por flexión se utilizará la envolvente de los DMF de las siguientes combinaciones de carga:

$$1.4CM + 1.7 CV$$

$$1.25CM + 1.25 CV + CSX$$

$$1.25CM + 1.25 CV - CSX$$

$$1.25CM + 1.25 CV + CSY$$

$$1.25CM + 1.25 CV - CSY$$

$$0.9 CM + CSX$$

$$0.9 CM - CSX$$

$$0.9 CM + CSY$$

$$0.9 CM - CSY$$

Para todos los casos la carga viva a utilizar será la correspondiente a una edificación de viviendas, la cual es 200kg/m

METRADO DE CARGA

Carga Muerta

- Peso propio = $2.4 \times 0.25 \times 0.6 = 0.36$ ton/m
- Peso aligerado = $0.35 \times 2.025 = 0.709$ ton/m
- Piso terminado = $0.1 \times 2.025 = 0.203$ ton/m

Al aplicar estas cargas sobre la viga en cuestión obtenemos la siguiente envolvente de momentos:

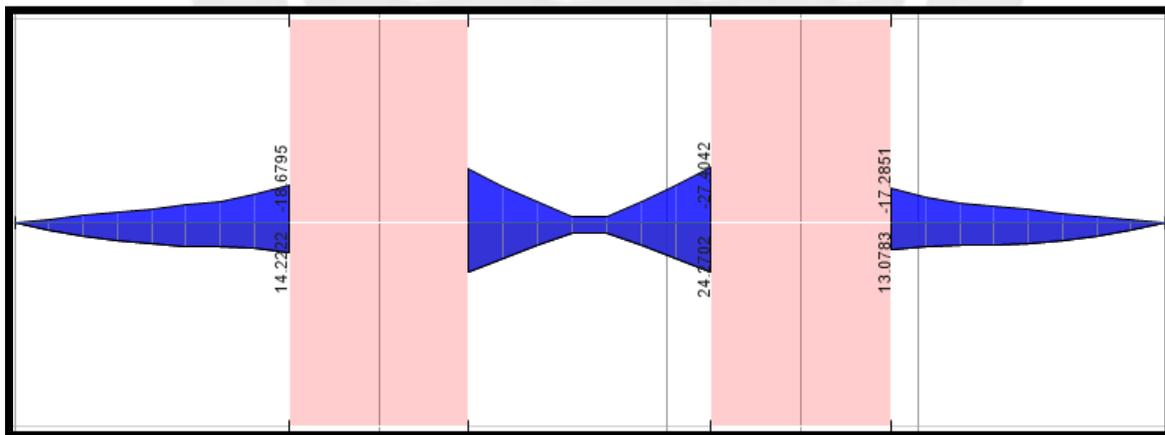


Figura 42. DMF para la viga en análisis

Con los momentos últimos obtenidos de la figura anterior se procede a determinar el momento nominal de la sección. Luego, se calculará el acero requerido para resistir las solicitaciones.

Para el momento de **18.68 ton.m** del primer tramo:

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = 20.755 \text{ ton.m}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}} = 9.88 \text{ cm}$$

$$As = 0.85 * \frac{f'c * 0.85 * a * b}{fy} = 8.93 \text{ cm}^2$$

Tabla 36. Acero colocado en zona positiva y negativa de la viga en estudio

	Tramo 1				Tramo 2				
	As1-	As2+	As3+	As3-	As1-	As1+	As2+	As3+	As3-
Mu(ton.m)	0.00	10.35	14.22	18.68	26.84	24.68	3.47	24.27	27.40
Mn(ton.m)	0.00	11.50	15.80	20.76	29.82	27.42	3.85	26.97	30.44
As req(cm2)	0.00	4.71	6.62	8.93	13.57	12.28	1.52	12.04	13.91
φ colocado	3φ5/8"	3φ5/8"	4φ5/8"	5φ5/8"	8φ5/8"	7φ5/8"	3φ5/8"	7φ5/8"	8φ5/8"
As inst(cm2)	6	6	8	10	16	14	6	14	16

	Tramo 3			
	As1-	As1+	As2+	As3-
Mu(ton.m)	17.29	13.08	10.53	0.00
Mn(ton.m)	19.21	14.53	11.70	0.00
As req(cm2)	8.19	6.04	4.80	0.00
φ colocado	5φ5/8"	4φ5/8"	3φ5/8"	3φ5/8"
As inst(cm2)	10	8	6	6

Además, se verificó que se esté cumpliendo con el acero mínimo y máximo para cada caso. Las expresiones para hallar dichas áreas de acero son las siguientes:

$$Asmín = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d = 3.24 \text{ cm}^2$$

Por otro lado, el acero máximo viene a ser el 75% del acero requerido para una falla balanceada.

$$cb = \frac{\epsilon cu * d}{\epsilon s + \epsilon cu} = 26.993 \text{ cm}$$

$$Asb = \frac{0.85 * f'c * cb * b}{fy} = 28.68 \text{ cm}^2$$

$$Asmax = 0.75 Asb = 21.51 \text{ cm}^2$$

Se ha considerado como acero longitudinal 3φ5/8" y bastones de φ5/8"

6.2 Diseño por corte

Del modelo en Etabs 2016 obtenemos el siguiente de DFC para la viga del eje G. Se usarán las fuerzas cortantes a una distancia “d” de la cara. En caso el cortante de diseño sea mayor a la resistencia del concreto, será necesario el uso de estribos.

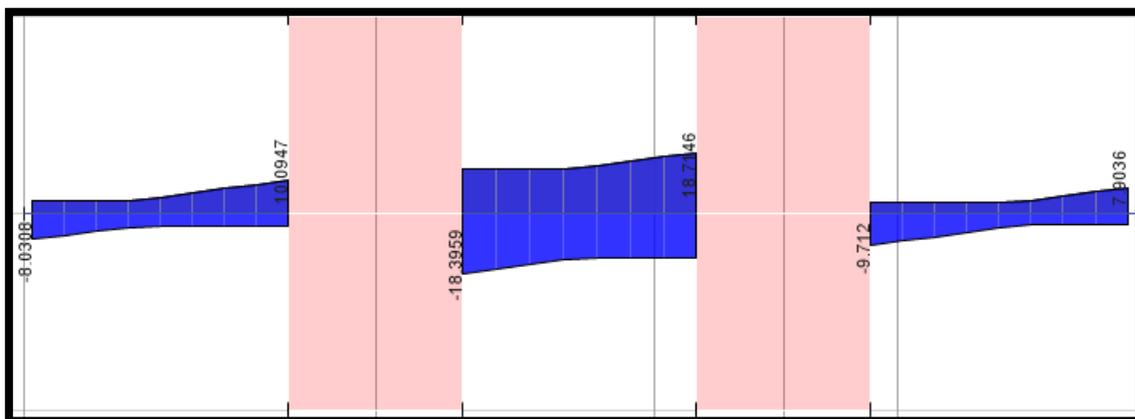


Figura 43. DFC para la viga en análisis

Con los datos del gráfico se procede a realizar el diseño por cortante con la siguiente expresión:

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

Hallando la resistencia al corte del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 8.487 \text{ ton}$$

De la fuerza cortante de **10.09 ton**, se procederá a trabajar con el V_u (cortante a d de la cara) **8.7 ton** del primer tramo.

Para este tramo $V_u < \phi V_c$, por lo que según la Norma Peruana, es posible utilizar estribos mínimos que no excedan del menor de los siguientes valores:

$$S_{\text{máx}} = \frac{A_v f_y}{0.2 \sqrt{f'_c} b w} = 82.311 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{A_v f_y}{3.5 b w} = 68.16 \text{ cm}$$

Además, estos estribos se deben colocar en la zona en la cual $V_u > 0.5\phi V_c$, luego de esto se procede a colocar estribos de montaje.

Se colocarán estribos de $\phi 3/8''$, considerando el espaciamiento mínimo, por lo tanto, el área de acero será 1.42 cm^2 y el espaciamiento máximo serán los siguientes:

Tabla 37. Estribos colocados en los tramos de la viga en estudio

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
	1	2	1	2	1	2
Vu(ton)	6.63	8.70	17.00	17.32	8.31	6.50
ϕV_c(ton)	8.81	8.81	8.81	8.81	8.81	8.81
Vs(ton)	-	-	9.63	10.00	-	-
$V_s \leq 2.1 * v_f' c b w d$	-	-	CORRECTO	CORRECTO	-	-
S(cm)	UTILIZAR ESTRIBOS MÍNIMOS	UTILIZAR ESTRIBOS MÍNIMOS	33.45	32.20	UTILIZAR ESTRIBOS MÍNIMOS	UTILIZAR ESTRIBOS MÍNIMOS
Smáx1(cm)	82.31	82.31	82.31	82.31	82.31	82.31
Smáx2(cm)	68.16	68.16	68.16	68.16	68.16	68.16
Vslim(ton)	21.52	21.52	21.52	21.52	21.52	21.52
Smáx3(cm)	27.00	27.00	27.00	27.00	27.00	27.00

Existen ciertas consideraciones especiales en el capítulo 21 de la norma de diseño sismo resistente

- ✓ Deberá existir refuerzo continuo superior e inferior a lo largo de toda la viga.
- ✓ El espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder del menor valor de:
 - $d/4$, no es necesario que el espaciamiento sea menor que 15cm.
 - Diez veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo de confinamiento
 - 30cm
- ✓ Los estribos no deben estar separados a más de $0.5d$.

6.2.1 Diseño por Capacidad

Además, las vigas con responsabilidad sísmica deben ser diseñadas por capacidad.

Se procederá con el diseño por capacidad y se tomará el menor espaciamiento proveniente del diseño con la cortante última y la cortante última por capacidad.

De acuerdo con lo establecido por la Norma Peruana E.060 (Cap.21), la V_u no debe ser menor que el menor valor en los incisos (a) y (b):

- (a) La suma de los Momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y la cortante isostática (V_{is}) calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.
- (b) Cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5

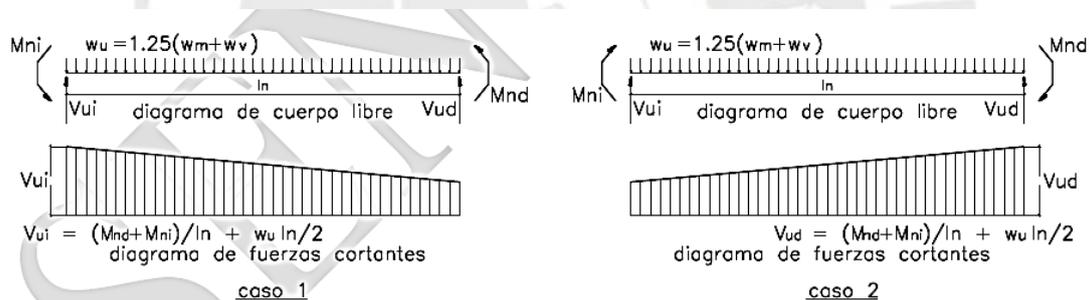


Figura 44. Descripción del caso (a)

Para el análisis de nuestra viga:

- (a) Utilizaremos la siguiente expresión:

$$V_u = \frac{(M_{n1} + M_{n2})}{l_n} + V_{is}$$

Dónde:

- $M_{n1} = 29.88 \text{ ton}$

- $Mn2 = 29.88 \text{ ton}$
- $Ln = 3.5$
- $Visos = Wu * Ln / 2 = (1.25(CM + CV)) * Ln / 2 = 2.167 * 3.5 / 2 = 3.79 \text{ ton}$

$$Vu = 20.91 \text{ ton}$$

(b) Para encontrar el Vu de este inciso será necesario utilizar la combinación, amplificando al factor sismo, $1.25(CM + CV) + 2.5S$

$$Vu = 39.05 \text{ ton}$$

La cortante a considerar será $Vu = 20.91 \text{ ton}$, para la sección en cuestión:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 8.8 \text{ ton}$$

$$Vucap = 20.91 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la resistencia adicional que los estribos tienen que brindar es:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = 14.23 \text{ ton}$$

Comprobamos que Vs sea menor a $2.1 * \sqrt{f'c} * b * d = 41.08 \text{ ton}$

$$Vs < 41.08 \text{ ton}$$

Se colocarán estribos de $\phi 3/8$ ", por lo tanto, el área de acero será 1.42 cm^2 y el espaciamiento máximo será:

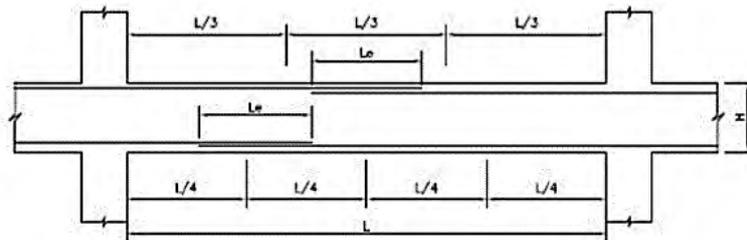
$$s = \frac{Av * fy * d}{Vs} = 22.63 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distribución de estribos será la siguiente:

$$1 @ 0.05; 10 @ 0.125; \text{Rto. } @ 0.25$$

6.3 Empalme por traslape del refuerzo

Se tiene conocimiento que las varillas de acero miden 9m, por lo que es necesario realizar un empalme entre varillas; es por ello que, para realizar este traslape en obra se requiere de longitud exacta a traslapar, además de la ubicación donde será colocado este. La norma establece que la L_e sea 1.3 la longitud de desarrollo en tracción.



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

LONGITUDES DE EMPALMES TRASLAPADOS " L_e " (cm)		
ϕ	BARRAS SUPERIORES	OTRAS BARRAS
1/4"	40	40
3/8"	45	40
1/2"	60	45
5/8"	75	55
3/4"	90	65
1"	160	115
1 3/8"	320	230

NOTAS:

- 1) LAS BARRAS SUPERIORES SON BARRAS HORIZONTALES COLOCADAS SOBRE 30cm Ó MÁS DE CONCRETO FRESCO. EL REFUERZO HORIZONTAL DE MUROS SE CONSIDERARÁ COMO "BARRAS SUPERIORES". EL REFUERZO VERTICAL PODRÁ SER CONSIDERADO COMO "OTRAS BARRAS".
- 2) EN CASO SE EMPALME MÁS DEL 50% EN UNA MISMA SECCIÓN O NO SE EMPALME EN LAS ZONAS INDICADAS, ESTAS LONGITUDES DE EMPALME DEBERÁN AUMENTARSE EN UN 30%.

Figura 45. Detalle de longitud de empalme para vigas

Por otro lado, no es recomendable realizar los empalmes en zonas donde presente gran momento, como en las zonas negativas extremas del tramo o en la zona central positiva del tramo.

6.4 Corte o doblado de refuerzo

Para el análisis de la viga anterior.

- Primer tramo

Para el corte de refuerzo negativo derecho presenta un momento de 18.68 ton.m, en consecuencia, se debe hallar el momento resistente para una sección que solo presenta un refuerzo de $3\phi 5/8''$

$$\sigma = \frac{6}{25 \times 54} = 0.00444, ku = 16.11$$

$$Mu = ku * 25 * 54^2 = 11.744 \text{ ton.m}$$

Aplicando Equilibrio

$$18.68 + 3.360 \frac{x^2}{2} = 11.744 + 11.3x$$

$$x = 0.683m$$

$$ld = 0.683 + 0.54m = 1.22m$$

- Segundo tramo

Para el corte de refuerzo negativo derecho presenta un momento de 26.84 ton.m, en consecuencia, se debe hallar el momento resistente para una sección que solo presenta un refuerzo de 3φ5/8" y para 6" φ5/8".

- Para 3φ5/8"

$$\sigma = \frac{6}{25 \times 54} = 0.00463, ku = 16.11$$

$$Mu = ku * 25 * 54^2 = 11.744 \text{ ton.m}$$

Aplicando Equilibrio

$$26.84 + 3.360 \frac{x^2}{2} = 11.744 + 5.72x$$

$$x = 0.465m$$

$$ld = 0.465 + 0.54m = 1.005m$$

- Para 6φ5/8"

$$\sigma = \frac{12}{25 \times 54} = 0.00889, ku = 31.85$$

$$Mu = ku * 25 * 54^2 = 23.219 \text{ ton. m}$$

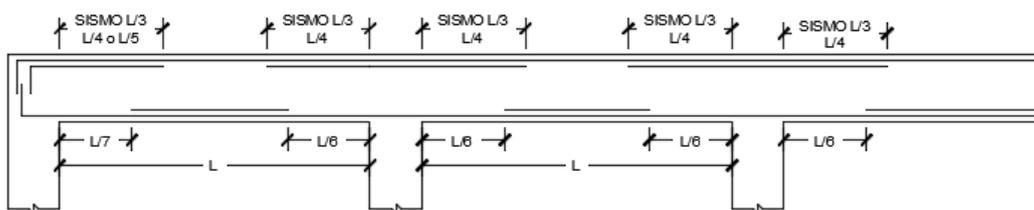
Aplicando Equilibrio

$$26.84 + 3.360 \frac{x^2}{2} = 23.219 + 5.88x$$

$$x = 0.840 \text{ m}$$

$$ld = 0.8 + 0.54 \text{ m} = 1.34 \text{ m}$$

Finalmente, después de realizados los cálculos para el corte de fierro en cada uno de los tramos, la longitud, se aproxima a las propuestas en el siguiente esquema:



6.5 Deflexiones

Los elementos de concreto armado deben tener la suficiente rigidez para no sufrir deformaciones que puedan afectar su resistencia o funcionamiento. Se procederá con el cálculo de las deflexiones para la viga del eje A.

Las expresiones a utilizar son las siguientes:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t}$$

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c}$$

- Inercia efectiva para elementos continuos en ambos extremos:

$$I_{e \text{ prom}} = \frac{I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3}}{4}$$

- Inercia efectiva con un solo tramo continuo:

$$Ie \text{ prom} = \frac{Ie1+2Ie3}{3}$$

- Para elementos simplemente apoyados se usará la inercia de la sección central.
- Para elementos en voladizo se usará la inercia de la sección en el apoyo del voladizo.

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

Para el valor de ε se usará la siguiente tabla:

3 meses	1
6 meses	1
12 meses	1
5 años o más	2

Los DMF debido a carga muerta y carga viva son los siguientes:

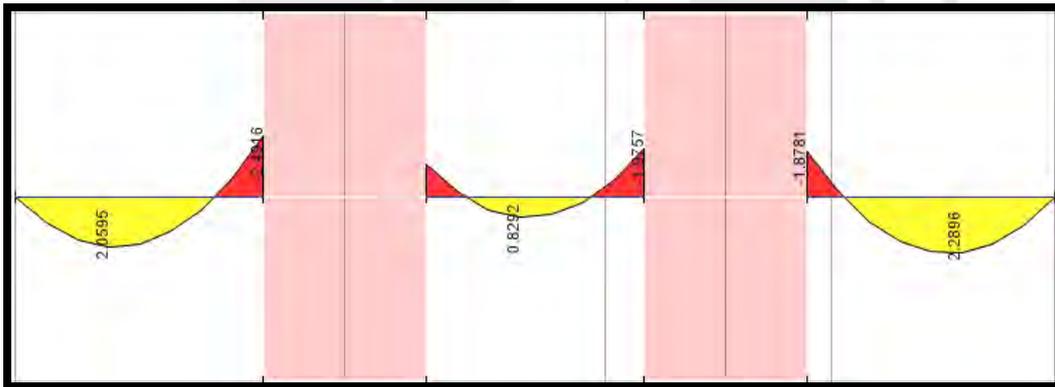


Figura 46. DMF Carga Muerta

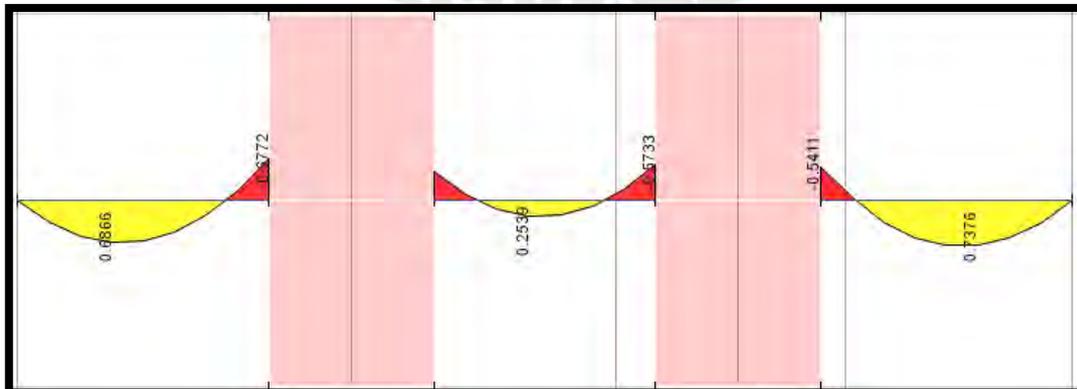


Figura 47. DMF Carga Viva

Tabla 38. Resultados de deflexión en viga de estudio

	TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3
fr (kg/cm ²)	28.98	28.98	28.98
Mcr (ton-m)	4.35	4.35	4.35
Ie D (+) (m ⁴)	0.0045	0.0045	0.0045
Ie D+L (+) (m ⁴)	0.0045	0.0045	0.0045
Δ MUERTA (cm)	0.01	0	0.03
Δ VIVA (cm)	0.01	0	0.01
Def. Inicial Total (cm)	0.02	0.01	0.03
ξ (5 años o más)	2	2	2
λΔ	1.63	1.63	1.63
Δ DIFERIDA (cm)	0.03	0.01	0.07
Δ límite (cm)	1.6	1.46	1.6

6.6 Control de fisuración

Para el comportamiento satisfactorio de los elementos a diseñar es necesario evitar la excesiva fisuración. Esta se estima bajo de cargas de servicio, la norma propone en el artículo 9.9 que para un comportamiento adecuado el parámetro Z debe ser menor a 26000 kg/cm. Las expresiones a usar son las siguientes:

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

$$f_s = \frac{M_{servicio}}{0.9d * A_s}$$

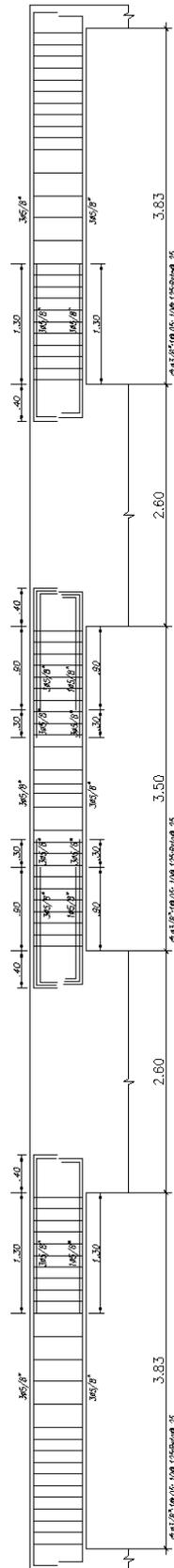
$$Act = 2ysb$$

Para la viga del eje A.

- Act= 2*8*25 = 400 cm²
- dc= 6cm
- Mservicio = 3.17 ton-m
- $f_s = \frac{3.17 * 100000}{0.9 * 54 * 8} = 815.33 \text{ kg/cm}^2$
- $Z = 815.33 * \sqrt[3]{6 * 400} = 10916.2 \text{ kg/cm}$

Como podemos observar, se verifica que el valor de Z hallado no excede a 26000 kg/cm.

6.7 Diseño final de la viga.



MGA V-15 (25x.60)

Figura 48. Diseño final de viga

6.8 Vigas de acoplamiento entre placas

Es común encontrar en las edificaciones el caso de dos muros de cortante unidos por vigas de longitud pequeña, formando generalmente ventanas o ductos de ventilación. A este tipo de muros se le denomina muros acoplados, y sobre ellos se han realizado diversas investigaciones tratando de estudiar su comportamiento, así como el de las vigas de conexión (Blanco Blasco, 1994, pp.300).

Las vigas ubicadas entre placas o muros de corte y cuya relación entre luz y peralte sea menor a dos, tendrán un comportamiento muy diferente a las vigas normales y, por lo tanto, los requerimientos vistos en el Capítulo 4 no serán válidos.

Para el diseño de vigas de acoplamiento la norma E.060 menciona las siguientes pautas:

- Las vigas de acoplamiento que cumplan con $l_n/h < 2$ y $V_u > 0.33 A_c w \sqrt{f'_c}$, deberán reforzarse con dos grupos de barras que se crucen diagonalmente.
- $V_n = 2 A_v d f_y \text{ sen } \alpha \leq 0.83 A_c w \sqrt{f'_c}$

Al tratarse de una edificación de muros estructurales es necesario verificar la existencia de estas vigas. En el caso en estudio, la viga con menor luz y ubicada entre placas se encuentra en el eje G.

$$l_n = 3.50 \text{ m}$$

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$l_n/h = 5.83 \text{ m}$$

Como se mencionó al inicio de este inciso para que exista esta condición en las vigas, la relación entre l_n y h debe ser menor a 2. Por lo que, se confirma que no se tienen vigas de acoplamiento en la edificación en estudio.

7 CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS

7.1 Diseño por flexocompresión

Estos elementos verticales deben diseñarse para poder resistir las fuerzas axiales provenientes de todos los pisos de la edificación, como también para resistir flexión.

Se debe tener en cuenta algunas consideraciones de la norma E.060:

- El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será 4200 kg/cm
- La resistencia a compresión mínima del concreto será 210 kg/cm².
- El ancho mínimo de la columna será 25cm.

Según la norma E.060 Concreto Armado la cuantía mínima y máxima en columnas son 1% y 6% respectivamente.

$$\rho = \frac{A_{st}}{A_g} \quad \rho \geq 1\% \quad \rho \leq 6\%$$

Dónde:

- A_{st} : Área total de acero
- A_g : Área bruta de la sección.

En el diseño por flexocompresión, se inicia asumiendo el refuerzo de acero para la columna a diseñar, siempre teniendo en cuenta el acero mínimo y máximo. Con el acero asumido, se procede a elaborar los diagramas de interacción para cada dirección de análisis y a verificar que todas las combinaciones de carga estén ubicadas por debajo de la curva de resistencia de la sección. A continuación, se muestra un diagrama de interacción y sus puntos notables:

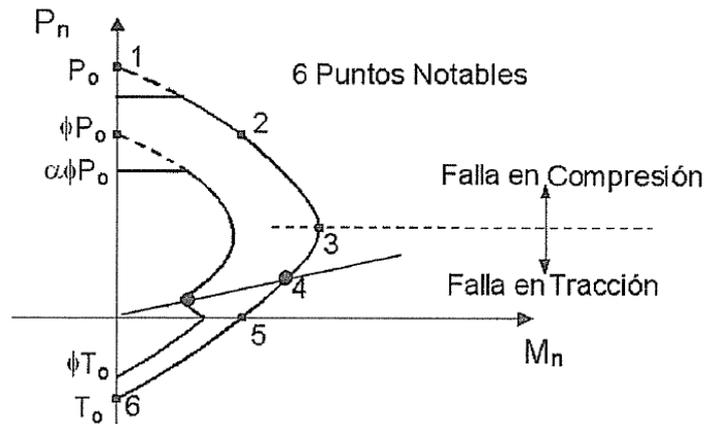


Gráfico 3. Puntos notables en el diagrama de interacción. (Otazzi, 2018)

Dónde:

- Punto 1: Compresión Pura P_o
- Punto 2: Fisuración incipiente
- Punto 3: Falla Balanceada
- Punto 4: Inicio en el cambio en el valor de ϕ
- Punto 5: Corresponde a la flexión pura
- Punto 6: Tracción pura

7.2 Diseño por corte

La presencia de cargas axiales en compresión beneficia a la resistencia al corte de la columna. En algunos casos es suficiente con la resistencia al corte brindada por el concreto y se usan los estribos mínimos indicados por la norma. Se usará la siguiente expresión para el cálculo de la resistencia al corte del concreto:

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

Dónde:

- Nu: Carga axial en Kg
- Ag: Área bruta de la sección transversal

Asimismo, en el inciso 21.6.5 de la norma E.060 se detallan consideraciones para el diseño sísmico por corte para las columnas. Se deberá hacer un análisis por capacidad para poder hallar la fuerza cortante de diseño.

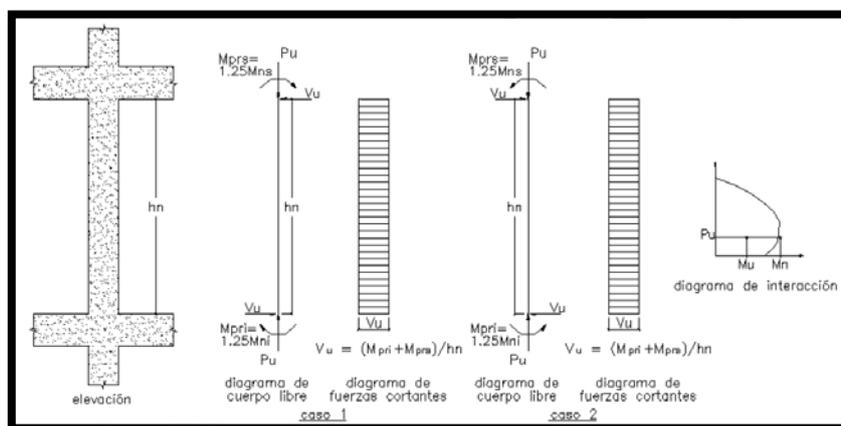


Figura 49. Fuerza cortante de diseño en columnas

Además, en el inciso 21.4.5 la norma nos da ciertos requisitos para el espaciamiento de estribos:

Para la longitud de confinamiento (L_o) se usará el mayor valor de:

- Un sexto de la altura libre
- La mayor dimensión de la sección
- 50cm

Para el espaciamiento (S_o) en la zona de confinamiento se usará el menor valor de:

- 8 veces el diámetro del estribo
- La mitad de la menor dimensión de la sección
- 10cm

Para el espaciamiento (S_o) fuera de la zona de confinamiento se usará el menor valor de:

- El requerido por V_u
- 16 veces el diámetro de la barra

- 48 veces el diámetro de los estribos
- $d/2$
- la menor dimensión del elemento
- 30cm

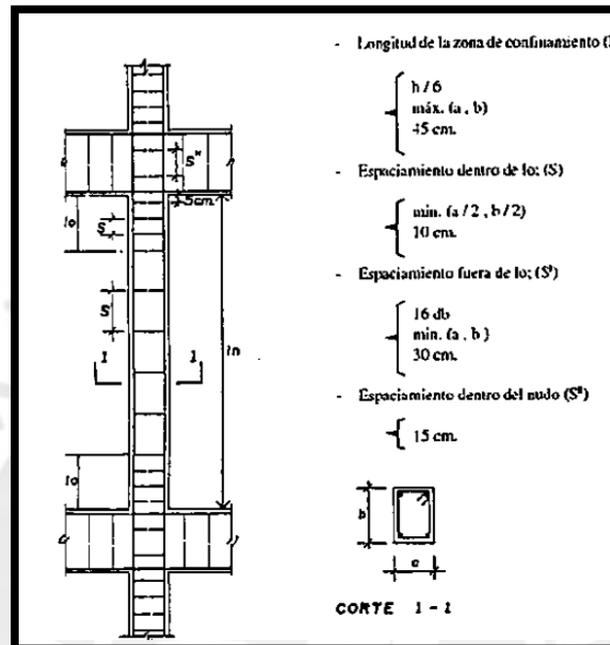


Figura 50. Espaciamiento del refuerzo transversal para elementos sismo-resistentes en flexocompresión. (Blanco, 1994)

Diseño por flexión:

A continuación, se mostrarán las cargas obtenidas para las distintas combinaciones de cargas para la columna C3 ubicada entre los ejes F y 3.

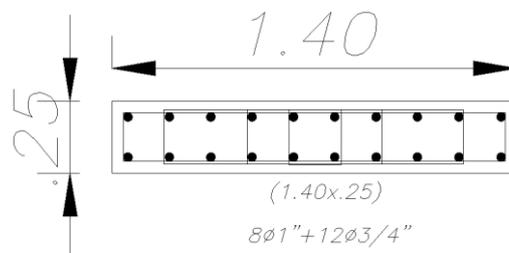


Figura 51. Sección transversal de columna en análisis.

Tabla 39. Cargas de las nueve combinaciones para la columna C4

Combo	Pu (Ton)	VX (Ton)	VY (Ton)	MX (Ton.m)	MY (Ton.m)
1.4 CM + 1.7 CV	-483.4	9.1	-0.1	9.8	-0.2
1.25CM + 1.25CV + CSX	-406.8	11.1	0.1	28.4	0.3
1.25CM + 1.25CV - CSX	-419.9	5.8	-0.2	-9.4	-0.4
0.9CM + CSX	-229.9	7.7	0.1	24.5	0.3
0.9CM - CSX	-242.9	2.7	-0.2	-12.7	-0.4
1.25CM + 1.25CV + CSY	-396.1	9.4	0.7	13.4	1.7
1.25CM + 1.25CV - CSY	-430.7	7.5	-0.8	5.7	-1.8
0.9CM + CSY	-219.1	7.7	0.1	24.5	0.3
0.9CM - CSY	-242.9	2.7	-0.2	-12.7	-0.4

Como se puede apreciar del cuadro anterior, las cargas en la dirección Y-Y son despreciables, por lo que se procederá con el análisis para la dirección X-X (Análisis uniaxial).

Se procede a hallar el acero mínimo y máximo para la columna en análisis:

$$A_{smin} = 0.01 * 25 * 140 = 35 \text{ cm}^2 \quad A_{smax} = 0.06 * 25 * 140 = 210 \text{ cm}^2$$

La distribución de acero seleccionada para la columna C-3 es la siguiente:

Tabla 40. Acero longitudinal colocado de columna en análisis

Nivel 10	8Ø1" + 12Ø3/4"
Nivel 9	8Ø1" + 12Ø3/4"
Nivel 8	8Ø1" + 12Ø3/4"
Nivel 7	8Ø1" + 12Ø3/4"
Nivel 6	8Ø1" + 12Ø3/4"
Nivel 5	8Ø1" + 12Ø3/4"
Nivel 4	8Ø1" + 12Ø3/4"
Nivel 3	8Ø1" + 12Ø3/4"
Nivel 2	8Ø1" + 12Ø3/4"
Nivel 1	8Ø1" + 12Ø3/4"

Para esta distribución de acero se obtuvieron los siguientes diagramas de interacción.

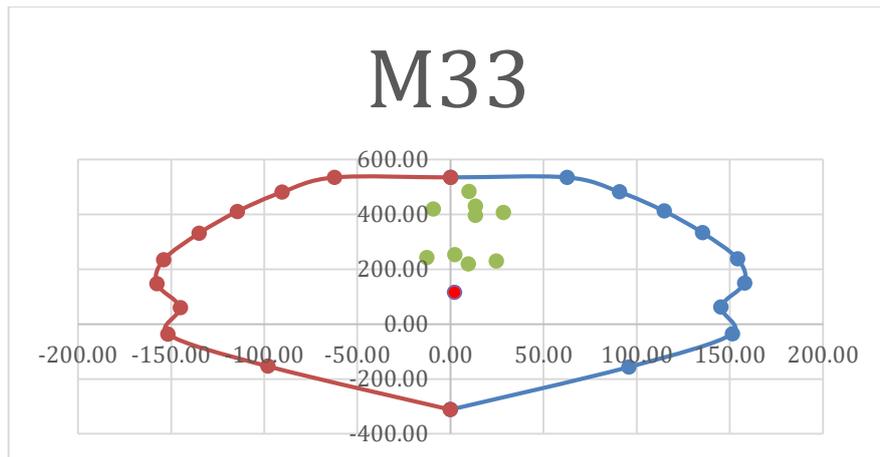


Gráfico 4. Diagrama de Interacción de columna en análisis M33

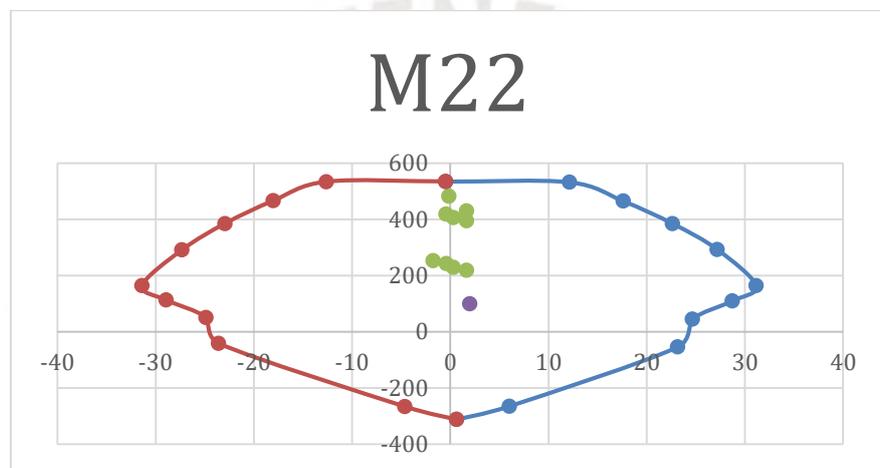


Gráfico 5. Diagrama de Interacción de columna en análisis M22

Diseño por corte:

Dónde:

- Nu: Carga axial
- Ag: Área bruta de la sección

Tabla 41. Diseño por cortante en la dirección X

Combo	Pu (Kg)	Vu (Kg)	Vc (Kg)	ϕVc (Kg)
1.4 CM + 1.7 CV	483393.8	9079.1	51112.0	43445.2
1.25CM + 1.25CV + CSX	406848.0	11145.8	47092.6	40028.7
1.25CM + 1.25CV - CSX	419900.3	5772.0	47778.0	40611.3
0.9CM + CSX	229865.0	7683.5	37799.4	32129.5
0.9CM - CSX	242910.3	2660.2	38484.4	32711.8
1.25CM + 1.25CV + CSY	396098.0	9445.6	46528.2	39548.9
1.25CM + 1.25CV - CSY	430651.6	7472.2	48342.6	41091.2
0.9CM + CSY	219106.0	7683.5	37234.5	31649.3
0.9CM - CSY	242910.3	2660.2	38484.4	32711.8

Tabla 42. Diseño por cortante en la dirección Y.

Combo	Pu (Kg)	Vu(Kg)	Vc (Kg)	ϕVc (Kg)
1.4 CM + 1.7 CV	483393.8	108.9	51112.0	43445.2
1.25CM + 1.25CV + CSX	406848.0	125.0	47092.6	40028.7
1.25CM + 1.25CV - CSX	419900.3	214.6	47778.0	40611.3
0.9CM + CSX	229865.0	120.0	37799.4	32129.5
0.9CM - CSX	242910.3	189.8	38484.4	32711.8
1.25CM + 1.25CV + CSY	396098.0	688.0	46528.2	39548.9
1.25CM + 1.25CV - CSY	430651.6	777.6	48342.6	41091.2
0.9CM + CSY	219106.0	120.0	37234.5	31649.3
0.9CM - CSY	242910.3	189.8	38484.4	32711.8

Como se puede apreciar para todas las combinaciones de cargas, la resistencia al corte proporcionado por el concreto es suficiente para resistir las demandas de fuerza cortante. Esto se debe a que se trata de un edificio de muros estructurales, por lo que, son estos los que resisten la mayor parte de la demanda de fuerza cortante.

Adicionalmente, se hallará la cortante de diseño Vu para columnas que resistan efectos sísmicos.

- (a) Del diagrama de interacción se observa que el momento nominal máximo es de 148.50 ton.m, la cual corresponde a la combinación de 1.25CM+1.25CV+CSX. Por lo tanto, la fuerza cortante ultima sería:

$$Vu = \frac{148.5 + 148.5}{3.35} = 88.7 \text{ ton}$$

- (b) A continuación, se muestran las nueve combinaciones con los sismos amplificadas por 2.5.

Tabla 43. Cortantes sin amplificar y amplificadas por 2.5

Combo	SISMO SIN AMPLIFICAR		SISMO AMPLIFICADO X2.5	
	VX (Ton)	VY (Ton)	VX (Ton)	VY (Ton)
1.4 CM + 1.7 CV	9.1	-0.1	9.1	-0.1
1.25CM + 1.25CV + CSX	11.1	0.1	14.2	0.3
1.25CM + 1.25CV - CSX	5.8	-0.2	2.7	-0.4
0.9CM + CSX	7.7	0.1	10.8	0.3
0.9CM - CSX	2.7	-0.2	-0.4	-0.4
1.25CM + 1.25CV + CSY	9.4	0.7	10.0	1.7
1.25CM + 1.25CV - CSY	7.5	-0.8	6.9	-1.8
0.9CM + CSY	7.7	0.1	6.5	1.7
0.9CM - CSY	2.7	-0.2	3.8	-1.8

Como se puede apreciar la cortante máxima en el caso sin amplificar es de 11.1 ton y con el sismo amplificado en 2.5 es de 14.2 Ton.

Como especifica la norma en el inciso 21.4.3, se tomará el menor de los valores hallados en a y en b. Por lo que, el valor de la cortante de diseño sería 14.2 Ton.

Calculando el aporte del concreto.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) * b_w * d = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{114.5 * 10^3}{140 * 25 * 140} \right) * 25 * 134 = 31.74$$

ton

$$\phi V_c = 26.98 \text{ Ton}$$

Se observa que $\phi V_c > V_u$, es decir no se requiere colocar estribos. Sin embargo, se colocarán los estribos de acuerdo a lo indicado en el artículo 21.4.5 de la norma E.060:

Para la longitud de confinamiento (L_o) se usará el mayor valor de:

- Un sexto de la altura libre = $335/6 = 55.8$ cm
- La mayor dimensión de la sección = 140 cm
- 50 cm

$$\rightarrow L_o = 140 \text{ cm}$$

Para el espaciamiento (S_o) en la zona de confinamiento se usará el menor valor de:

- 8 veces el diámetro de la barra = $8 * 1 * 2.54 = 20.32$ cm
- La mitad de la menor dimensión de la sección = $25/2 = 12.50$ cm
- 10 cm

$$\rightarrow S_o = 10\text{cm}$$

Para el espaciamiento (S_o) fuera de la zona de confinamiento se usará el menor valor de:

- 16 veces el diámetro de la barra = 40.64 cm
- 48 veces el diámetro de los estribos = $48 \cdot 3/8 \cdot 2.54 = 45.72$ cm
- la menor dimensión del elemento = 25cm
- 30cm

$$\rightarrow S = 25\text{cm}$$

Tomando estos criterios, se deberían utilizar 4 estribos de $3/8''$: $1@.05$, $14@0.10$, $Rto@.25$. Sin embargo, esto significaría confinar prácticamente toda la altura de la columna. Por lo tanto, a criterio de los autores, se colocarán 4 estribos de $3/8''$: $1@.05$, $6@.10$, $Rto @.15$.

7.3 Empalmes por traslape del refuerzo

Al igual que en el capítulo 5, se mostrarán las longitudes de traslapes recomendadas por la norma, para poder transferir el total de esfuerzos de una barra a otra. También, se sugiere realizar los empalmes fuera de la zona de confinamiento, ya que es en esta zona donde los esfuerzos son menores y se evita la congestión de acero.

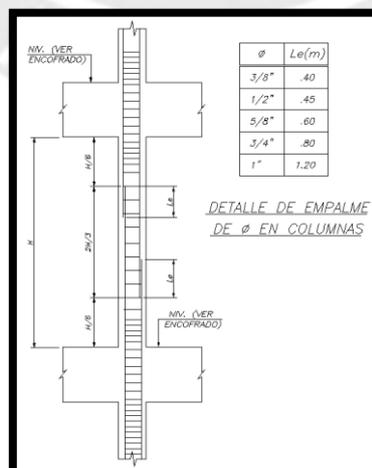


Figura 52. Detalle de traslapes en columnas

7.4 Diseño final de la columna

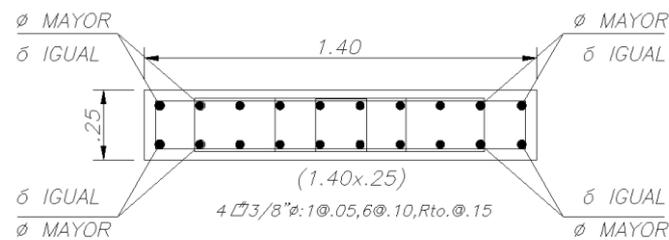


Figura 53. Diseño final de columna

Cabe mencionar, que se emplearán $8\text{Ø}1'' + 12\text{Ø}3/4''$ sólo para los primeros tres niveles, debido a que son los que poseen más solicitaciones.

8 CAPÍTULO 8: DISEÑO DE MUROS DE CORTE

Las placas o muros de corte son los principales elementos sismo-resistentes de esta edificación, estas son las encargadas de resistir cargas axiales y, sobre todo, las cargas horizontales provenientes de las solicitaciones sísmicas. Las edificaciones de muros de corte tienen mucho mejor comportamiento que las edificaciones de pórticos, ya que aportan mucha rigidez lateral y, por lo tanto, ayuda en el control de desplazamientos durante los movimientos telúricos.

8.1 Diseño por flexión

El comportamiento a flexión de los muros de corte puede variar dependiendo de la altura de estos. Se procederá a mencionar las diferencias en el comportamiento a flexión para muros altos y muros bajos.

8.1.1 Muros altos ($H/L \geq 1$)

En el caso de los muros donde la relación entre altura y longitud sea mayor a uno, se comportarán como elementos sometidos a flexocompresión y cortante. Es decir, el diseño se hace con las hipótesis básicas de flexión, las cuales son las mismas indicadas para flexocompresión.

8.1.2 Muros bajos ($H/L < 1$)

Por otro lado, en el caso de muros cuya relación entre altura y longitud es menor a uno, ya no se cumple la distribución de deformaciones y esfuerzos de Navier, por lo que ya no se puede analizar por flexocompresión. Los muros bajos suelen ser muy similares a las denominadas vigas pared o vigas de gran peralte, para este caso se debe analizar aplicando la Teoría de Elasticidad.

Para el presente caso, como se trata de una edificación de diez niveles, es decir los muros entran dentro de la categoría de muros altos, se seguirá el mismo proceso hecho en 6.1, el cual corresponde al diseño por flexión para las columnas. Se asumirá una distribución de acero para los núcleos y el alma y se verificará que los puntos de las cargas de compresión y momentos para las 9 combinaciones de cargas estén dentro del diagrama de interacción hallado con el refuerzo propuesto.

8.2 Diseño por corte

Para el diseño por corte de los muros estructurales se siguieron las consideraciones de la norma E.060 en los artículos 11.10.3 a 11.10.10. En los artículos mencionados se detalla lo siguiente:

La resistencia al corte brindado por el concreto se puede calcular de la siguiente manera:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * t * d; \quad \text{Cuando } \frac{P_u}{A_g} \geq 0.1f'_c$$

$$V_c = 0; \quad \text{Cuando } \frac{P_u}{A_g} \leq 0.1f'_c$$

Además, la norma establece unos límites para la resistencia al corte del concreto (V_c) y la resistencia al corte nominal (V_n)

$$V_c = \alpha_c * \sqrt{f'_c} * t * d \quad \text{Donde } \alpha_c = 0.8; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 1.5 \text{ y } \alpha_c = 0.53; \text{ si } \frac{H}{L} \geq 2$$

$$V_n = 2.6 * \sqrt{f'_c} * t * d$$

Con respecto a la cuantía horizontal y vertical la norma nos indica las siguientes dos expresiones:

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y * t * d}; \rho_{h_{min}} = 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025); \rho_{v_{min}} = 0.0025$$

Los requerimientos de la norma con respecto al espaciamiento son los mismos tanto para el espaciamiento vertical como horizontal. El espaciamiento máximo que puede tener un muro de corte es 3 veces su espesor o 40cm.

Adicionalmente, en el inciso 21.9.5.3 de la norma E.060 señala: “En todas las zonas de los muros donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro”. (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009). El ajuste mencionado se hará de la siguiente manera:

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

Donde M_{ua} y V_{ua} son el momento y el cortante amplificados provenientes del análisis.

El cociente de M_n y M_{ua} no debe exceder el valor del coeficiente de reducción (R) del análisis sísmico, de darse este caso se usará el valor de R.

Diseño por flexión:

Se diseñará la placa 3, la cual tiene un espesor $t=0.25m$, una altura de 29.9 m y una longitud $L = 5.4m$. A continuación, se muestran las cargas de las nueve combinaciones obtenidas del modelo del edificio.

Tabla 44. Cargas obtenidas del modelo del edificio para PL-3

Combo	Pu (Ton)	VuX (Ton.m)	MuX (Ton.m)
1.4 CM + 1.7 CV	-395.54	5.72	-66.79
1.25CM + 1.25CV + CSX	-315.69	78.23	773.48
1.25CM + 1.25CV - CSX	-372.14	-68.30	-887.69
0.9CM + CSX	-188.34	76.36	797.94
0.9CM - CSX	-244.78	-70.17	-863.22
1.25CM + 1.25CV + CSY	-307.19	20.96	91.57
1.25CM + 1.25CV - CSY	-380.64	-11.03	-205.79
0.9CM + CSY	-179.83	19.09	116.04
0.9CM - CSY	-253.29	-12.90	-181.32

Se propuso un refuerzo de 20 Ø 5/8" para los núcleos de 70cm, con este refuerzo se obtuvo el siguiente diagrama de interacción:

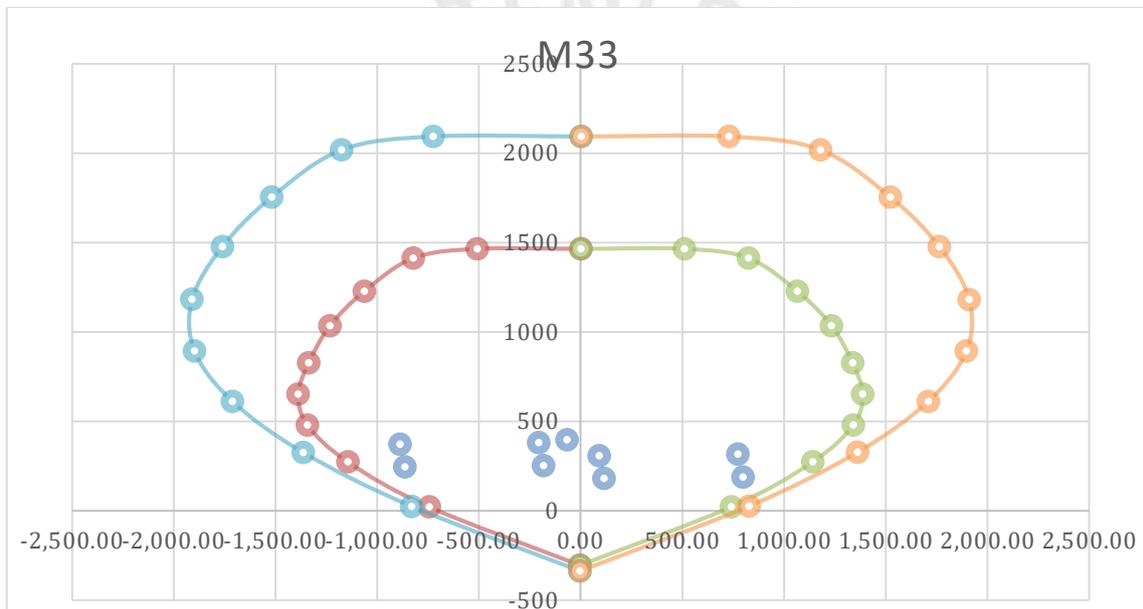


Gráfico 6. Diagrama de Interacción de placa en análisis M33

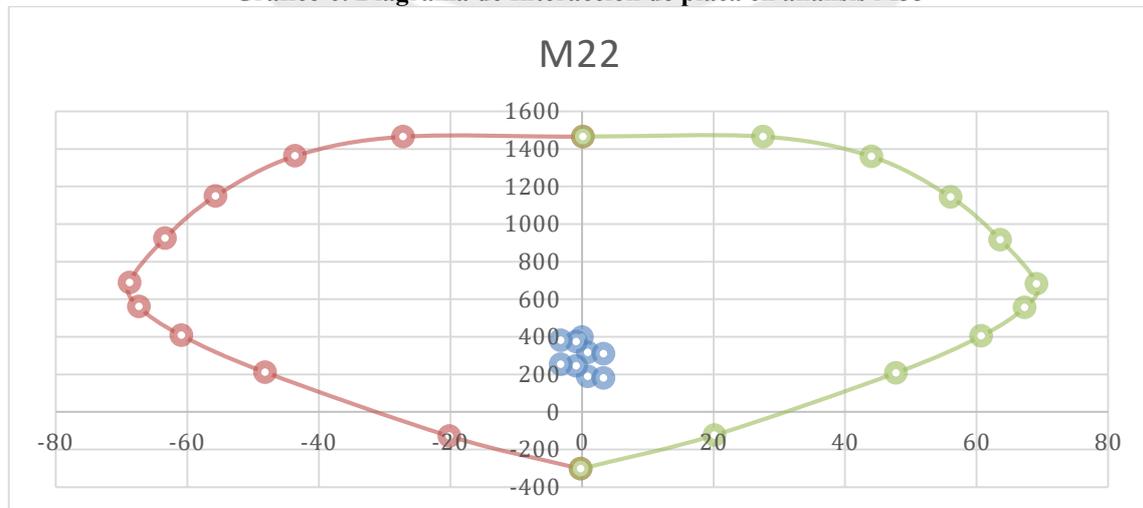


Gráfico 7. Diagrama de Interacción de placa en análisis M22

Para el cálculo del eje neutro se debe realizar un análisis de equilibrio y compatibilidad de deformaciones. Debido a que se trata de un proceso iterativo, sólo se mostrará la última iteración:

Datos: $t = 25\text{cm}$; $L = 540\text{ cm}$; $f'c = 210\text{ kg/cm}^2$; $f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$; $\epsilon_{cu} = 0.003$

Para un $cb = 158.58\text{ cm}$ y según la armadura seleccionada para PL-03.

Tabla 45. Iteración para el cálculo de c

Fila	d (cm)	As (cm ²)	ϵ_s	F (Ton)	M (Ton)
1	35	20	0.00234	84.00	19740.00
2	90	1.42	0.00130	3.68	663.23
3	110	1.42	0.00092	2.61	417.61
4	130	1.42	0.00054	1.54	214.97
5	150	1.42	0.00016	0.46	55.32
6	170	1.42	-0.00022	-0.61	-61.36
7	190	1.42	-0.00059	-1.69	-135.05
8	210	1.42	-0.00097	-2.76	-165.76
9	230	1.42	-0.00135	-3.84	-153.49
10	250	1.42	-0.00173	-4.91	-98.23
11	270	1.42	-0.00211	-5.96	0.00
12	290	1.42	-0.00249	-5.96	119.28
13	310	1.42	-0.00286	-5.96	238.56
14	330	1.42	-0.00324	-5.96	357.84
15	350	1.42	-0.00362	-5.96	477.12
16	370	1.42	-0.00400	-5.96	596.40
17	390	1.42	-0.00438	-5.96	715.68
18	410	1.42	-0.00476	-5.96	834.96
19	430	1.42	-0.00513	-5.96	954.24
20	450	1.42	-0.00551	-5.96	1073.52
21	505	20	-0.00655	-84	19740

Donde:

$$\epsilon_s = \frac{(\epsilon_{cu} * (cb - d))}{cb}$$

$$F = f_y * A_s$$

$$M = F * d$$

Además:

$$C_c = 0.85 * f_c * cb * \beta * b = 601.51\text{ ton}$$

$$P_n = C_c + \sum F_i = 536.35\text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.7 * P_n = 375.45\text{ ton}$$

$$M_n = C_c * \left(\left(\frac{h}{2} \right) - \left(c_b * \frac{\beta}{2} \right) \right) + \sum (F_i * \left(\left(\frac{h}{2} \right) - d_i \right)) = 1674.54 \text{ ton}$$

$$\phi M_n = 0.7 * M_n = 1172.18 \text{ ton}$$

Se verifica que el c hallado no excede del límite establecido:

$$c = 158.58 \text{ cm} < \text{clím} = \frac{lm}{\frac{600\delta u}{hm}}$$

$$c = 158.58 \text{ cm} < 180 \text{ cm}$$

Por lo tanto, no se requiere aumentar los núcleos confinados.

Diseño por corte y capacidad:

Los muros se diseñarán por cortante de acuerdo a:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Se verificará el aporte de concreto a la resistencia por cortante:

$$P_u = 316.60 \text{ ton. } P_u / A_g = 27.56 \text{ kg/cm}^2$$

Debido a que el valor hallado es mayor al 10% del f'_c , el aporte del concreto a la resistencia al corte no es despreciable.

La fuerza cortante de diseño se hallará con ayuda del diagrama de interacción

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}} \dots\dots\dots \frac{M_n}{M_{ua}} = \frac{1665.57}{887.69} < R$$

$$V_u = 68.3 * \frac{1665.57}{887.69} = 128.38 \text{ ton}$$

$$V_u = 128.38 \text{ ton} \rightarrow V_n = \frac{V_u}{\phi} = 151.04 \text{ ton}$$

Hallando V_c :

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * t * d$$

Para este caso: $\frac{hm}{lm} = 5.52 \rightarrow \alpha = 0.53$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * (540 * 0.8) = 82.95 \text{ ton}$$

Por lo tanto, $V_s = \frac{Vu - \phi V_c}{\phi} = 68.09 \text{ ton}$

$$V_n = V_c + V_s = 151.04 \text{ ton}$$

Se verifica que el V_n no excede de: $2.6\sqrt{f'_c} * Acw = 508.65 \text{ ton}$

$$V_s = Acw * \rho_h * f_y = 540 * 25 * \rho_h * 4200 \rightarrow \rho_h = 0.0012$$

Como es menor a la ρ_{min} se usará la cuantía mínima $\rightarrow \rho_h \text{ min} = 0.0025$

$$\rho_h = \frac{A_s}{A_g} \rightarrow A_s = 16.25 \text{ cm}^2$$

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

Como se empleará refuerzo en ambas caras de la placa, se tendrá $3.125 \text{ cm}^2/\text{m}$. A continuación, se calcula el espaciamiento para barras de $\phi 3/8"$.

$$s_h = \frac{A_b}{A_s} = \frac{0.71}{3.125} = 22.7 \text{ cm}$$

Calculando la cuantía vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left(2.5 - \frac{H}{L}\right) * (\rho_h - 0.0025) = 0.0025$$

Análogamente a la cuantía horizontal, el espaciamiento será:

$$s_v = \frac{A_b}{A_s} = \frac{0.71}{3.125} = 22.7 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se usará un espaciamiento de 20cm. En ambos casos se cumplen con los límites establecidos en el inciso 9.8.1 de la norma E.060.

$$S_{\text{máx}} \leq 3t = 75 \text{ cm y } S_{\text{máx}} = 40 \text{ cm}$$

8.3 Diseño final de la placa

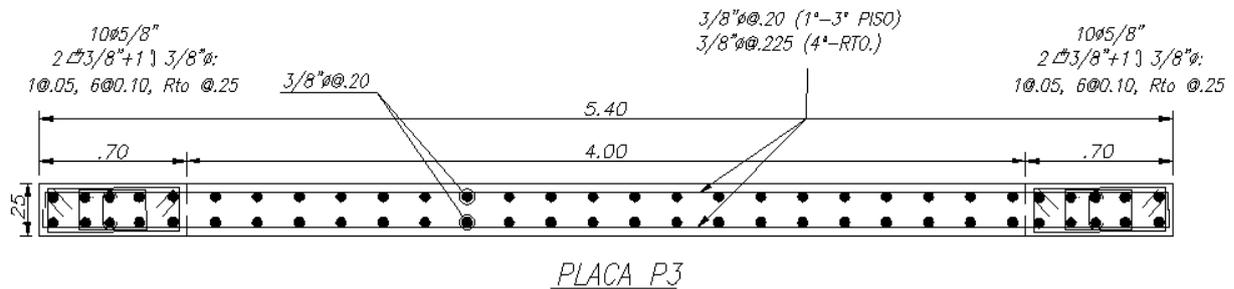


Figura 54. Diseño final de placa

9 CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones son las encargadas de transmitir las cargas provenientes de las columnas y placas hacia el terreno, estas cargas transmitidas deberán ser menores a la capacidad portante del suelo. Para el diseño de la cimentación se debe tener los datos del estudio de suelos de la zona, para este caso, el estudio de suelos nos dice que se cuenta con una grava mal gradada (GP), la cual cuenta con una capacidad portante de 4kg/cm².

9.1 Dimensionamiento por presión admisible

Para este predimensionamiento se debe cumplir que la carga actuante en servicio dividido entre el área de la zapata no exceda a la presión admisible del suelo. Las dimensiones preliminares se hallarán con las cargas en servicio, de la siguiente manera:

$$A_{req} = \frac{1.05 * P_{servicio}}{0.9 * \sigma_{adm}}$$

Se considera un 5% adicional a la carga en servicio para incluir el peso propio de la cimentación. Luego, con las dimensiones halladas se verifica las condiciones antes mencionadas (que no se exceda la presión admisible del suelo).

$$\sigma = \frac{1.05 * P_{servicio}}{A} + \frac{MY}{I} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_u = \frac{P_{ultima}}{A} + \frac{M_u Y}{I} < 1.3 * \sigma_{adm}$$

En la segunda expresión se considera un incremento del 30% en la presión admisible, debido a que en el artículo 15.2.4 la norma E.060 nos dice que podemos considerar tal incremento cuando intervengan cargas temporales, tales como los sismos.

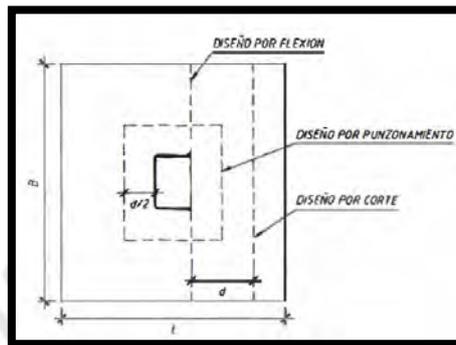


Figura 55. Zonas críticas en zapatas.

9.2 Diseño por corte

La particularidad en el diseño por corte en zapatas es que esta no lleva estribos, lo cual quiere decir que toda la fuerza cortante última debe ser resistida por el concreto. Al igual que en vigas y columnas se debe analizar las fuerzas a una distancia “d” de la cara. Donde “d” es el peralte efectivo, a manera de ejemplo se hallará el peralte efectivo para una zapata de 60 cm de peralte.

Para un peralte de 60cm se hallará el peralte efectivo, considerando varillas de 1” y dados de 7.5cm.

$$d = 60 - (7.5 + 2.54 + 2.54/2) = 48.69 \text{ cm} = 50\text{cm}$$

Donde d es el peralte efectivo. También, se puede considerar el peralte efectivo igual al peralte de la zapata disminuido en 10cm, como manera práctica.

Las expresiones a usar para el diseño por corte son las siguientes:

$$\Phi V_c > \Phi V_u$$

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

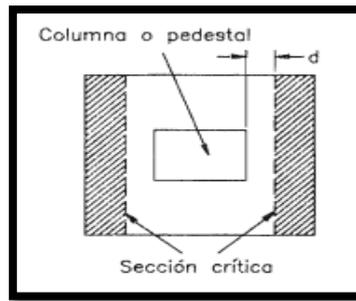


Figura 56. Sección crítica de corte por flexión (Harmsen, 2002)

9.3 Diseño por punzonamiento

Es una falla típica en cimentaciones y losas sin vigas, se produce en forma de cono o pirámide truncada alrededor de la columna o placa a una distancia “d/2” de la cara de los elementos verticales. El esfuerzo de corte por punzonamiento es igual a la carga vertical de la columna menos las reacciones del suelo dentro de la zona de punzonamiento. Debe cumplirse que:

$$\Phi V_c > \Phi V_u$$

Para hallar la resistencia del concreto se tienen 3 expresiones:

$$\Phi V_{c1} = \Phi * 1.06 * b_o * d * \sqrt{f'_c}$$

$$\Phi V_{c2} = \Phi * 0.27 * \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right) b_o * d * \sqrt{f'_c}$$

$$\Phi V_{c3} = \Phi * 0.53 * \left(\frac{2}{\beta} + 1 \right) * b_o * d * \sqrt{f'_c}$$

Dónde:

- b_o = perímetro de la zona crítica.
- $\alpha_s = 40$ para columnas céntricas
- β = relación de las dimensiones de la columna

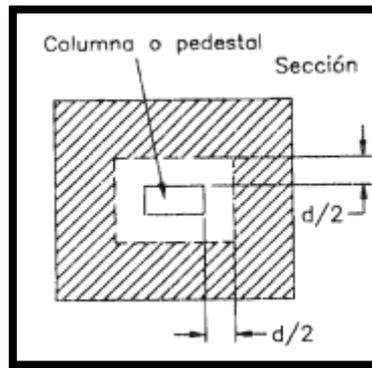


Figura 57. Sección crítica de corte por punzonamiento (Harmsen, 2002)

Adicionalmente, para la elección de la cuantía de acero que se colocará en la cimentación se hará uso de la siguiente tabla.

Tabla 46. Valores utilizados para el diseño de la zapata.

Ku	ρ	Ku	ρ
0	0.0000	10	0.0027
1	0.0003	11	0.0030
2	0.0005	12	0.0033
3	0.0008	13	0.0036
4	0.0011	14	0.0039
5	0.0013	15	0.0042
6	0.0016	16	0.0045
7	0.0019	17	0.0048
8	0.0022	18	0.0051
9	0.0025	19	0.0054
10	0.0027	20	0.0057

Se realizará el diseño de la zapata conectada correspondiente a la placa P9 y a la columna C6.

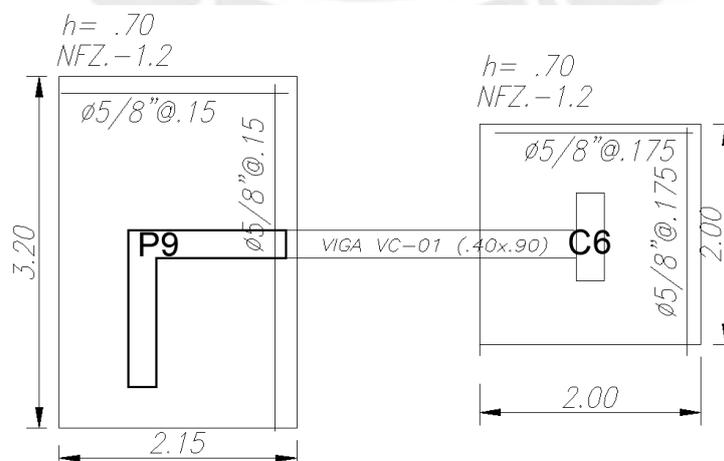


Figura 58. Zapatas en análisis
Tabla 47. Cargas utilizadas para P9 y C6

Cargas	P9	C6
Pm (Ton)	185.4	96.31
Pv (Ton)	38.35	22.89
Mmx (Ton.m)	2.37	0.14
Mvx (Ton.m)	0.59	0.03
Psx (Ton)	55.07	25.43
Msx (Ton.m)	42.87	1.02
Mmy (Ton.m)	1.51	0.39
Mvy (Ton.m)	0.52	0
Psy (Ton)	28.72	8.83
Msy (Ton.m)	59.6	5.48

a. Verificaciones en estado de servicio

- Primera verificación (sin sismo)

Para la cimentación de P9:

$$A = \frac{(Pm+Pv) \times 1.05}{0.9 \times q_{suelo}} = \frac{223.75 \times 1.05}{0.9 \times 40} = 6.53 \text{ m}^2 \rightarrow B=3.2\text{m}; L=2.15\text{m}$$

Para la cimentación de C6:

$$A = \frac{(Pm+Pv) \times 1.05}{0.9 \times q_{suelo}} = \frac{119.20 \times 1.05}{0.9 \times 40} = 3.48 \text{ m}^2 \rightarrow B=2\text{m}; L=2\text{m}$$

Diagrama de cuerpo libre del Sistema de fuerzas a lo largo de la viga de cimentación:

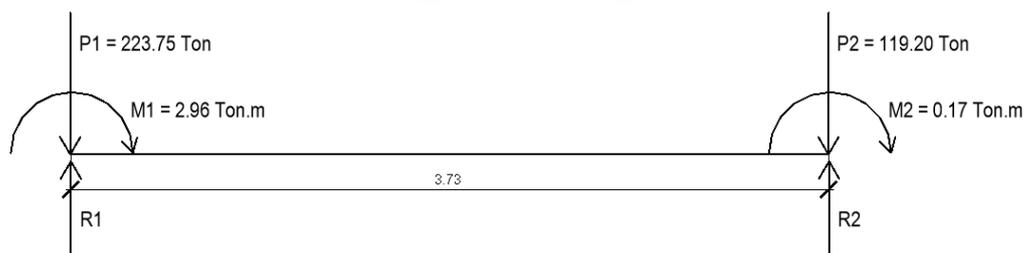


Figura 59. Cargas aplicadas en las zapatas conectadas.

Aplicando estática se procede a obtener los valores de las reacciones:

- $R1 = 222.96 \text{ Ton}$
- $R2 = 119.25 \text{ Ton}$

Una vez halladas las reacciones se procede a verificar las presiones:

Para la cimentación de P9:

$$q1 = \frac{R1x1.05}{BxL} + \frac{6My}{LxB^2} = \frac{222.96x1.05}{3.2x2.15} + \frac{6(1.51 + 0.52)}{2.15x3.2^2} = 34.58 \text{ Ton/m}^2$$

$$q2 = \frac{R1x1.05}{BxL} - \frac{6My}{LxB^2} = \frac{222.96x1.05}{3.2x2.15} - \frac{6(1.51 + 0.52)}{2.15x3.2^2} = 33.47 \text{ Ton/m}^2$$

Para la cimentación de C6:

$$q1 = \frac{R2x1.05}{BxL} + \frac{6My}{LxB^2} = \frac{119.25x1.05}{2x2} + \frac{6(0.39 + 0)}{2x2^2} = 31.58 \text{ Ton/m}^2$$

$$q2 = \frac{R2x1.05}{BxL} - \frac{6My}{LxB^2} = \frac{119.25x1.05}{2x2} - \frac{6(0.39 + 0)}{2x2^2} = 30.99 \text{ Ton/m}^2$$

Se observa que en ambos casos las presiones son **menores** a la presión admisible del suelo ($q_{suelo} = 40 \text{ ton/m}^2$). Asimismo, se verifica que las presiones halladas son similares a las del modelo de SAFE 2016.

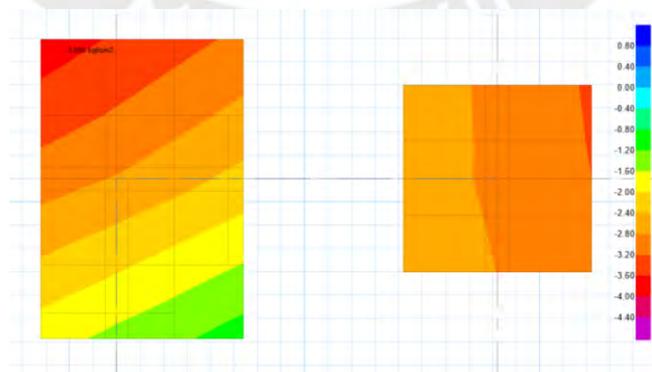


Figura 60. Verificación de presiones para el caso CM+CV en el modelo de SAFE 2016

- **Segunda verificación (con momentos de sismo en la dirección x y en el sentido antihorario)**

Diagrama de cuerpo libre del Sistema de fuerzas a lo largo de la viga de cimentación:

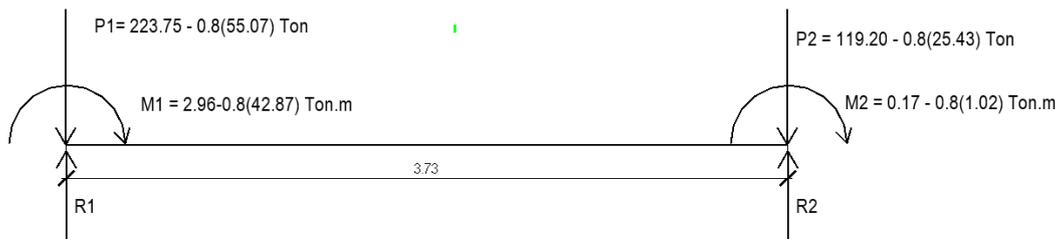


Figura 61. Cargas aplicadas en las zapatas conectadas

Aplicando estática se procede a obtener los nuevos valores de las reacciones:

- $R1 = 188.27 \text{ Ton}$
- $R2 = 90.28 \text{ Ton}$

Una vez halladas las reacciones se procede a verificar las presiones:

Para la cimentación de P9:

$$q1 = \frac{R1x1.05}{BxL} + \frac{6My}{LxB^2} = \frac{188.27x1.05}{3.2x2.15} + \frac{6(1.51 + 0.52)}{2.15x3.2^2} = 29.29 \text{ Ton/m}^2$$

$$q2 = \frac{R1x1.05}{BxL} - \frac{6My}{LxB^2} = \frac{188.27x1.05}{3.2x2.15} - \frac{6(1.51 + 0.52)}{2.15x3.2^2} = 28.18 \text{ Ton/m}^2$$

Para la cimentación de C6:

$$q1 = \frac{R2x1.05}{BxL} + \frac{6My}{LxB^2} = \frac{90.28x1.05}{2x2} + \frac{6(0.39 + 0)}{2x2^2} = 23.99 \text{ Ton/m}^2$$

$$q2 = \frac{R2x1.05}{BxL} - \frac{6My}{LxB^2} = \frac{90.28x1.05}{2x2} - \frac{6(0.39 + 0)}{2x2^2} = 23.41 \text{ Ton/m}^2$$

Se observa que en ambos casos las presiones son menores a la presión admisible del suelo, en este caso la presión admisible se incrementa en un 30%, debido a la consideración de las cargas de sismo ($1.3q_{suelo} = 52 \text{ ton/m}^2$)

Asimismo, se verifica que las presiones halladas son similares a las del modelo de SAFE 2016.

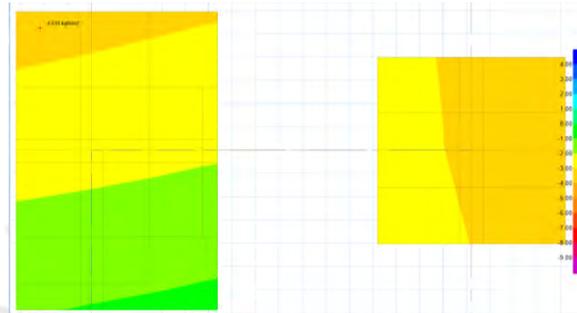


Figura 62. Verificación de presiones para el caso CM+CV+0.8SX en el modelo de SAFE 2016

- **Tercera verificación (con momentos de sismo en la dirección x y en el sentido horario)**

Diagrama de cuerpo libre del Sistema de fuerzas a lo largo de la viga de cimentación:

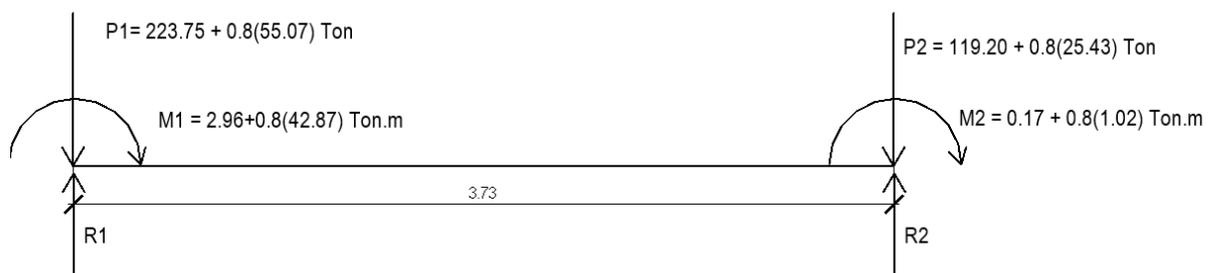


Figura 63. Cargas aplicadas en las zapatas conectadas

Aplicando estática se procede a obtener los nuevos valores de las reacciones:

- $R1 = 257.55 \text{ Ton}$
- $R2 = 149.79 \text{ Ton}$

Una vez halladas las reacciones se procede a verificar las presiones:

Para la cimentación de P9:

$$q1 = \frac{R1x1.05}{BxL} + \frac{6My}{LxB^2} = \frac{257.55x1.05}{3.2x2.15} + \frac{6(1.51 + 0.52)}{2.15x3.2^2} = 39.86 \text{ Ton/m}^2$$

$$q2 = \frac{R1x1.05}{BxL} - \frac{6My}{LxB^2} = \frac{257.55x1.05}{3.2x2.15} - \frac{6(1.51 + 0.52)}{2.15x3.2^2} = 38.75 \text{ Ton/m}^2$$

Para la cimentación de C6:

$$q1 = \frac{R2x1.05}{BxL} + \frac{6My}{LxB^2} = \frac{149.79x1.05}{2x2} + \frac{6(0.39 + 0)}{2x2^2} = 39.61 \text{ Ton/m}^2$$

$$q2 = \frac{R2x1.05}{BxL} - \frac{6My}{LxB^2} = \frac{149.79x1.05}{2x2} - \frac{6(0.39 + 0)}{2x2^2} = 39.03 \text{ Ton/m}^2$$

Se observa que en ambos casos las presiones son menores a la presión admisible del suelo, en este caso la presión admisible se incrementa en un 30%, debido a la consideración de las cargas de sismo ($1.3q_{suelo} = 52 \text{ ton/m}^2$)

Asimismo, se verifica que las presiones halladas son similares a las del modelo de SAFE 2016.

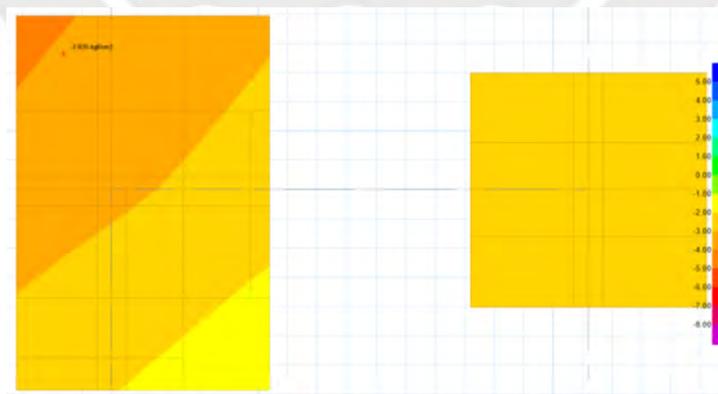


Figura 64. Verificación de presiones para el caso CM+CV-0.8SX en el modelo de SAFE 2016

- **Cuarta verificación (con momentos de sismo en la dirección Y)**

En este caso se trabajará con las reacciones de la primera verificación, con la diferencia que la carga axial y el momento en el eje y aumentará.

Para la cimentación de P9:

$$q_1 = \frac{R_1 x 1.05}{B x L} + \frac{6My}{L x B^2} = \frac{(222.96 + 0.8(28.72)) x 1.05}{3.2 x 2.15} + \frac{6(2.03 + 0.8(59.6))}{2.15 x 3.2^2}$$

$$= 51.08 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_2 = \frac{R_1 x 1.05}{B x L} + \frac{6My}{L x B^2} = \frac{(222.96 + 0.8(28.72)) x 1.05}{3.2 x 2.15} - \frac{6(2.03 + 0.8(59.6))}{2.15 x 3.2^2}$$

$$= 23.98 \text{ Ton/m}^2$$

Para la cimentación de C6:

$$q_1 = \frac{R_2 x 1.05}{B x L} + \frac{6My}{L x B^2} = \frac{(119.25 + 0.8(8.83)) x 1.05}{2 x 2} + \frac{6(0.39 + 0.8(5.48))}{2 x 2^2}$$

$$= 36.72 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_1 = \frac{R_2 x 1.05}{B x L} + \frac{6My}{L x B^2} = \frac{(119.25 + 0.8(8.83)) x 1.05}{2 x 2} - \frac{6(0.39 + 0.8(5.48))}{2 x 2^2}$$

$$= 33.14 \text{ Ton/m}^2$$

Se observa que en ambos casos las presiones son menores a la presión admisible del suelo, en este caso la presión admisible se incrementa en un 30%, debido a la consideración de las cargas de sismo ($1.3q_{suelo} = 52 \text{ ton/m}^2$).

Asimismo, se verifica que las presiones halladas son similares a las del modelo de SAFE 2016.

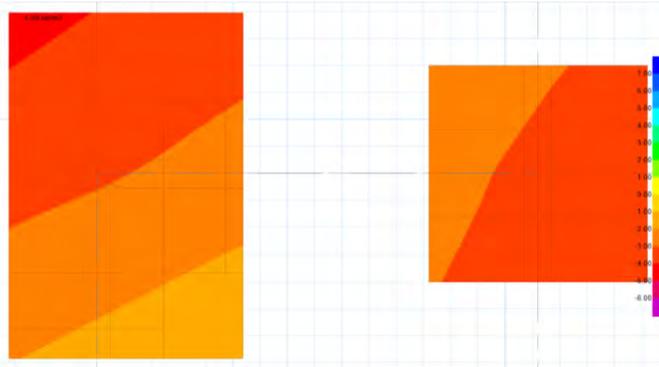


Figura 65. Verificación de presiones para el caso CM+CV+0.8SY en el modelo de SAFE 2016

Diseño de zapata

Para el diseño de las zapatas se debe trabajar con la presión última, la cuales son:

- Para la cimentación de P9: $q_u = 55.33 \text{ ton/m}^2$
- Para la cimentación de C6: $q_u = 50.53 \text{ ton/m}^2$

A manera de ejemplo, se procederá a mostrar el proceso de diseño para la cimentación de la columna C6.

- **Verificación del corte por punzonamiento. $h=70\text{cm}$**

$$V_u = \sigma_u * (A_{zapata} - A_{punzonamiento})$$

$$b_0 = 1.7 + 2.8 = 4.5\text{m (Perímetro punzonamiento)}$$

$$A_o = 1.19 \text{ m}^2 \text{ (Área de punzonamiento)}$$

$$V_u = 50.53 * (2 * 2 - 1.19) = 141.99 \text{ ton}$$

Para hallar la resistencia del concreto se tienen 3 expresiones:

$$\Phi V_{c1} = \Phi * 1.06 * b_0 * d * \sqrt{f'_c}$$

$$\Phi V_{c2} = \Phi * 0.27 * \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_0} + 2 \right) b_0 * d * \sqrt{f'_c}$$

$$\Phi V_{c3} = \Phi * 0.53 * \left(\frac{2}{\beta} + 1 \right) * b_0 * d * \sqrt{f'_c}$$

Cuando la zapata es céntrica, $\alpha_s = 40$

$$\Phi V_{c1} = 0.85 * 1.06 * 450 * 60 * \sqrt{210} = 352.53 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{40 * 60}{450} + 2 \right) 450 * 60 * \sqrt{210} = 658.50 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{c3} = 0.85 * 0.53 * \left(\frac{2}{\frac{0.8}{0.25}} + 1 \right) * 450 * 60 * \sqrt{210} = 286.43 \text{ ton}$$

Se usará ΦV_{c3} ya que es el caso mas crítico y se verifica que $\Phi V_c > V_u$

- **Verificación del corte por flexión**

Dirección transversal X: Volado = 0.875

$V_u = \sigma_u * B * (X - d)$, donde X es la dimensión del volado

$$V_u = 50.53 * 2 * (0.875 - 0.6) = 27.79 \text{ ton}$$

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

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * 200 * 60 * \sqrt{210} = 78.34 \text{ ton}$$

Se verifica que $\Phi V_c > V_u$

Dirección transversal Y: Volado = 0.6

$V_u = \sigma_u * B * (X - d)$, donde X es la dimensión del volado

$$V_u = 50.53 * 2 * (0.6 - 0.6) = 0 \text{ ton}$$

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

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * 200 * 60 * \sqrt{210} = 78.34 \text{ ton}$$

Se verifica que $\Phi V_c > V_u$

- **Diseño del acero de refuerzo para 1ml**

Dirección transversal X: Volado = 0.875

$$M_u = 50.53 * \frac{0.875^2}{2} = 19.34 \text{ ton.m}$$

$$K_u = \frac{19.34}{60^2} = 5.37 \rightarrow \text{de la tabla obtenemos que } \rho = 0.0013$$

Por lo tanto, se usará acero mínimo

$$A_s = \rho * b * d = 0.0018 * 100 * 60 = 10.8 \text{ cm}^2$$

Se colocará varillas de $\varnothing 5/8'' @ 17.5\text{cm}$.

Dirección transversal Y: Volado = 0.6

$$M_u = 50.53 * \frac{0.6^2}{2} = 9.10 \text{ ton.m}$$

$$K_u = \frac{9.10}{60^2} = 2.53 \rightarrow \text{de la tabla obtenemos que } \rho = 0.0008$$

Por lo tanto, se usará acero mínimo

$$A_s = \rho * b * d = 0.0018 * 100 * 60 = 9 \text{ cm}^2$$

Se colocará varillas de $\varnothing 5/8'' @ 17.5\text{cm}$.

El mismo proceso se realizará el mismo proceso para la cimentación de la placa P9. Se procederá a mostrar solo la verificación del corte por punzonamiento:

- **Verificación del corte por punzonamiento. h=70cm**

$$V_u = \sigma_u * (A_{zapata} - A_{punzonamiento})$$

$$b_0 = 7.07 \text{ (Perímetro punzonamiento)}$$

$$A_0 = 3.12 \text{ m}^2 \text{ (Área de punzonamiento)}$$

$$V_u = 55.33 * (3.2 * 2.15 - 3.12) = 208.12 \text{ ton}$$

Se emplearán las mismas expresiones usadas para el caso anterior:

$$\Phi V_{c1} = 0.85 * 1.06 * 707.19 * 60 * \sqrt{210} = 554.02 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{c2} = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{40 * 60}{707.19} + 2 \right) * 707.19 * 60 * \sqrt{210} = 761.15 \text{ ton}$$

$$\Phi V_{c3} = 0.85 * 0.53 * \left(\frac{2}{\frac{1.425}{0.25}} + 1 \right) * 707.19 * 60 * \sqrt{210} = 374.20 \text{ ton}$$

Se usará $\Phi Vc3$ ya que es el caso mas crítico y se verifica que $\Phi Vc > Vu$

Además, debido a que las zapatas toman un poco de la tracción de las vigas de cimentación, se colocará acero superior en las zapatas perimetrales. El diseño final quedaría de la siguiente manera:

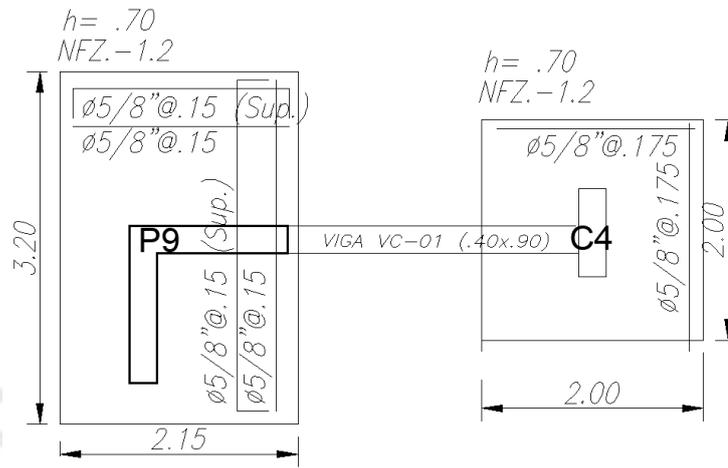


Figura 66. Vista en planta de zapata en análisis

9.4 Diseño de viga de cimentación

Una viga de cimentación es un elemento de concreto armado cuyo fin es el de conectar dos zapatas aisladas. Además, mejora el comportamiento frente a las solicitaciones de fuerza cortante y presiones. A continuación, se realizará el diseño de la viga VC-01 (0.40x0.90).

Con las cargas últimas se procede a hallar los DMF y DFC para la viga de cimentación.

9.4.1 Diseño por flexión

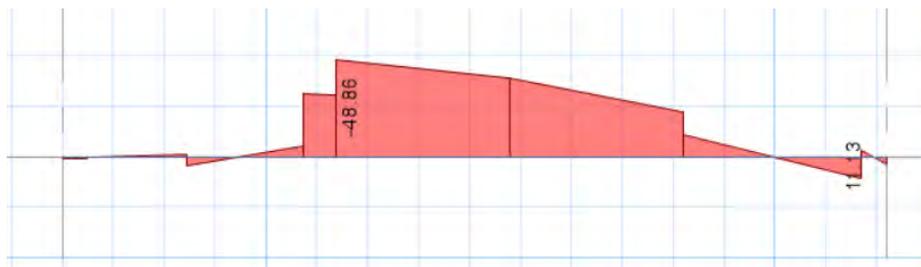


Figura 67. DMF de la viga VC-01

Para el cálculo del acero de refuerzo se usarán las mismas expresiones empleadas en el capítulo 5, las cuales son las siguientes:

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

$$As = 0.85 * \frac{f'c * 0.85 * a * b}{fy}; As_{mín} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

Dónde:

- $f'c=210\text{kg/cm}^2$
- $fy=4200\text{kg/cm}^2$
- $\phi = 0.9$
- $Mu=48.86 \text{ Ton.m}$

De la aplicación de las expresiones antes mencionadas, se obtiene:

- $a= 11.39\text{cm}$
- $As= 19.36\text{cm}^2$
- $As_{mín}=8.1$

En consecuencia, se utilizará $4\phi 3/4" + 4\phi 5/8"$.

9.4.2 Diseño por Corte



Figura 68. DFC de la viga VC-01

Análogamente, se emplearán expresiones ya vistas en el capítulo 5.

$$Vu = 25.74 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 21.94 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{25.74}{0.85} - 25.80 = 4.48 \text{ ton}$$

$$S = \frac{1.42 * f_y * d}{V_s} = \frac{1.42 * 4200 * 84}{4482.35} = 111.77 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se usará la siguiente distribución: 3/8": 1@0.05, Rto. @0.25

Se mostrará la elevación de la viga VC-01

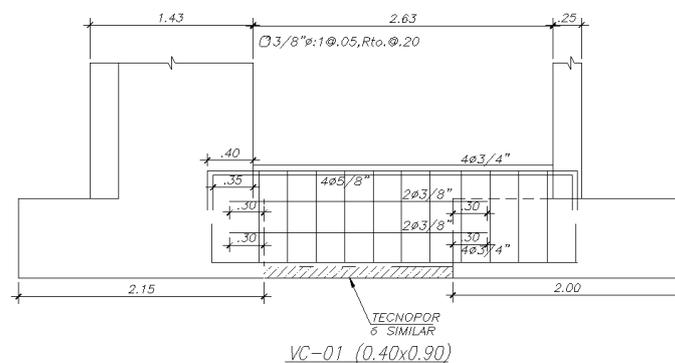


Figura 69. Elevación de viga en análisis

9.5 Modelo de Cimentación en SAFE 2016

Se realizó el modelo de toda la cimentación en el software SAFE 2016, el cual utiliza la teoría de elementos finitos para el análisis. A continuación, se describirán los pasos seguidos para el modelo y diseño de la cimentación en cuestión.

Lo primero que se hizo fue exportar las cargas del modelo de Etabs 2016 a un archivo F2K. para importarlo en el programa Safe 2016, el cual se usara para el modelo y diseño de la cimentación.

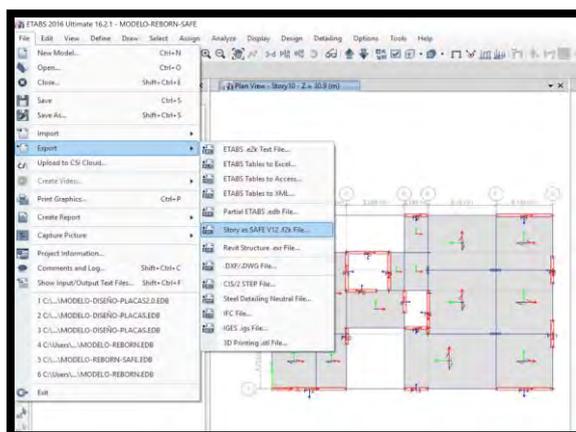


Figura 70. Ruta para exportar cargas de Etabs 2016

Ya con las cargas en el software Safe 2016, se procedió a definir las propiedades del material, propiedades de las zapatas, vigas y las propiedades del suelo. Con respecto a la zapata se usó un peralte de 70cm, las vigas tienen una sección de 40x90cm y el suelo sobre el cual se encuentra el edificio es GP. Según el estudio de suelos realizado en el distrito de San Isidro, el suelo de la zona clasifica como S1 y tiene una capacidad portante de 4kg/cm². Ya con las cargas y secciones definidas se procede a revisar que no se exceda la presión admisible, esto se realizará para las siguientes combinaciones:

$$CM+CV+0.8SX$$

$$CM+CV-0.8SX$$

$$CM+CV+0.8SY$$

$$CM+CV-0.8SY$$

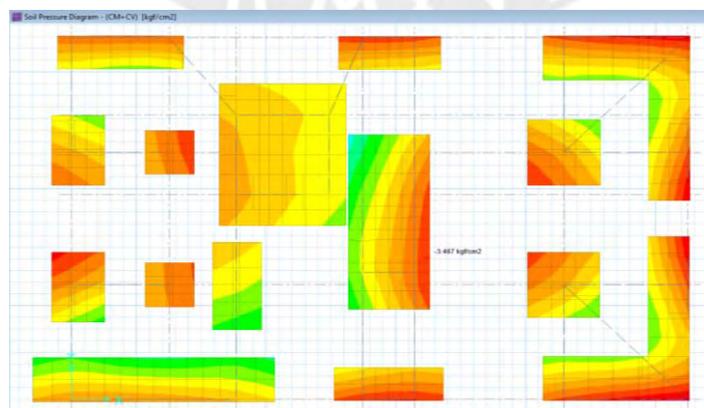


Figura 71. Verificación de presiones

Una vez se verifica que no se excedan las presiones admisibles del suelo, se procederá a diseñar las cimentaciones y vigas de cimentación, para lo cual se colocarán strips para saber la sollicitación de momento y con eso, hallar el acero necesario para todos los elementos.

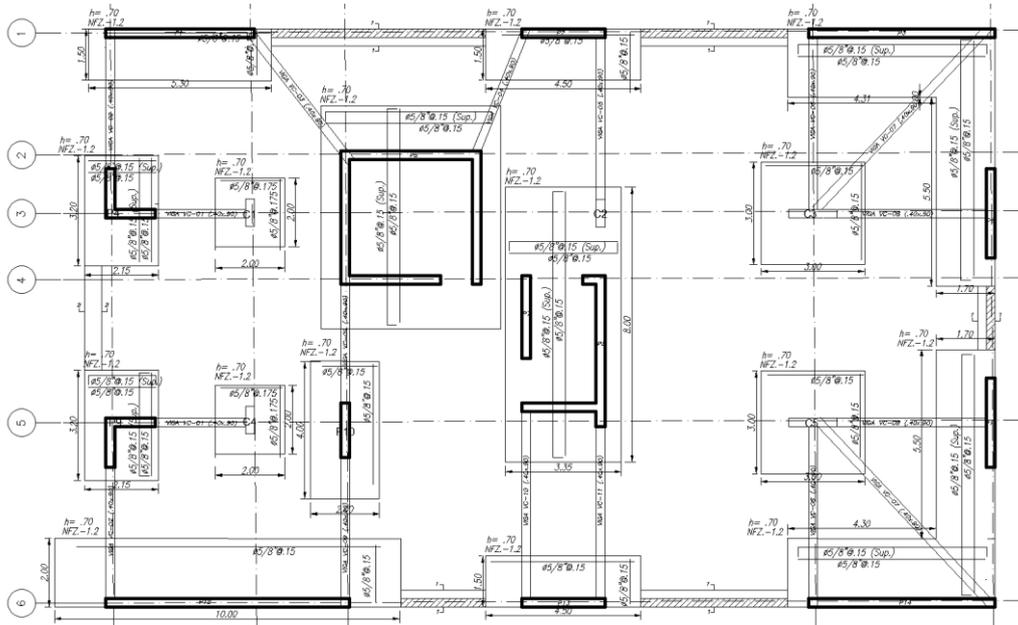


Figura 72. Diseño final de la cimentación

10 CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ESCALERA

Se muestra a continuación el detalle de la escalera del proyecto en estudio, el cual será analizado como una losa maciza unidireccional. Esta se apoya sobre los muros de concreto que definen las placas de la escalera.

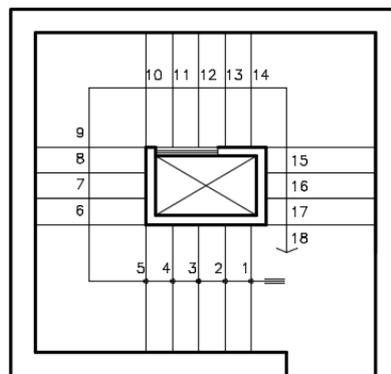


Figura 73. Vista en planta de escalera en estudio

Como se puede notar la escalera está formado por cuatro tramos de los cuales solo se analizarán dos debido que los tramos impares son iguales y los tramos pares también son iguales.

Datos:

- Paso = 0.275 m
- Contrapaso = 0.1639 m
- Garganta = 0.20 m
- Sobrecarga = 200 kg/m²

Para poder hallar el peso propio de la escalera en estudio se procede a usar la siguiente expresión:

$$W_{propio} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]$$

$$W_{propio} = 2.4 \left[\frac{0.1639}{2} + 0.2 \sqrt{1 + \left(\frac{0.1639}{0.275}\right)^2} \right] = 0.755 \text{ ton/m}$$

Se tendrá una carga última para la zona del descanso y otra para la zona inclinada, estos se muestran a continuación:

- **Zona de descanso:**

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 1.4 \times (0.48 + 0.1) + 1.7 \times 0.4 = 1.492 \text{ ton/m}$$

- **Zona inclinada:**

$$W_u = 1.4CM + 1.7CV$$

$$W_u = 1.4 \times (0.755 + 0.1) + 1.7 \times 0.4 = 1.877 \text{ ton/m}$$

TRAMO IMPAR

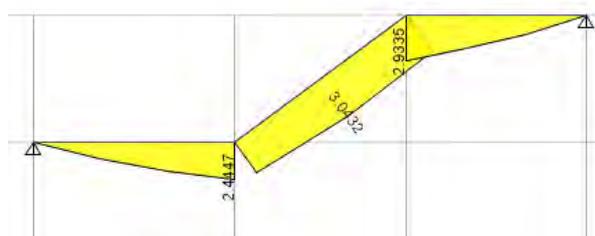


Figura 75. DMF de tramo impar de escalera en estudio

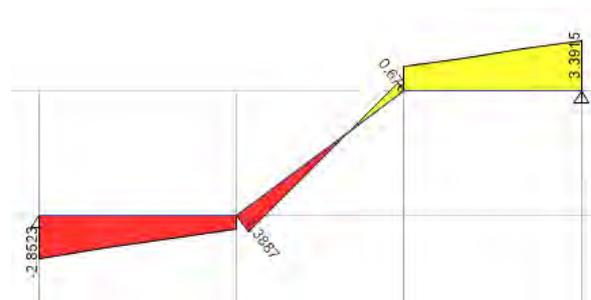


Figura 74. DFC de tramo impar de escalera en estudio

TRAMO PAR

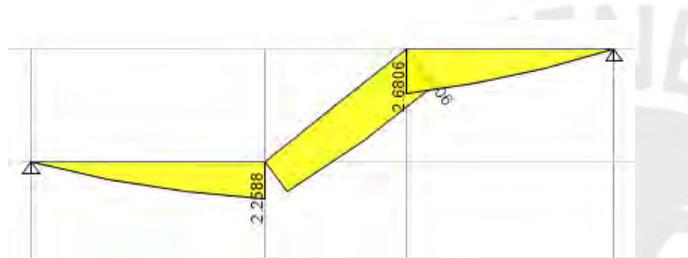


Figura 77. DMF de tramo par de escalera en estudio

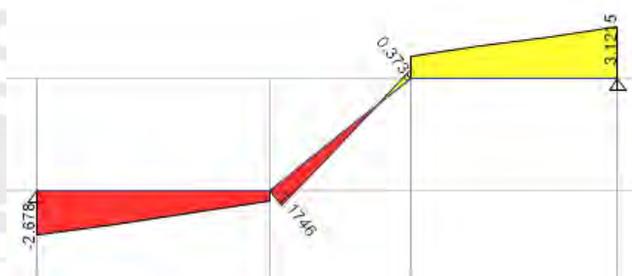


Figura 76. DFC de tramo par de escalera en estudio

10.1 Diseño por flexión

Del DMF se obtienen diferentes valores de momento para cada tramo, se deberá tener en cuenta que el descanso inferior representa a la losa maciza la cual tendrá un espesor de 20cm.

- En el *tramo inclinado*:

Tramo IMPAR:

$$M_u = 3.04 \text{ ton-m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.90 \text{ cm}^2 \rightarrow \therefore 1\emptyset 1/2" @ 0.20 \text{ m.}$$

Tramo PAR:

$$M_u = 2.68 \text{ ton-m}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 17\text{cm}$$

$$A_s = 4.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \therefore 1\phi 1/2'' @ 0.20\text{m}.$$

- En el *descanso*:

Tramo IMPAR:

$$M_u = 2.933 \text{ ton-m}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 17\text{cm}$$

$$A_s = 4.72 \text{ cm}^2 \rightarrow \therefore 1\phi 1/2'' @ 0.25\text{m}.$$

Tramo PAR:

$$M_u = 2.68 \text{ ton-m}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 17\text{cm}$$

$$A_s = 4.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \therefore 1\phi 1/2'' @ 0.25\text{m}.$$

Seguidamente, se procede a calcular el acero mínimo por temperatura:

$$A_{s\text{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por último, para el acero mínimo se colocará una malla de $1\phi 3/8''$ espaciado a una distancia de 20.

10.2 Diseño por corte

Se procederá a verificar el corte usando una sección de $b=100\text{cm}$ y $d=17\text{cm}$:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} * b_w * d = 11.09 \text{ ton}$$

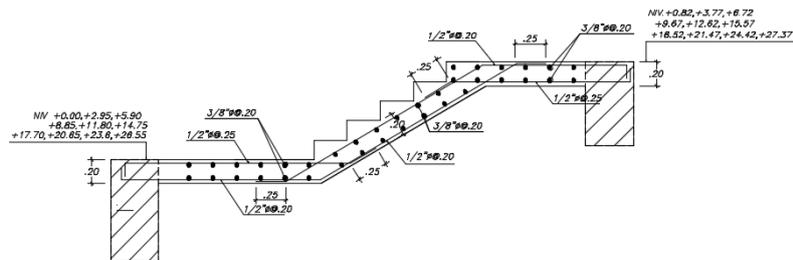
Comparando con el cortante último obtenido del análisis para ambos tramos:

$$\text{Tramo IMPAR: } V_u = 3.39 \text{ ton}$$

Tramo PAR: $V_u = 3.12$ ton

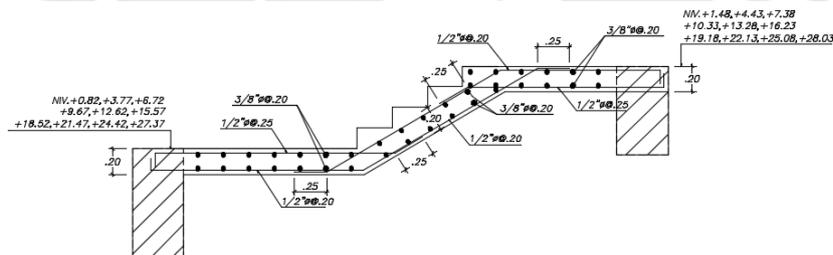
Por tanto, no se requiere estribos, debido a que la resistencia de concreto es suficiente para soportar la carga solicitada V_u .

10.3 Diseño final de la escalera



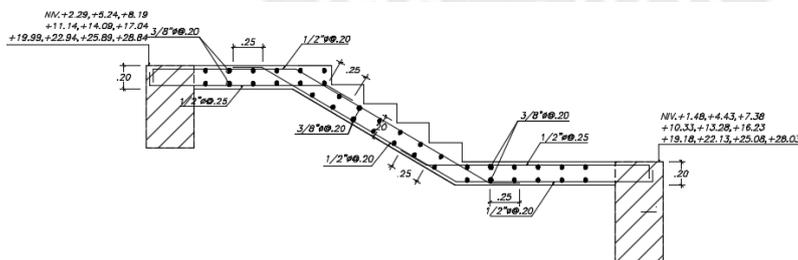
$1^{\circ}, 5', 9', 13', 17', 21', 25', 29', 33'$ y $37'$ TRAMO

Figura 78. Elevación de tramo 1 de escalera en estudio



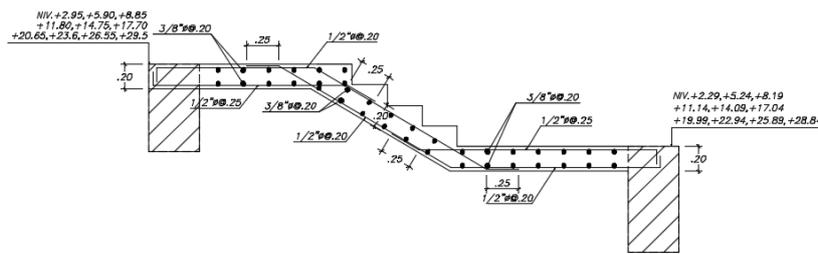
$2^{\circ}, 6', 10', 14', 18', 22', 26', 30', 34'$ y $38'$ TRAMO

Figura 79. Elevación de tramo 2 de escalera en estudio



$3^{\circ}, 7', 11', 15', 19', 23', 27', 31', 35'$ y $39'$ TRAMO

Figura 80. Elevación de tramo 3 de escalera en estudio



4'.8";12';16'.20'.24'.28'.32'.36'y40' TRAMO

Figura 81. Elevación de tramo 4 de escalera en estudio

11 CAPÍTULO 11: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

11.1 Conclusiones

- En la etapa de estructuración y predimensionamiento, por un lado, se buscó colocar una distribución estratégica de las placas con el fin de tener el centro de rigidez (CR) lo más cercano posible al centro de masa (CM). De esta manera, se buscó prevenir posibles problemas de torsión, los cuales, efectivamente, fueron verificados en el inciso 3.5.1 (Irregularidades en Planta. Por otro lado, el dimensionamiento, realizado en elementos que se rigen solo bajo cargas de gravedad como losas macizas y aligeradas, fue verificado en la etapa de diseño. No fue necesario utilizar valores grandes de cuantía, por lo que se estuvo lejos de alcanzar el acero máximo y, en consecuencia, de necesitar aumentar la dimensión de las losas.
- La Norma E.030 Diseño Sismorresistente establece demandas de rigidez dependiendo del material de construcción de las edificaciones. Dichas demandas de rigidez son controladas mediante la imposición de una deriva máxima. En el capítulo 3, correspondiente al análisis sísmico de la edificación en estudio, se verificó que todas las derivas no sobrepasan el límite establecido de 0.007 para estructuras de concreto armado. Por lo tanto, se puede concluir que la rigidez suministrada a la edificación es la adecuada.

- En el capítulo correspondiente al análisis sísmico de la presente edificación, se obtuvo que los periodos fundamentales para las direcciones X e Y fueron 0.644s y 0.787s respectivamente, lo cual es coherente con la rigidez que se tiene en cada dirección. El edificio es más rígido en la dirección X debido a la presencia de placas de gran longitud y, por lo tanto, es adecuado que posea un menor periodo. Asimismo, las derivas máximas para las direcciones X e Y fueron 0.38% y 0.46% respectivamente. De igual manera, se vuelve a apreciar la congruencia con la rigidez. Debido a que en la dirección X se posee más rigidez, es lógico que se tengan menores desplazamientos de entrepiso, menores desplazamientos relativos de entrepiso y, por consiguiente, menores derivas.
- Es preciso realizar la verificación del coeficiente de reducción “R” asumido. Se asumió un $R=6$, el cual corresponde a edificaciones de muros estructurales. La norma E.030 especifica que para que una edificación sea considerada de muros estructurales se debe verificar que las placas toman más del 80% de la cortante. En el inciso 3.9 se verificó que el porcentaje de fuerza cortante en las direcciones X e Y son 92.1% y 94.7% respectivamente y que, por ende, el R asumido al inicio es correcto.
- En el inciso 4.2 se realiza el análisis de la edificación en estudio y se logra apreciar la disminución de desplazamientos cuando se considera el proceso constructivo. Sin embargo, no se aprecia la corrección de diagramas de momentos flectores (DMF) en los pisos superiores, mencionados en 4.2.1.2. Esto puede haber ocurrido, debido a que las dos condiciones, disminución de desplazamientos y corrección de DMF, cumplen para edificaciones calificadas como altas, es decir, de más de 10 niveles.

En el presente caso, se cuenta exactamente con 10 niveles, lo cual quizás sea la causa por la que no se presentan los DMF distorsionados.

- Se eligió el método de Hardy Cross para demostrar de forma manual los efectos que genera considerar los procesos constructivos en el edificio en estudio. Es notorio que los valores hallados no son exactamente iguales al calculado de manera automática con el software ETABS 2016. Sin embargo, el margen de error estaba dentro del rango de 1%-50%, por lo que es aceptable, ya que puede que el cálculo no sea tan exacto como el del software mencionado. Cabe recalcar que, para el procedimiento de Hardy Cross se consideraron los efectos de la sección de las vigas y columnas, por lo que no se consideró $EA=\infty$. Por ello, además de los efectos debido a la carga distribuida también se consideró efectos por deformación axial.
- Con respecto a las losas, no se consideró alternancia de cargas, por lo que solo se diseñó bajo efectos de cargas de gravedad. Siguiendo las recomendaciones brindadas por el libro de Apuntes de Concreto Armado, se utilizaron varillas de 1/2" y 3/8" y estas fueron asignadas con criterio, debido a que la idea es optimizar en cuanto a practicidad y economía.
- Debido a que se carece de sótanos, todas las vigas soportan carga de sismo y las que soportan una mayor cantidad de momento se encuentran en la dirección XX, debido a que en esa dirección las placas son más largas. Por lo tanto, se llevan mayor magnitud de momento de sismo, lo que origina que las vigas que estén unidas a esas placas estén más cargadas. En cuanto al diseño por corte, el diseño por capacidad predominó, por lo que se respetó lo establecido por la norma E.060 en el capítulo 21 en cuanto al espaciamiento que debe tener el refuerzo transversal.

- Con respecto a las columnas, fue necesario contar con gran densidad de acero en los primeros niveles, ya que las columnas C-3 y C-4 fueron las que más carga axial se llevaron. Sin embargo, se fueron reduciendo los diámetros de las varillas en intervalos de pisos, cumpliendo con la cuantía mínima solicitada por la norma E.060 de Concreto Armado. En cuanto a las placas, para todas se consideró reducción de la cantidad de acero en los núcleos en los niveles superiores, debido a que las zonas más críticas de una placa son los primeros niveles. Cabe recalcar que, para la placa P1 se hizo una reducción de núcleo, porque esta carga más fuerza cortante que momento flector. Por lo tanto, no fue necesario considerar un núcleo constante para todos los niveles.

- Si bien es cierto la presente edificación no cuenta con sótanos, esta sí presenta una buena capacidad portante (4 Kg/cm^2). Ya que, está ubicada en el distrito de San Isidro y es calificado como un suelo S1. Para la cimentación de la edificación en estudio se utilizaron zapatas combinadas y zapatas conectadas. Al tratarse de una edificación de diez niveles, los momentos en la base son bastante elevados. En virtud de ello, si se quisieran utilizar zapatas aisladas, estas serían de dimensiones muy grandes. Además, cabe mencionar que las vigas de cimentación cumplen un rol importante en el correcto funcionamiento de las zapatas conectadas, ya que dichos elementos ayudan a controlar los grandes momentos de volteo que poseen los muros perimetrales. También, resultan de gran ayuda en cimentaciones excéntricas.

11.2 Recomendaciones

- Existen distintos programas de computación para el análisis y diseño de edificaciones. En la presente tesis, se elaboraron y utilizaron modelos en los programas ETABS 2016 y en SAFE 2016 tanto para el análisis de la edificación como para la cimentación respectivamente. Sin embargo, es importante acompañar el uso de estos softwares con el adecuado criterio para poder discernir si los resultados de los modelos son coherentes o no, y de esta manera, poder realizar un adecuado diseño.
- Es importante respetar el diseño de arquitectura. En la realidad, el Ingeniero Estructural debe brindar apoyo y mostrar observaciones para el arquitecto, pero esto es siempre respetando el diseño inicial del segundo. Para la presente tesis se tenía la libertad de diseñar la arquitectura para que esta logre calzar con el diseño en estructuras. No obstante, se buscó modificar lo menos posible la arquitectura inicial.
- Es recomendable el uso de elementos de concreto pretensado, ya que son varios los beneficios de emplear ese tipo de elementos. En primer lugar, estos elementos cuentan con un esfuerzo de compresión interna (producto del pretensado) que se encargan de contrarrestar los esfuerzos de tracción a los que pueda estar sometido el elemento en cuestión. En segundo lugar, el uso de elementos pretensados agiliza la construcción, lo cual se refleja en un ahorro de tiempo y dinero para los proyectos. Finalmente, el pretensado elimina el agrietamiento en el concreto y, en consecuencia, la corrosión en el acero pasaría a ser poco probable.
- Es común no considerar el proceso constructivo de una edificación; es decir, no se suele considerar que la edificación se construye gradualmente por etapas. La

intención del inciso 4.2.2 es demostrar que sí existe variación en los DFC y DMF de los elementos estructurales al considerar un análisis secuencial y que, de no considerarse, puede ser causante de fallas (dúctiles o frágiles). Si bien es cierto que la diferencia para el caso desarrollado no es muy notoria, existen otros casos, como puentes y edificaciones muy altas, en los que realizar un análisis de este tipo es imprescindible.

- Se debe mostrar un plano estructural a detalle con el fin de que este pueda ser ejecutado de manera tanto rápida como práctica y se logre garantizar una construcción eficaz.

12 CAPÍTULO 12: BIBLIOGRAFÍA

BLANCO BLASCO, Antonio. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado*, 2da. ed., Colegio de Ingenieros del Perú, Lima.

OTTAZZI PASINO, Gianfranco. (2017). *Apuntes del curso: Concreto Armado 1*, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.

HARMSSEN, Teodoro E. (2005). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*, Cuarta Edición.

MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones*, El Peruano, Lima.

BAZAN Enrique, Meli Roberto. (2003). *Diseño Sísmico de Edificio*, Sexta Edición.

INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ (2010). *Zonificación sísmico-geotécnica para siete distritos de Lima Metropolitana*.

MUÑOZ PELÁEZ, J.A, (2017).Apuntes del curso: Ingeniería Antisísmica. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.

OTTE GROUP. (2017). *Defining Sequential Construction Analysis for Buildings in ETABS 2016 and SAP2000 V19*. Singapur.

SAN BARTOLOMÉ, Ángel. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima: Fondo editorial PUCP.

TABASSUM, Shirhatti. (2015). *The Effects of P-Delta and Construction Sequential Analysis of RCC and Steel Building with Respect to Linear Static Analysis*. Darwhad: International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET).

BENTLEY INSTITUTE (2018). *Construction Sequence, Creep, and Shrinkage Analysis of Concrete Buildings*. Exton.

