

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 7 PISOS EN
CUSCO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Ricardo Henry Poma Balbin

Felix Jesus Torpoco Beltran

ASESOR:

Diego Villagómez Molero


Lima, agosto, 2025

Informe de Similitud

Yo, **Diego Villagómez Molero**, docente de la **Facultad de Ciencias e Ingeniería** de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulada: **Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 7 pisos en Cusco** de los autores **Felix Jesus Torpoco Beltran, Ricardo Henry Poma Balbin** dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 21%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 03/11/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

San Miguel, Lima, lunes 03 de noviembre.

Apellidos y nombres del asesor: Villagómez Molero, Diego	
DNI: 40746149	Firma: 
ORCID: https://orcid.org/0000-0002-5439-5058	

RESUMEN

El objetivo de la tesis es presentar el diseño de estructura de una edificación de 7 niveles asignado al espacio multifamiliar. La propiedad tiene una superficie total de 611.99m^2 y un superficie techada de 389.18m^2 por nivel. El proyecto consta de tres tiendas, un gimnasio, además de un área común en el primer nivel; por otro lado, en los niveles típicos presentan 4 departamentos multifamiliares por piso. La estructura solo colinda con una edificación en el eje 7, en el eje 1 y A con calles y en el eje G con un callejón. La estructuración inicial del edificio se desarrolló de acuerdo con los criterios señalados en el presente documento con el fin de garantizar que el edificio tenga un buen funcionamiento, seguido del predimensionamiento de los elementos.

La estructura fue analizada ante solicitudes sísmicas y de gravedad, asimismo debido a la arquitectura se considera inicialmente que la estructura va a presentar grandes esfuerzos por torsión por lo que se usó muros estructurales como principal sistema estructural. En el análisis sísmico se utilizó el programa ETABS en conjunto con la Norma E.030. Se dispuso de la Norma E.060, el cual aplica el concepto de Diseño por Resistencia, para diseñar dimensiones y cuantías de acero de todos los elementos de la estructura. La estructura presenta losas aligeradas, así como losas macizas; también existen vigas chatas debido a la presencia de tabiquerías; además en conjunto con columnas y placas, las vigas constituyen pórticos. En la cimentación se usaron tres tipos de zapatas: aisladas, combinadas y conectadas. Los elementos estructurales se diseñaron utilizando las cargas máximas obtenidas con el software ETABS en su conjunto con la norma E.020, mientras que las cimentaciones se diseñaron utilizando los datos de esfuerzo del modelo elaborado en el programa SAFE. Se presentarán de forma detallada los pasos del desarrollo de los modelos en cada programa. Y de acuerdo a los diseños últimos se presentarán los planos detallados de arquitectura y estructura de los elementos correspondientes.

Cabe resaltar que se realizaron las comprobaciones necesarias para utilizar los datos de los programas en conjunto con las normas y cálculos manuales.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1 Descripción del proyecto	1
1.2 Objetivos del proyecto	3
1.2.1 Objetivos específicos:	3
1.3 Normativa aplicada	3
1.4 Características de materiales	4
1.5 Aspectos generales del diseño por resistencia	4
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	6
2.1 Criterios de estructuración	6
2.2 Descripción de la estructuración	7
2.3 Predimensionamiento de las losas macizas	8
2.4 Predimensionamiento de las losas aligeradas	9
2.5 Predimensionamiento de las vigas	9
2.6 Predimensionamiento de las columnas	10
2.7 Predimensionamiento de las placas	10
CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD	12
3.1 Cargas y pesos unitarios	12
3.2 Metrado de cargas en losas aligeradas	12
3.3 Metrado de cargas en losa maciza	13
3.4 Metrado de cargas en vigas	13
3.5 Metrado de cargas en columnas	14

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO	16
4.1 Definición de los parámetros sísmicos	16
4.1.1 Factor de zona (Z).....	16
4.1.2 Factor del suelo (S)	16
4.1.3 Factor de amplificación sísmica (C)	16
4.1.4 Categoría de la edificación y factor de uso (U)	17
4.1.5 Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R _o).....	17
4.2 Análisis modal	17
4.2.1 Peso sísmico.....	20
4.3 Análisis sísmico	21
4.3.1 Irregularidades	21
4.3.2 Parámetros sísmicos.....	23
4.3.3 Análisis estático	24
4.3.4 Análisis dinámico modal espectral	26
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	31
5.1 Procedimiento de diseño	31
5.1.1 Diseño por flexión.....	31
5.1.2 Verificación por corte	33
5.1.3 Ensanche por cortante	33
5.1.4 Corte de refuerzo.....	34
5.1.5 Control de deflexiones	34

5.2 Ejemplo de diseño de losa aligerada.....	35
5.3 Ejemplo de diseño de losa maciza	38
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS	41
6.1 Procedimiento de diseño	41
6.1.1 Diseño por flexión.....	41
6.1.2 Diseño por corte.....	41
6.1.3 Consideraciones sísmicas.....	42
6.1.4 Corte de acero	44
6.1.5 Control de deflexiones	44
6.1.6 Control de fisuración.....	45
6.2 Ejemplo de diseño.....	46
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS	55
7.1 Características estructurales.....	55
7.2 Procedimiento de diseño	55
7.2.1 Diseño por flexo-compresión.....	55
7.2.2 Diseño por cortante	56
7.2.3 Consideraciones sísmicas.....	56
7.3 Ejemplo de diseño.....	57
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS	63
8.1 Procedimiento de diseño	63
8.1.1 Diseño por flexo-compresión.....	63

8.1.2 Diseño por cortante	64
8.2 Ejemplo de diseño.....	65
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	74
9.1 Procedimiento de diseño	74
9.1.1 Dimensionamiento por esfuerzos sobre el terreno.....	74
9.1.2 Diseño por cortante y punzonamiento	75
9.1.3 Diseño por flexión.....	77
9.2 Ejemplo de diseño.....	77
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ESCALERAS.....	89
10.1 Predimensionamiento.....	89
10.2 Metrado de carga.....	90
10.3 Cálculo de reacciones y momento	91
10.4 Verificación por cortes.....	91
10.5 Cálculo de acero por momento	92
10.5.1 Acero longitudinal A_s (+).....	92
10.5.2 Acero longitudinal bastones A_s (-)	92
10.5.3 Acero por contracción y temperatura (A_s ct).....	93
CAPÍTULO 11: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	94
CAPÍTULO 12: BIBLIOGRAFÍA	97
CAPÍTULO 13: ANEXOS	98

Índice de Tablas

Tabla 1-1 Factores de reducción	5
Tabla 2-1 Espesor de losa maciza en dos direcciones	8
Tabla 2-2 Espesor de la losa aligerada más crítica	9
Tabla 2-3 Dimensiones de la viga de pórtico más crítica	9
Tabla 2-4 Dimensiones de las columnas exteriores	10
Tabla 2-5 Dimensiones de las columnas interiores.....	10
Tabla 3-1 Peso unitario de materiales	12
Tabla 3-2 Peso propio de un aligerado típico según la Norma E.020.....	12
Tabla 3-3 Metrado de la vigueta de la losa aligerada	13
Tabla 3-4 Metrado de viga del eje A	14
Tabla 4-1 Factores de suelo extraído de la Norma E.030	16
Tabla 4-2 Periodos T_p y T_l extraídos de la Norma E.030	16
Tabla 4-3 Resultados del análisis modal de traslación pura en la dirección X.....	19
Tabla 4-4 Resultados del análisis modal de traslación pura en la dirección Y	19
Tabla 4-5 Resultados del análisis modal con tres grados de libertad	20
Tabla 4-6 Resultados del peso sísmico del edificio	21
Tabla 4-7 Factores sísmicos en la dirección X	24
Tabla 4-8 Factores sísmicos en la dirección Y	24
Tabla 4-9 Factores de irregularidades y de reducción	24
Tabla 4-10 Distribución de cargas	25
Tabla 4-11 Distribución de fuerzas en cada nivel en la dirección X	25
Tabla 4-12 Distribución de fuerzas en cada nivel en la dirección Y	25
Tabla 4-13 Fuerzas cortantes basales en la dirección X e Y.....	25
Tabla 4-14 Fuerza cortante basal de placas por sismo X.....	26
Tabla 4-15 Fuerza cortante basal de placas por sismo Y.....	26

Tabla 4-16 Análisis de irregularidad de esquina entrante.....	27
Tabla 4-17 Análisis dinámico de irregularidad torsional en la dirección X con excentricidad en y+	27
Tabla 4-18 Análisis dinámico de irregularidad torsional en la dirección Y con excentricidad en x-	28
Tabla 4-19 Análisis dinámico de irregularidad de piso blando en la dirección X.....	28
Tabla 4-20 Análisis dinámico de irregularidad de piso blando en la dirección Y.....	28
Tabla 4-21 Derivas máximas del edificio en la dirección X ante cargas del análisis dinámico	29
Tabla 4-22 Derivas máximas del edificio en la dirección Y ante cargas del análisis dinámico	29
Tabla 4-23 Factores de amplificación de cortantes basales	30
Tabla 5-1 Espesores mínimos para deflexiones en losas	34
Tabla 5-2 Diseño de losa aligerada para momento positivo	37
Tabla 5-3 Diseño de losa aligerada para momento negativo	37
Tabla 5-4 Diseño de losa maciza para momento positivo	39
Tabla 5-5 Diseño de losa maciza para momento negativo	39
Tabla 6-1 Factor ξ para cargas sostenidas en función del tiempo	45
Tabla 6-2 Deflexiones límites admisibles (Norma E.060).....	45
Tabla 6-3 Diseño de la viga V-01	48
Tabla 6-4 Resumen de verificación por capacidad del quinto tramo de la viga V-01.....	50
Tabla 6-5 Resumen del diseño por corte de la viga V-01	51
Tabla 6-6 Resumen de resultados en el control de deflexiones de la viga V-01	52
Tabla 7-1 Cargas de la columna C-1 entre ejes C y 1 del primer y segundo piso	57
Tabla 7-2 Combinaciones de carga para el sismo en Y en el 1° y 2° piso	58

Tabla 7-3 Combinaciones de carga para el sismo en X en el 1° y 2° piso	58
Tabla 7-4 Resumen del diseño por corte de la columna C-1 entre ejes C y 1	61
Tabla 7-5 Longitud y espaciamiento de confinamiento de la columna C-1 entre ejes C y 1 ..	62
Tabla 8-1 Metrado de cargas de la placa PE-1	66
Tabla 8-2 Combinaciones de cargas para el sismo en X de la placa PE-1	66
Tabla 8-3 Combinaciones de cargas para el sismo en Y de la placa PE-1	66
Tabla 8-4 Cortante última para sismo en Y (Placa PE-1, Tramo 1)	67
Tabla 8-5 Cuantías mínimas horizontal y vertical (Placa PE-1, Tramo 1)	68
Tabla 8-6 Cortante última para sismo en X (Placa PE-1, Tramo 2)	68
Tabla 8-7 Cuantías mínimas horizontal y vertical (Placa PE-1, Tramo 2)	69
Tabla 8-8 Alturas para el diseño por capacidad (Placa PE-1, Tramo 1).....	69
Tabla 8-9 Cuantía horizontal y vertical por capacidad (Placa PE-1, tramo 1)	70
Tabla 8-10 Alturas para el diseño por capacidad (Placa PE-1, Tramo 2).....	70
Tabla 8-11 Resumen de cálculo de la cuantía horizontal (placa PE-1, tramo 2).....	70
Tabla 8-12 Cuantía horizontal y vertical por capacidad (Placa PE-1, tramo 2)	71
Tabla 8-13 Separaciones de estribo en el núcleo (Placa PE-1).....	71
Tabla 8-14 Valores para la longitud del núcleo en la dirección X (Placa PE-1)	72
Tabla 8-15 Resumen de los valores de eje neutro en la dirección X (Placa PE-1).....	72
Tabla 8-16 Resumen de los valores de eje neutro en la dirección Y (Placa PE-1).....	72
Tabla 8-17 Valores para la longitud del núcleo en la dirección Y (Placa PE-1)	72
Tabla 9-1 Cargas de gravedad y de sismo de zapata aislada eje A-3	77
Tabla 9-2 Esfuerzos sobre la zapata ante cargas de gravedad y sismo en la dirección X e Y.	79
Tabla 9-3 Esfuerzos últimos calculados de la zapata aislada eje A-3.....	80
Tabla 9-4 Resultante de las cargas de gravedad y sismo en la zapata combinada.....	82
Tabla 9-5 Esfuerzos en la zapata combinada por cargas de gravedad – calculados	82

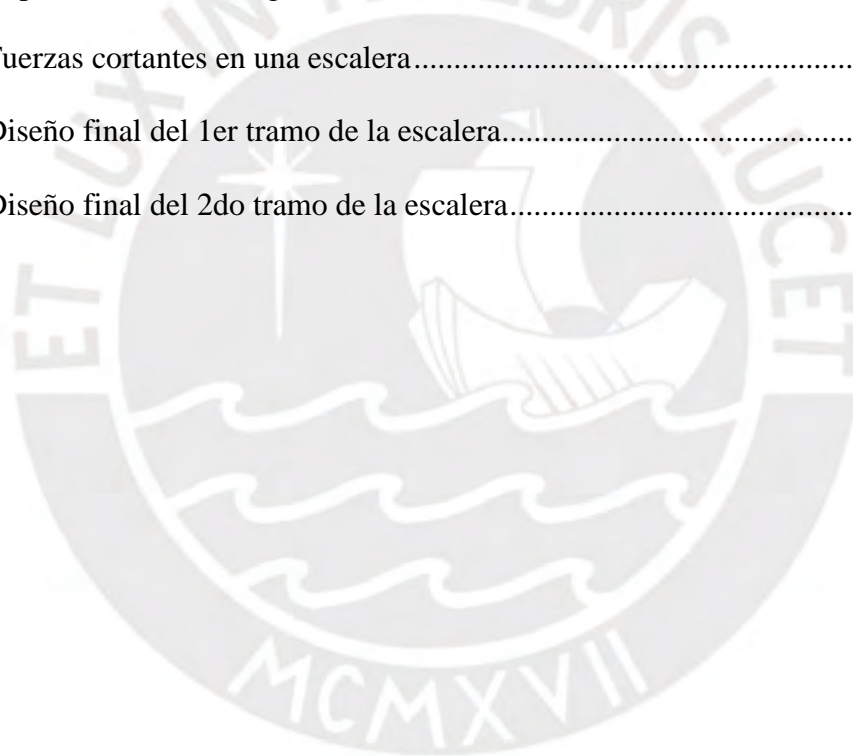
Índice de Figuras

Figura 1.1 Vista en planta del primer piso	2
Figura 1.2 Vista en planta del piso típico	2
Figura 2.1 Planta típica con los predimensionamientos resultantes	11
Figura 3.1 Sección de la losa aligerada analizada.....	12
Figura 3.2 Sección de la losa maciza analizada.....	13
Figura 3.3 Sección de la viga analizada.....	13
Figura 3.4 Sección de la columna analizada.....	14
Figura 4.1 Vista en planta del modelamiento en el programa ETABS.....	18
Figura 4.2 Vista en 3D del modelamiento en el programa ETABS.....	18
Figura 4.3 Vista de la deformación del edificio ante el periodo fundamental en la dirección X	19
Figura 4.4 Vista de la deformación del edificio ante el periodo fundamental en la dirección Y	20
Figura 4.5 Espectrograma obtenido según la Norma E.030	27
Figura 5.1 Sección rectangular. Deformaciones y fuerzas internas en la falla, (Ottazzi,2016)	32
Figura 5.2 Vista en planta de los ensanches corridos y alternados, (Ottazzi,2016).....	33
Figura 5.3 Gráfico para corte de acero, (Ottazzi, 2016)	34
Figura 5.4 Esquema de losa aligerada con cargas muertas	35
Figura 5.5 Esquema de losa aligerada con carga viva en todos los tramos	35
Figura 5.6 Envoltorio de momento flector M_u (t.m)	35
Figura 5.7 Envoltorio de fuerza cortante V_u (t).....	35
Figura 5.8 Planta con refuerzo de diseño de losa aligerada tramo eje G-C/2-3.....	38
Figura 5.9 Sección de losa aligerada.....	38

Figura 5.10 Vista general en planta del modelo de la losa maciza	38
Figura 5.11 Diagrama de momento flector (t.m/m) a) eje X-X y b) eje Y-Y	39
Figura 5.12 Diagrama de fuerza cortante (t) a) eje X-X y b) eje Y-Y.....	39
Figura 5.13 Planta con refuerzo de diseño de la losa maciza eje C'-E/4-6	40
Figura 6.1 Requerimientos para vigas en flexión (Higashi, 2020)	43
Figura 6.2 Requerimientos de estribos en vigas (Higashi, 2020)	43
Figura 6.3 Esquema de la viga V-01 con cargas muertas	46
Figura 6.4 Esquema de la viga V-01 con cargas vivas	46
Figura 6.5 Diagramas de momento flector de carga muerta, viva y sismo (t.m).....	47
Figura 6.6 Diagramas de fuerza cortante de carga muerta, viva y sismo (t).....	47
Figura 6.7 Envoltorio de momento flector M_u (t.m)	47
Figura 6.8 Envoltorio de fuerza cortante V_u (t).....	47
Figura 6.9 Representación de la viga isostática	50
Figura 6.10 Diseño final de la viga V-01	54
Figura 7.1 Diagrama de interacción para una columna con estribos [Fuente: Apuntes del curso Concreto Armado 1 (Ottazzi, 2016)]	55
Figura 7.2 Sistema de ejes de la columna C-1 entre ejes C y 1	57
Figura 7.3 Esquema de cuantía de acero.....	59
Figura 7.4 Diagrama de interacción de diseño para momento en X en el primer piso	59
Figura 7.5 Diagrama de interacción de diseño para momento en Y en el primer piso	59
Figura 7.6 Diagrama de interacción de diseño para momento en X en el segundo piso	60
Figura 7.7 Diagrama de interacción de diseño para momento en Y en el segundo piso	60
Figura 7.8 Diagrama de interacción nominal del 2do piso para el sismo en Y	61
Figura 7.9 Diseño final de la columna C-1 entre ejes C y 1 para el primer y segundo piso....	62
Figura 8.1 Acero de refuerzo en la placa PE-1 en el 1° y 2° piso.....	66

Figura 8.2 Diagrama de interacción para momento en Y de la placa PE-1	67
Figura 8.3 Diagrama de interacción para momento en X de la placa PE-1	67
Figura 8.4 Diagrama de momentos nominales en X placa PE-1	69
Figura 8.5 Diagrama de momentos nominales en Y Placa PE-1	70
Figura 8.6 Eje neutro calculado en la dirección X positivo (Placa PE-1).....	71
Figura 8.7 Diseño final de la placa PE-1 en el 1° y 2° nivel	73
Figura 9.1 Sección típica de zapata con ejes de referencia.....	74
Figura 9.2 Esquema de una zapata para determinar la distribución de presiones.....	75
Figura 9.3 Distribución de presiones en el terreno de forma constante ante cargas excéntricas (Meyerhof)	75
Figura 9.4 Esquema de la sección crítica de corte	76
Figura 9.5 Esquema de la sección crítica de punzonamiento	77
Figura 9.6 Dimensiones de la zapata aislada eje A-3	78
Figura 9.7 Esfuerzos en la zapata en el eje A-3 por cargas de gravedad– en SAFE	78
Figura 9.8 Esfuerzos máximos en la zapata en el eje A-3 por cargas de gravedad y sismo – en SAFE.....	79
Figura 9.9 Diseño final de la zapata aislada en el eje A-3.....	81
Figura 9.10 Dimensiones de la zapata combinada eje 3-4/C-B	81
Figura 9.11 Esfuerzos en la zapata combinada por cargas de gravedad– en SAFE	82
Figura 9.12 Esfuerzos en la zapata combinada por cargas de gravedad y sismo– en SAFE...83	
Figura 9.13 Diagrama por fuerza cortante última en la dirección X	84
Figura 9.14 Diagrama por fuerza cortante última en la dirección Y	84
Figura 9.15 Área de acción de la fuerza de punzonamiento	85
Figura 9.16 Esfuerzos últimos máximos de la zapata combinada	85

Figura 9.17 Diagrama de momentos positivos por cargas últimas en la zapata combinada en eje Y.....	86
Figura 9.18 Diagrama de momentos positivos por cargas últimas en la zapata combinada en eje X.....	87
Figura 9.19 Diseño final de la zapata combinada eje 3-4/C-B	88
Figura 10.1 Longitud del tramo 1 de la escalera.....	89
Figura 10.2 Longitud del tramo 2 de la escalera.....	89
Figura 10.3 Espesor y altura media de la escalera.....	90
Figura 10.4 Representación de cargas últimas del tramo 1 de la escalera.....	91
Figura 10.5 Fuerzas cortantes en una escalera.....	91
Figura 10.6 Diseño final del 1er tramo de la escalera.....	93
Figura 10.7 Diseño final del 2do tramo de la escalera.....	93



CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Descripción del proyecto

Se va a elaborar un análisis y diseño de una edificación de 7 niveles y el uso será destinado a viviendas multifamiliares. La ubicación del proyecto es el distrito de Wanchaq, la provincia de Cusco, región de Cusco; asimismo, la zonificación del lugar es de tipo R5 (residencial de alta densidad). La configuración geométrica de la propiedad es de forma trapezoidal con una superficie de 611.99m^2 y la superficie techada es de 389.18m^2 por nivel dando un total de 2724.26m^2 . A una profundidad de -1.5m del terreno se presenta una capacidad de carga de 3.5kg/cm^2 con respecto a la fachada principal. La altura de entepiso del primer nivel es 3.20m y la altura típica de entepiso es 2.65m . El primer nivel del edificio consta de tres tiendas comerciales, un área destinada para gimnasio y un área común para múltiples actividades; asimismo, en el pasadizo de ingreso se encuentra la zona del ascensor y el acceso a la escalera. Además, se presentan 6 plantas típicas en donde se construirán 4 departamentos familiares por piso con los ambientes adecuados para su desarrollo, por ello, al ser plantas típicas habrá un total de 24 departamentos. A continuación, se mostrará los planos arquitectónicos del primer piso (Figura 1.1) y del nivel típico (Figura 1.2).

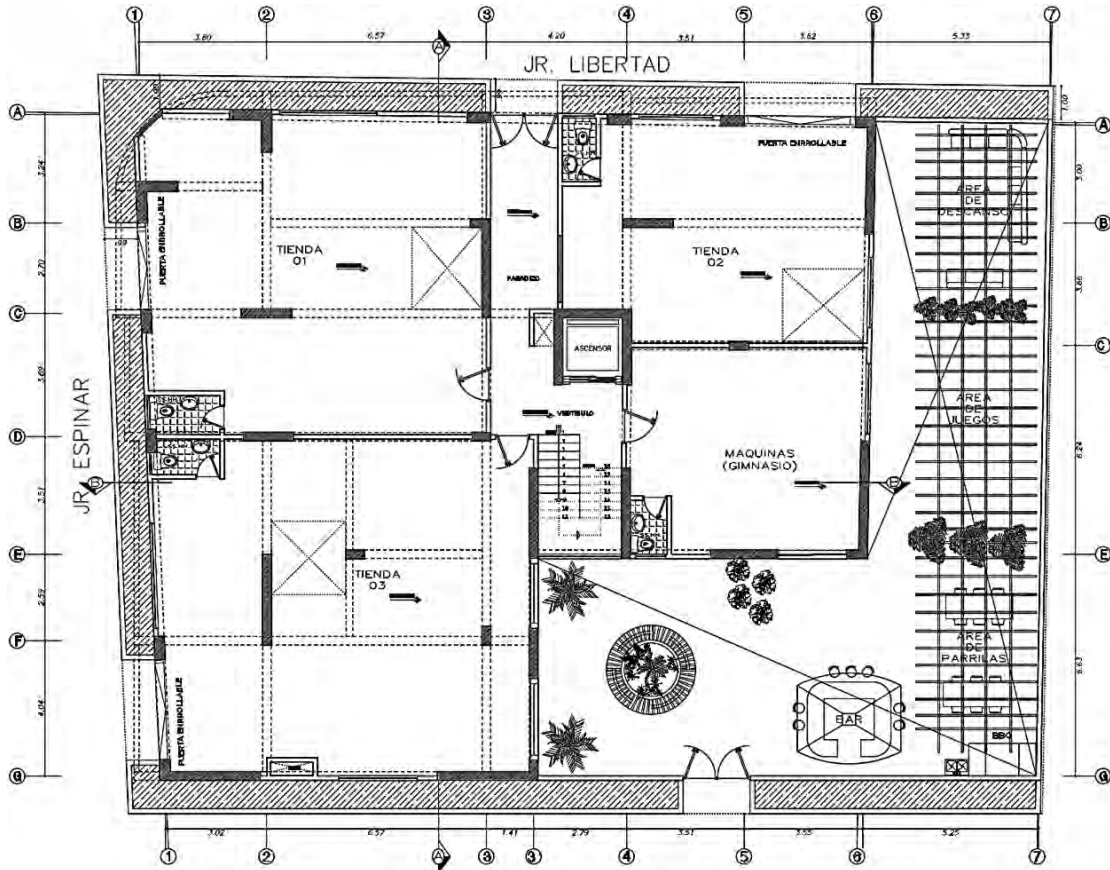


Figura 1.1 Vista en planta del primer piso

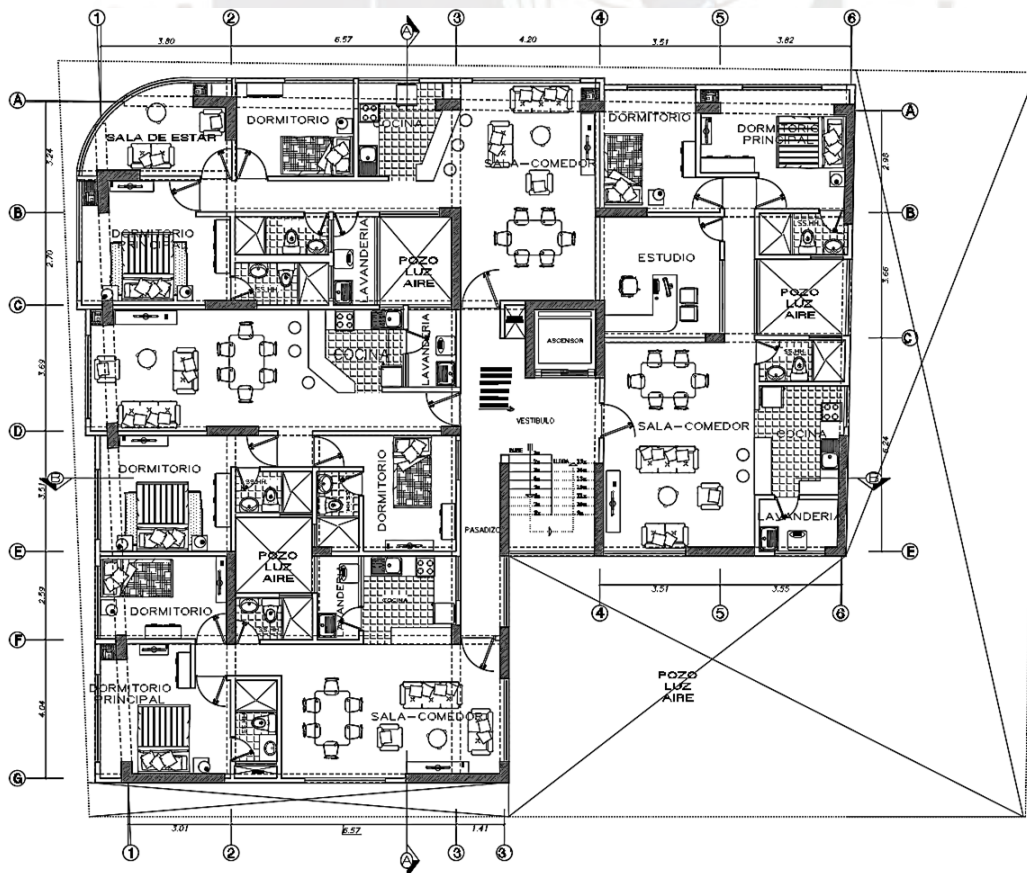


Figura 1.2 Vista en planta del piso típico

1.2 Objetivos del proyecto

La finalidad de esta tesis se evoca en elaborar el análisis y diseño de una estructura de concreto armado multifamiliar de 7 niveles cumpliendo las normativas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

1.2.1 Objetivos específicos:

- Desarrollar la estructuración del edificio y el predimensionamiento de sus elementos estructurales de acuerdo a la arquitectura propuesta.
- Metrar cargas del edificio de acuerdo a las solicitaciones y a continuación desarrollar su respectivo análisis ante sus cargas.
- Elaborar el análisis sismorresistente de la edificación verificando los requisitos de la norma peruana y asegurando la funcionalidad del edificio.
- Elaborar guías de los pasos y criterios que se usaron para elaborar los modelos en los programas de análisis estructural utilizados.
- Presentar planos detallados de arquitectura y estructura mostrando los elementos con los diseños finales.

1.3 Normativa aplicada

Los criterios del Código Nacional de Construcción (RNE) sirvieron de base para el estudio y diseño de este edificio. En este proyecto se aplicaron las normas:

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

Estas normas establecen criterios y requisitos en el diseño de las edificaciones y de esta manera se asegura la calidad de resistencia de la estructura y le proporciona un comportamiento sísmico adecuado. En primer lugar, las cargas de gravedad que se aplicarán sobre los elementos del

edificio según su uso y materiales empleados se especifican en la Norma E.020. Por otro lado, las directrices necesarias para que la construcción sea segura ante solicitaciones sísmicas se describen en la Norma E.030. Por último, la Norma E.060 fija los requisitos para el análisis y diseño de los elementos estructurales, en el cual se aplica combinaciones de las cargas obtenidas anteriormente para elaborar el diseño siguiendo el procedimiento del método por Resistencia.

1.4 Características de materiales

Las características principales de los materiales utilizados en el edificio son

- Concreto armado:

Resistencia nominal a la compresión: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $E = 217,371 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

- Acero de refuerzo (Norma ASTM A615):

Varillas de acero de grado 60.

Resistencia a la fluencia: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

1.5 Aspectos generales del diseño por resistencia

El procedimiento empleado en el diseño de los elementos es el Diseño por Resistencia el cual se emplea en la Norma E.060. El enfoque es de utilizar las resistencias nominales (R_n) de las secciones de los elementos, las cuales consisten en las capacidades máximas de resistencia de los elementos sometidos a cargas amplificadas. Además, existen factores de reducción que afectan las resistencias nominales y de esta forma se obtienen las resistencias de diseño (ΦR_n). Estas resistencias de diseño deberán ser mayores o iguales a las resistencias requeridas (R_u). Es decir, se cumple:

$$\Phi R_n \geq R_u$$

Los factores de reducción (Φ) son usados debido a que se consideran las diferentes resistencias de los elementos estructurales, en la Norma se valoran estas diferencias de acuerdo con las solicitaciones en la que se encuentran sometidas. A continuación, se presentan dichos factores:

Tabla 1-1 Factores de reducción

Solicitaciones	Φ
Flexión pura	0.9
Tracción y flexotracción	0.9
Cortante y torsión	0.85
Compresión y flexocompresión:	
• Elementos con espirales	0.75
• Elementos con estribos	0.7

La carga muerta, la carga viva y la carga sísmica son las cargas que se tienen en cuenta al determinar las resistencias necesarias.

Las combinaciones de carga última, que dependen del tipo de carga y de sus factores de amplificación asociados, dan como resultado las resistencias necesarias. Estas amplificaciones de la carga de servicio se usan debido a la incertidumbre de calcular las cargas a las que estará sometido la estructura. Por lo tanto, las combinaciones de cargas que se usaran son

$$\text{Última 1} = 1.4 \text{ Carga Muerta} + 1.7 \text{ Carga Viva} \quad (1.1)$$

$$\text{Última2} = 1.25 (\text{Carga Muerta} + \text{Carga Viva}) \pm \text{Carga Sismo} \quad (1.2)$$

$$\text{Última3} = 0.9 \text{ Carga Muerta} \pm \text{Carga Sismo} \quad (1.3)$$

CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 Criterios de estructuración

Debido a la arquitectura de la estructura, se han establecido los siguientes requisitos estructurales para garantizar que la estructura responda de manera estable a las cargas necesarias y que las fuerzas se distribuyan correctamente. Estos criterios se basaron en el libro del ingeniero Blanco (1994).

a) Simplicidad y simetría

La simplicidad de la estructura ayuda a predecir, de forma más acertada, el comportamiento del edificio ante cargas sísmicas. Asimismo, es más sencillo poder modelar las estructuras simples y de esta forma obtener resultados con menos errores.

La simetría en ambas direcciones permite que el edificio no sufra ante efectos de torsiones, ya que su centro de masa y rigidez coinciden. Los efectos de torsiones ejercen esfuerzos adicionales a la estructura ocasionando daños, por ello se deben reducir al mínimo.

El edificio de este proyecto no presenta simetría debido a su arquitectura; sin embargo, se ha buscado disminuir los efectos de torsión existentes.

b) Resistencia y ductilidad

La resistencia que se concede a la estructura debe desarrollarse en dos direcciones ortogonales estableciendo trayectorias continuas que permitan que las cargas se transfieran de forma correcta. Del mismo modo, se debe asegurar que la estructura trabaje en forma conjunta y que cada uno de sus elementos sean estables.

La resistencia del edificio que se da por el diseño sismorresistente es menor a la máxima que se produce ante un evento sísmico, ya que por lo general se produce durante un periodo corto, sin embargo, la falta de resistencia se complementa otorgándole una ductilidad adecuada y de esta forma controlando el comportamiento de la estructura.

Además, se busca diseñar los elementos estructurales que desarrollen fallas dúctiles; aquello se logra estableciendo una mayor resistencia ante esfuerzos de corte. Asimismo, se deben diseñar las conexiones entre los elementos para que permitan que en conjunto se desarrolle la ductilidad deseada.

c) Hiperestaticidad y monolitismo

El objetivo es el funcionamiento hiperestático de la estructura, debido a que permite que en los elementos se formen rótulas plásticas y de esta forma se disipen las energías sísmicas de forma correcta. Como resultado en la estructura, se establece una mayor seguridad, pues aumenta su capacidad resistente.

d) Uniformidad y continuidad de la estructura

La construcción no debe tener ningún componente que altere bruscamente su rigidez, sino que debe ser continua tanto horizontal como verticalmente.

e) Rigidez lateral

Se otorgará a la construcción elementos que ofrezcan una gran rigidez ante cargas horizontales en ambas direcciones. Esto permitirá que los desplazamientos no sean significativos y disminuyan los daños en los elementos. La rigidez lateral de la estructura se incrementa con elementos rígidos como los muros de corte.

f) Pisos que permiten que la estructura se comporte como una unidad

Se toma en consideración de la existencia de una losa rígida hipotética en cada planta del edificio permitiendo que se distribuyan esfuerzos entre las columnas y muros de corte según rígido sea cada uno. Además, permite que las deformaciones laterales sean las mismas en cada elemento.

2.2 Descripción de la estructuración

El edificio cuenta con irregularidad en planta y se encuentra ubicado en una esquina, estos aspectos relevantes se han tomado en consideración para poder estructurar el edificio. En

primer lugar, se requiere implementar el sistema de la estructura de muros de corte, pues se considera que las placas aportarían mayor resistencia ante cargas sísmicas. Se planteó ubicar las placas principales en el eje 6 en la dirección Y-Y y en el eje G en la dirección X-X son ejes del borde; asimismo, se ubicaron en las zonas del ascensor y de escaleras. Además, en la esquina en donde colindan las avenidas se ubicaron placas en L para poder resistir los grandes esfuerzos que se presentan en estos tipos de edificios; igualmente, se colocarán placas en los bordes de la estructura para dar mayor rigidez ante torsiones. Por otro lado, se crearon sistemas de pórticos en ambas direcciones con vigas apoyadas sobre columnas y/o placas, las columnas son rectangulares y se ubicaron en la dirección en la que aporten mayor rigidez; en adición, las vigas serán peraltadas aportando rigidez a los pórticos. Se consideran vigas chatas en los bordes de los pozos de luz, de esta forma se pueden apoyar las viguetas de las losas y no alterar la arquitectura del techo. El sistema de losas es de aligerado, con excepción de la zona entre los ejes C-E' y 4-6 y en los voladizos en donde se emplearán losas macizas.

2.3 Predimensionamiento de las losas macizas

Como se mencionó en el párrafo anterior, en esta estructura se utilizan losas macizas en donde se emplean las siguientes ecuaciones, en función de la luz máxima libre y el perímetro del elemento, para poder predimensionar el espesor (e):

$$e \geq \frac{\text{Luz máxima}}{30} \quad (\text{para losas en una dirección}) \quad (2.1)$$

$$e \geq \frac{\text{Luz máxima}}{40} \quad (\text{para losas en dos direcciones}) \quad (2.2)$$

$$e \geq \frac{\text{Perímetro}}{180} \quad (2.3)$$

De donde se obtiene lo siguiente:

Tabla 2-1 Espesor de losa maciza en dos direcciones

Ejes	Luz máxima (m)	Perímetro (m)	Espesor (m)	
			L/40	Perim. /180
C'-E/4-6	6.93	25.76	0.17	0.14

Se plantea usar losas macizas de 20 cm de espesor debido al resultado obtenido.

2.4 Predimensionamiento de las losas aligeradas

En los paños que se usan losas aligeradas convencionales se utiliza la siguiente ecuación, basándose en la menor luz libre del elemento, se dimensiona el espesor (e):

$$e \geq \frac{\text{Luz libre menor}}{25} \quad (2.4)$$

Y de acuerdo con esa expresión se analiza las losas con mayor luz.

Tabla 2-2 Espesor de la losa aligerada más crítica

Ejes	Luz (m)	L/25 [peralte (m)]
A-C/3-4	3.95	0.16

A partir de la Tabla 2-2 el peralte que se puede utilizar es de 17 cm; sin embargo, para tener mejor espacio en el recorrido de las tuberías, así como reducir las vibraciones y ruidos se escoge el peralte de 20 cm.

2.5 Predimensionamiento de las vigas

Las vigas que forman pórticos, de forma de prediseño, se usa la siguiente ecuación:

$$\text{Peralte} = \frac{\text{Luz libre}}{12} \quad (2.5)$$

Por otro lado, en vigas simplemente apoyadas, se puede usar la siguiente ecuación:

$$\text{Peralte} = \frac{\text{Luz libre}}{10} \quad (2.6)$$

Para el ancho de las vigas se dimensionó de acuerdo con la arquitectura y se escogió de 25 cm; dimensión que concuerda con el ancho mínimo según la Norma Peruana de Concreto Armado.

A partir de las consideraciones antes mencionadas, se obtuvieron el siguiente resultado:

Tabla 2-3 Dimensiones de la viga de pórtico más crítica

	Viga de pórtico			
	Luz libre máx.	Ancho	Ln/12	Peralte escogido
V-13	6.31	0.25	0.53	0.55

Para las vigas de pórticos se pueden uniformizar el peralte de todas las vigas a 0.55m al ser una vivienda multifamiliar. Cabe mencionar que el ancho de las vigas de borde se ha aumentado a

0.30 m con el fin de proporcionar a la estructura una mayor rigidez lateral frente a los efectos de torsión creados por su arquitectura.

2.6 Predimensionamiento de las columnas

Se puede usar las siguientes ecuaciones para calcular el área de las columnas y obtener las dimensiones de las columnas.

- Columnas interiores:

$$\text{Área de columna} = \frac{\text{Carga axial (servicio)}}{0.45 * f'c} \quad (2.7)$$

- Columnas exteriores:

$$\text{Área de columna} = \frac{\text{Carga axial (servicio)}}{0.35 * f'c} \quad (2.8)$$

Para obtener la carga axial de servicio, se consideró como carga uniforme 1.1 ton/m², luego se multiplicó el área tributaria de cada columna y la cantidad de niveles; además, se usó un ancho de columna de 25 cm. Por lo tanto, para obtener las pre-dimensiones de las columnas se hicieron los siguientes cálculos.

Tabla 2-4 Dimensiones de las columnas exteriores

Columna exterior				
Ejes	Área tributaria (m²)	Área de columna (cm²)	Área/25	H (cm)
3-A	12.79	1340.0	53.6	55

Tabla 2-5 Dimensiones de las columnas interiores

Columna interior				
Ejes	Área tributaria (m²)	Área de columna (cm²)	Área/30	H (cm)
5-C'	16.5	1344.4	53.8	55

2.7 Predimensionamiento de las placas

Con el fin de garantizar que la estructura funcionara correctamente bajo fuerzas sísmicas, el dimensionamiento preliminar de las placas se realizó en paralelo con el estudio sísmico. Además, se intentó mantener la arquitectura sugerida. Se evitó el fenómeno de torsión gracias

a la disposición de las placas, permitiendo que el centro de rigidez y el centro de masa no estén alejados. Terminado el análisis sísmico se obtuvieron placas de 25 cm de espesor.

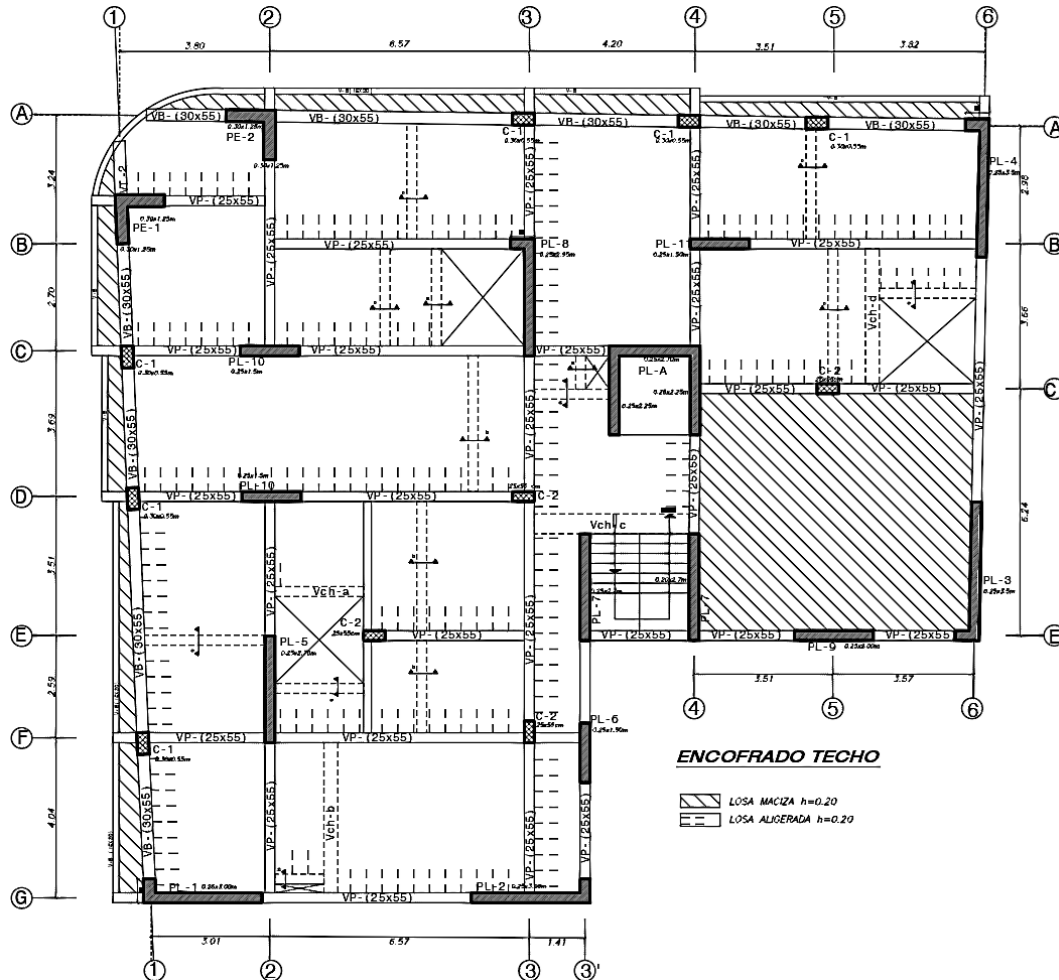


Figura 2.1 Planta típica con los predimensionamientos resultantes

CAPÍTULO 3: METRADO DE CARGAS POR GRAVEDAD

3.1 Cargas y pesos unitarios

a) Peso unitario de los materiales

Tabla 3-1 Peso unitario de materiales

Material	Peso
Albañilería	1.8 t/m ³
Concreto armado	2.4 t/m ³

b) Carga muerta

○ Losas aligeradas

Tabla 3-2 Peso propio de un aligerado típico según la Norma E.020

Espesor (cm)	Peso propio (t/m ²)
20	0.30

○ Acabados (pisos): 0.10 t/m²

c) Carga viva

Debido a que el edificio está destinado a una vivienda multifamiliar y según la Norma E.020 – Cargas, para este tipo de estructuras los valores son de:

- Planta típica: 0.2 t/m² - Azotea: 0.1 t/m²

3.2 Metrado de cargas en losas aligeradas

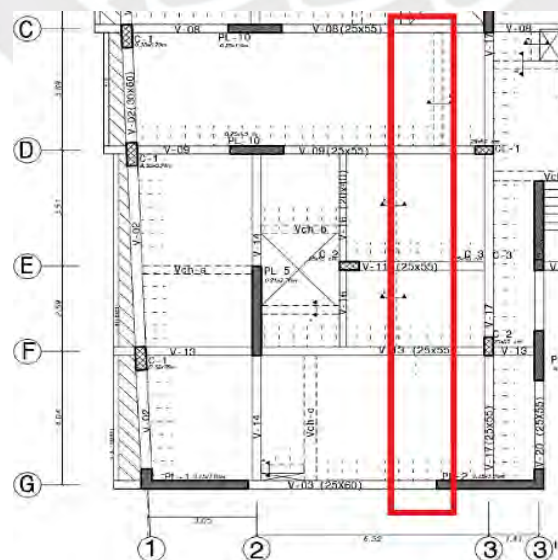


Figura 3.1 Sección de la losa aligerada analizada

Tabla 3-3 Metrado de la vigueta de la losa aligerada

CM			CV		
carga distribuida		t/m	carga distribuida t/m		
peso propio	w= 0.3*0.4	0.12	S/C	w=0.2*0.4	0.08
piso terminado	w=0.10*0.4	0.04			
Suma		0.16			
carga puntual		t			
tabiquería	w=1.8*2.45*0.15*0.4	0.265			

3.3 Metrado de cargas en losa maciza

Para el metrado de losa se realizó un modelamiento en ETABS (ver Anexo 02) en donde se utilizó el peso propio de la losa, del piso terminado y la carga distribuida de una tabiquería de 2.45 m de altura. Asimismo, se colocó la carga viva sobre la losa.

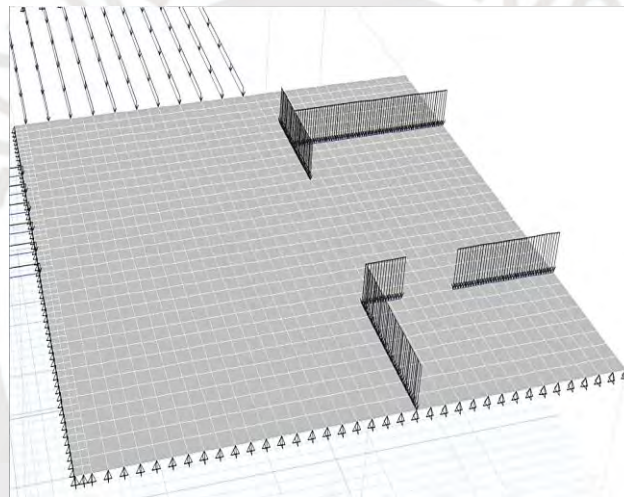


Figura 3.2 Sección de la losa maciza analizada

3.4 Metrado de cargas en vigas

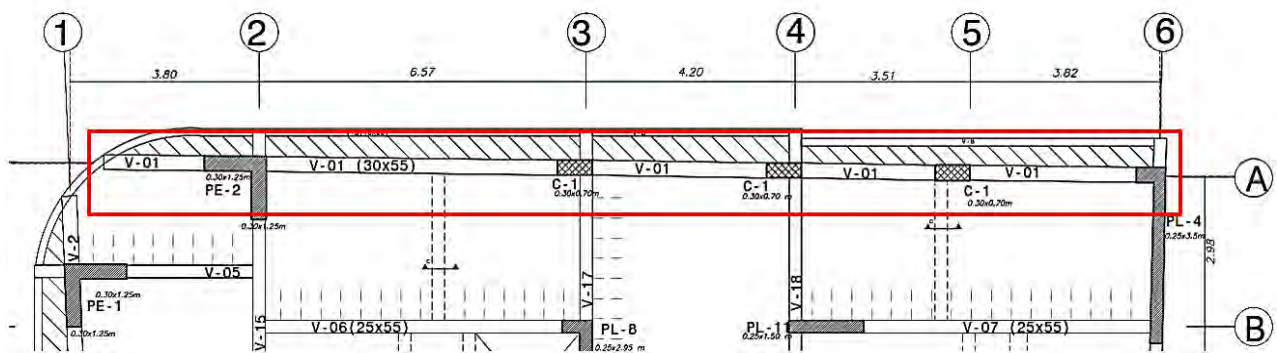


Figura 3.3 Sección de la viga analizada

Tabla 3-4 Metrado de viga del eje A

Elemento	Cálculo		Carga (t/m)		Cálculo		Carga (t/m)	
	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3			
Peso Propio	$2.4*0.3*0.55$	0.40	$2.4*0.3*0.55$	0.396	$2.4*0.3*0.55$	0.396		
Aligerado	$0.3*0.95$	0.28	$0.3*1.46$	0.438				
Piso terminado	$0.1*1.25$	0.12	$0.1*1.76$	0.176				
Tabiquería			$0.23*1.46$	0.339				
Voladizo								
Maciza	$2.4*0.2*0.53$	0.25	$2.4*0.2*0.6$	0.29	$2.4*0.2*0.67$	0.32		
Piso terminado	$0.1*0.38$	0.04	$0.1*0.45$	0.05	$0.1*0.52$	0.05		
Parapeto	$1.8*0.15*0.9$	0.24	$1.8*0.15*0.9$	0.24	$1.8*0.15*0.9$	0.24		
Viga	$2.4*0.13*0.55$	0.17	$2.4*0.25*0.55$	0.33	$2.4*0.25*0.55$	0.33		
Carga muerta		1.50		2.25		1.34		
S/C	$0.2*(1.25+0.38)$	0.33	$0.2*(1.76+0.45)$	0.44	$0.2*0.52$	0.10		
Elemento	Cálculo		Carga (t/m)		Cálculo		Carga (t/m)	
	Tramo 4		Tramo 5					
Peso Propio	$2.4*0.3*0.55$	0.396	$2.4*0.3*0.55$	0.396				
Aligerado	$0.3*1.40$	0.42	$0.3*1.38$	0.414				
Piso terminado	$0.1*1.70$	0.17	$0.1*1.68$	0.168				
Tabiquería	$0.14*1.40$	0.195	$0.14*1.38$	0.192				
Voladizo								
Maciza	$2.4*0.2*0.51$	0.24	$2.4*0.2*0.56$	0.27				
Piso terminado	$0.1*0.36$	0.04	$0.1*0.41$	0.04				
Parapeto	$1.8*0.15*0.9$	0.24	$1.8*0.15*0.9$	0.24				
Viga	$2.4*0.13*0.55$	0.17	$2.4*0.13*0.55$	0.17				
Carga muerta		1.87		1.89				
S/C	$0.2*(1.70+0.36)$	0.41	$0.2*(1.68+0.41)$	0.42				

3.5 Metrado de cargas en columnas

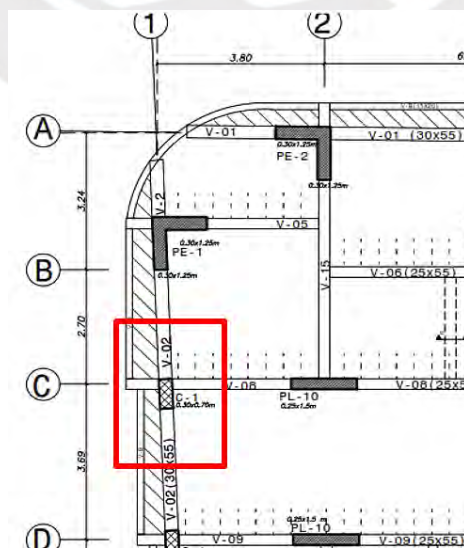


Figura 3.4 Sección de la columna analizada

Tabla 3.6 Metrado de columna del eje C-1

Resumen metrado de cargas									
Nivel	Pm (t)	Pv (t)	Pv acum. (t)	Área tributaria acumulada (m²)	A. influencia (m²)	Fact. de reducc.	Pv reducido (t)	Pm acum. (t)	Pv reduc. acum. (t)
7	5.88	0.78	0.78	6.55	13.10	1.00	0.78	5.88	0.78
6	8.84	1.31	2.09	13.10	26.20	1.00	1.31	14.71	2.09
5	8.84	1.31	3.40	19.65	39.30	1.00	1.31	23.55	3.40
4	8.84	1.31	4.71	26.20	52.40	0.89	1.16	32.39	4.56
3	8.84	1.31	6.02	32.75	65.50	0.82	1.07	41.23	5.63
2	8.84	1.31	7.33	39.30	78.60	0.77	1.01	50.07	6.64
1	9.12	1.31	8.64	45.85	91.70	0.73	0.96	59.18	7.59



CAPÍTULO 4: ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 Definición de los parámetros sísmicos

4.1.1 Factor de zona (Z)

El terreno se encuentra en la zona 2 y tiene un factor de 0.25 en conformidad con la Norma E.030 la ubicación exacta es el distrito de Wanchaq, provincia de Cusco y región de Cusco.

4.1.2 Factor del suelo (S)

El terreno donde se encuentra ubicado el edificio se puede clasificar como un perfil tipo S1 (suelos muy rígidos) según la Norma E.030. Además, según la zona en la que se encuentra (Z2), se obtiene de la siguiente tabla el factor del suelo "S" igual a 1.

Tabla 4-1 Factores de suelo extraído de la Norma E.030

Factor de suelo "S"				
Suelo	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Asimismo, con la siguiente tabla se obtiene los periodos T_p y T_l .

$T_p = 0.4$ s, $T_l = 2.5$ s

Tabla 4-2 Periodos T_p y T_l extraídos de la Norma E.030

Periodos " T_p " y " T_l "				
	Perfil del suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_l (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

4.1.3 Factor de amplificación sísmica (C)

Se puede definir como el factor de amplificación de la aceleración estructural en relación con la aceleración del suelo, de tomando en referencia la norma E.030. Y se determina de las ecuaciones.

$$C = 2.5 \quad , T < T_p \quad (4.1)$$

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \quad , T_p < T < T_l \quad (4.2)$$

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T^2}\right) \quad , T > T_l \quad (4.3)$$

Donde el periodo fundamental de vibración se calcula de forma preliminar para ambas direcciones con la siguiente ecuación:

$$T = \frac{hn}{Ct} \quad (4.4)$$

Donde $C_t = 60$ porque se trata de un edificio de muros estructurales en ambas direcciones. Sin embargo, los periodos para este análisis se obtuvieron del análisis modal.

4.1.4 Categoría de la edificación y factor de uso (U)

La estructura entra dentro de la categoría de edificios comunes (C), ya que está diseñada para viviendas multifamiliares. $U=1,0$ es el valor del factor de uso.

4.1.5 Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_o)

El sistema estructural de la estructura es de concreto armado y en donde predomina el número de elementos de muros de corte, se puede obtener el coeficiente básico de reducción ($R_o=6$); el cual se comprobará más adelante. La condición para determinar el sistema estructural se obtiene a partir del porcentaje de fuerzas de corte en las placas y columnas con respecto a la cortante basal.

4.2 Análisis modal

El análisis modal se realizó con la ayuda del ETABS un programa de análisis estructural (ver el Anexo 02). En donde se diseñó el siguiente modelo:

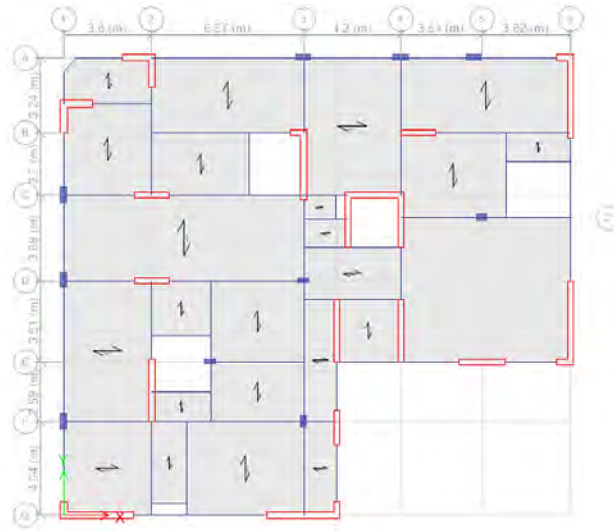


Figura 4.1 Vista en planta del modelamiento en el programa ETABS

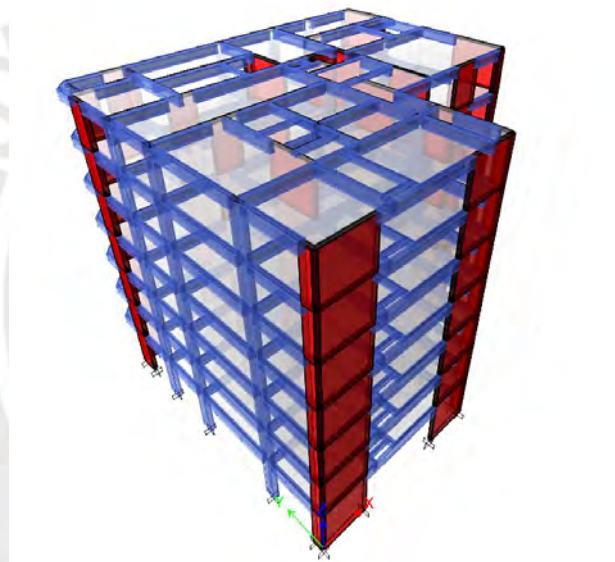


Figura 4.2 Vista en 3D del modelamiento en el programa ETABS

Este modelamiento se realizó basándose en los siguientes conceptos:

- Cada nivel trabaja como una planta rígida, para que las fuerzas horizontales se distribuyan uniformemente en relación con la rigidez de cada elemento vertical. Por ello, se les asigna un diafragma rígido.
- En cada piso hay una dirección perpendicular al suelo (Z) y dos direcciones ortogonales de desplazamiento paralelas al suelo (X e Y). Según la Norma E.030 por cada grado de libertad se obtiene un modo de vibración, por ello, se obtienen un total de 21 grados de libertad.

- La estructura se considera empotrada en la base debido al tipo de suelo rígido sobre el que está construida.

Tanto los períodos básicos de la estructura como el modo de vibración fundamental, que se establece por la proporción de masa efectiva involucrada en cada modo, pueden obtenerse mediante el análisis modal. A continuación, se muestran los periodos obtenidos.

Dirección X

Tabla 4-3 Resultados del análisis modal de traslación pura en la dirección X

Modo	Periodo (s)	Masa efectiva (%)
1	0.489	74.6 %

El primer modo obtenido presenta el mayor porcentaje de masa efectiva, por ello se considera como el modo y periodo fundamental en la dirección X.

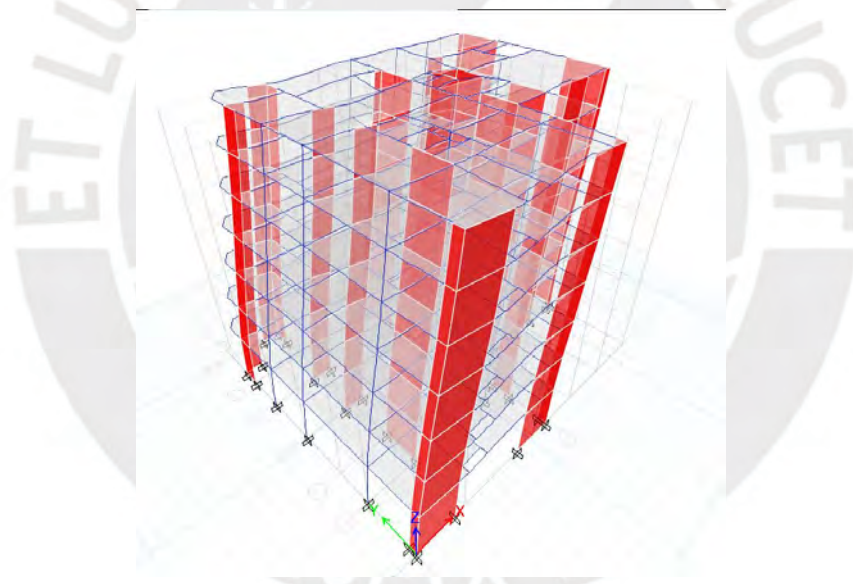


Figura 4.3 Vista de la deformación del edificio ante el periodo fundamental en la dirección X

Dirección Y

Tabla 4-4 Resultados del análisis modal de traslación pura en la dirección Y

Modo	Periodo (s)	Masa efectiva (%)
1	0.402	74.2 %

Al igual que en la dirección X, el primer modo obtiene el mayor porcentaje de masa efectiva, por ello, se considera como el modo y periodo fundamental en la dirección Y.

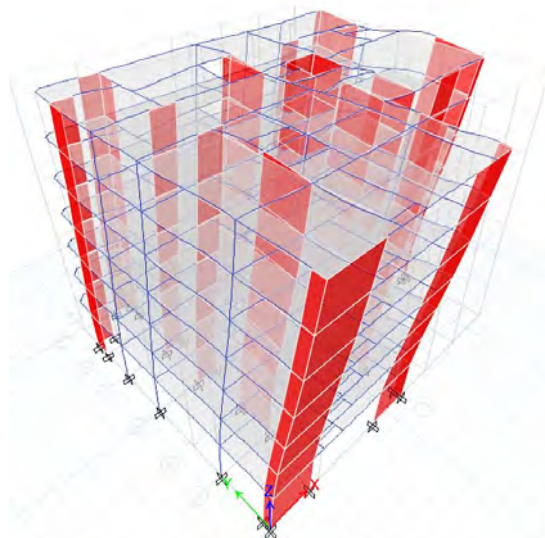


Figura 4.4 Vista de la deformación del edificio ante el periodo fundamental en la dirección Y

Por otro lado, se mostrarán los porcentajes de masa de los tres modos iniciales de la estructura, cada uno con tres grados de libertad.

Tabla 4-5 Resultados del análisis modal con tres grados de libertad

Modo	Periodo	Masa efectiva en X	Masa efectiva en Y	Masa efectiva en Z	Sum. Masa efectiva en X	Sum. Masa efectiva en Y	Sum. Masa efectiva en Z
	(s)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	0.512	59.87%	9.44%	0.00%	59.87%	9.44%	0.00%
2	0.46	14.89%	40.49%	0.00%	74.77%	49.93%	0.00%
3	0.354	0.03%	24.50%	0.00%	74.80%	74.43%	0.00%

Se puede observar que no se presenta en ningún momento porcentaje de masa efectiva en Z, por lo tanto, no tiene efecto en la dirección Z ningún porcentaje de la masa total.

Se puede observar que el periodo de vibración en la dirección X, tiene como valor 0.512 s y para la dirección Y, el periodo es de 0.46 s. En ambos casos, se evidencia un aumento del periodo en comparación a los obtenidos mediante un análisis de traslación pura, ya que este tipo de análisis restringe el componente de rotación y, por ende, genera un aumento de rigidez de la estructura.

4.2.1 Peso sísmico

El peso sísmico se calculó de acuerdo con lo indicado en la Norma E.030, la cual se basa en la probabilidad de que las cargas vivas se encuentren en el edificio durante el movimiento

sísmico. Por lo tanto, como el edificio es de categoría C (Edificación Común) se sumó toda la carga muerta más el 25 % de la carga viva para determinar el peso sísmico. Los pesos sísmicos serán.

Tabla 4-6 Resultados del peso sísmico del edificio

Nivel	Masa en X e Y	Peso	Área	Peso/área
	t-s ² /m	t	m ²	t/m ²
1	44.83	439.74	389.18	1.13
2	43.90	430.62	389.18	1.11
3	43.90	430.62	389.18	1.11
4	43.90	430.62	389.18	1.11
5	43.90	430.62	389.18	1.11
6	43.90	430.62	389.18	1.11
7	29.63	290.69	389.18	0.75

Se puede comentar que los valores de peso sísmico por área de la Tabla 4-6 son similares al peso por área promedio de los edificios de vivienda y el cual se usó para predimensionar las columnas.

4.3 Análisis sísmico

Los análisis sísmicos que se elaboraron fueron el análisis sísmico estático y el dinámico. El proceso de ambos análisis es iterativo ya que se desconocen las irregularidades iniciales y, además, de que se buscó que no se presente la irregularidad de torsión.

4.3.1 Irregularidades

Se dará una breve descripción de las irregularidades que se analizaron en el edificio basadas en la Norma peruana.

4.3.1.1 Irregularidad en altura

- Irregularidad de rigidez - Piso blando

Se analiza para ambas direcciones la rigidez lateral de un entrepiso. Para que exista irregularidad de rigidez se debe cumplir cualquiera de las siguientes condiciones:

- En comparación con el entrepiso superior continuo, la rigidez lateral del entrepiso evaluado es menor al 70 %.

- En comparación con los tres entrepiso superiores continuo, promediando su rigidez, la rigidez lateral del entrepiso evaluado es menor al 80 %.
- Irregularidad extrema de rigidez

Para que se dé la irregularidad se cumple las siguientes condiciones:

- En comparación con el entrepiso superior continuo, la rigidez lateral del entrepiso evaluado es menor al 60 %.
- En comparación con los tres entrepiso superiores continuo, promediando su rigidez, la rigidez lateral del entrepiso evaluado es menor al 70 %.
- Irregularidad de masa o peso

Se verifica la irregularidad por peso sísmico. Se presenta irregularidad si cumple la siguiente condición:

- En comparación con un piso continuo por encima o por debajo, el peso del piso analizado es 1,5 veces mayor.
- Irregularidad geométrica vertical

Se analiza en ambas direcciones la dimensión en planta de un entrepiso. Para que se presente irregularidad esta dimensión debe ser 1.3 veces mayor que la dimensión de un entrepiso continuo.

4.3.1.2 Irregularidad en planta

- Irregularidad torsional

Se analiza en ambas direcciones las derivas de entrepiso. Para que se presente irregularidad en planta se debe cumplir lo siguiente:

- La deriva máxima de un nivel desde un extremo supera 1,3 veces la deriva media de los extremos del nivel analizado.
- Solo se considera esta irregularidad si la deriva máxima es mayor que el 50% de lo permitido por la Norma E.030.

- Irregularidad torsional extrema

Se analiza en ambas direcciones las derivas de entrepiso. Para que se presente esta irregularidad se debe cumplir lo siguiente:

- La deriva máxima de un nivel desde un extremo supera 1,5 veces la deriva media de los extremos del nivel analizado.
- Solo se considera esta irregularidad si la deriva máxima es mayor que el 50% del permitido por la Norma.

- Esquinas entrantes

En ambas direcciones de análisis de esquinas entrantes se analiza que las dimensiones deben representar menos del 20 % de la longitud total del diseño para que no presenten irregularidad.

- Discontinuidad del diafragma

Solo en los siguientes casos se presenten discontinuidad del diafragma:

- Si la rigidez del diafragma varía por las discontinuidades en planta que incluye aberturas, estas tienen que ser mayores que el 50% del área total del diafragma.
- Otro caso es cuando, el área de una sección transversal es 25 % menor que la sección transversal total en la dirección analizada. Se analiza en ambas direcciones.

Cabe resaltar que en las edificaciones tipo C ubicados en la zona 2, como es el caso de este edificio, no se permite irregularidades extremas; según la Norma E.030.

4.3.2 Parámetros sísmicos

Del análisis anterior de las descripciones de la estructura y de la zona se obtuvieron los siguientes factores sísmicos de acuerdo la Norma, así como el periodo para cada dirección del análisis modal.

Dirección X

Tabla 4-7 Factores sísmicos en la dirección X

Factores	
Z	0.25
S	1.00
Tp	0.40
Tl	2.50
C	2.04
T	0.489
U	1
Ro	6

Dirección Y

Tabla 4-8 Factores sísmicos en la dirección Y

Factores	
Z	0.25
S	1.00
Tp	0.40
Tl	2.50
C	2.49
T	0.402
U	1
Ro	6

El factor de reducción inicial es $R_o = 6$, ya que el sistema estructural del edificio se asume como estructura de muros. También se considera inicialmente que no se presentan irregularidades en altura y que solo existe esquina entrante como irregularidad en planta, dichos factores se comprobarán más adelante. Por lo tanto, el factor de reducción base se multiplica por los factores de irregularidad en altura y en planta (I_a e I_p), obteniendo el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R).

$$R = R_o * I_a * I_p \quad (4.5)$$

Tabla 4-9 Factores de irregularidades y de reducción

Factores	Valores
I_p	0.9
I_a	1
R	5.4

4.3.3 Análisis estático

El análisis estático se calcula la fuerza cortante en la base de la estructura mediante la ecuación 4.6 a partir del peso sísmico y los factores hallados anteriormente. Se realiza una distribución de fuerzas donde se calcula el factor α para cada nivel mediante la ecuación 4.7 y este factor se multiplica por la cortante basal. Los resultados se mostrarán en las tablas siguientes.

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad (4.6)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j * h_j^k} \quad (4.7)$$

En la ecuación 4.7 el exponente k depende del periodo en las siguientes condiciones:

- $k=1$ $periodo (T) \leq 0.5s$
- $k=(0.75 + 0.5*T) \leq 2.0$ $periodo (T) > 0.5s$

Distribución de cargas

Tabla 4-10 Distribución de cargas

Nivel	Altura de piso a piso m	Altura acumulada (hi) m	Masa t-s ² /m	Peso (Pi) t
1	3.20	3.20	44.83	439.74
2	2.65	5.85	43.90	430.62
3	2.65	8.50	43.90	430.62
4	2.65	11.15	43.90	430.62
5	2.65	13.80	43.90	430.62
6	2.65	16.45	43.90	430.62
7	2.65	19.10	29.63	290.69

En el eje X se obtienen las siguientes fuerzas sísmicas distribuidas:

Tabla 4-11 Distribución de fuerzas en cada nivel en la dirección X

Nivel	Pi*hi ^k	α_i	Fi en X t
1	1407.18	0.045	12.41
2	2519.11	0.081	22.21
3	3660.25	0.118	32.27
4	4801.38	0.155	42.33
5	5942.52	0.192	52.39
6	7083.65	0.229	62.45
7	5552.14	0.179	48.95

En el eje Y se obtienen las siguientes fuerzas sísmicas distribuidas:

Tabla 4-12 Distribución de fuerzas en cada nivel en la dirección Y

Nivel	Pi*hi ^k	α_i	Fi en Y t
1	1407.18	0.045	15.09
2	2519.11	0.081	27.01
3	3660.25	0.118	39.25
4	4801.38	0.155	51.49
5	5942.52	0.192	63.73
6	7083.65	0.229	75.96
7	5552.14	0.179	59.54

4.3.3.1 Comprobación del sistema estructural

Se muestra las cortantes basales generadas por las fuerzas de los sismos en la dirección X e Y.

Tabla 4-13 Fuerzas cortantes basales en la dirección X e Y

Cargas	FX (t)	FY (t)
Sismo Est X	272.90	0.74
Sismo Est Y	3.58	331.99

Las fuerzas cortantes sobre los muros del edificio:

Tabla 4-14 Fuerza cortante basal de placas por sismo X

Cortantes por el Sismo en X	
Placa	Cortante X
	t
PL-1	14.09
PL-2	14.43
P2_C	12.12
P2_D	12.62
P2_F	0.69
PG_1	48.62
PG_3	47.25
P3'_F	0.18
P3_B	4.58
P As	55.73
Pe-1	0.44
Pe-2	0.89
PE-5	23.54
P6_E	6.80
P6_A	5.87
PB_4	10.80

Tabla 4-15 Fuerza cortante basal de placas por sismo Y

Cortantes por el Sismo en Y	
Placa	Cortante Y
	t
PL-1	13.25
PL-2	11.48
P2_C	0.14
P2_D	0.14
P2_F	25.72
PG_1	4.53
PG_3	5.34
P3'_F	13.94
P3_B	39.19
P As	54.01
Pe-1	28.21
Pe-2	29.05
PE-5	0.19
P6_E	47.91
P6_A	48.36
PB_4	0.43

La sumatoria de fuerzas en la dirección X sobre las placas es de 258.64 toneladas, el cual representa el 94.8% del cortante basal en X. En el caso de la dirección Y, la fuerza cortante total en las placas es 321.90 toneladas, el cual representa el 97% de la cortante basal en Y. Dado que más del 70 % del esfuerzo cortante basal actúa sobre muros estructurales, el sistema es un sistema de muros estructurales.

4.3.4 Análisis dinámico modal espectral

Se considera el análisis modal obtenido en la sección 4.2 y la combinación modal que se asignó al programa es la de CQC. Además, se realizó un espectro con la ecuación 4.8 y se analizó en ambas direcciones.

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad (4.8)$$

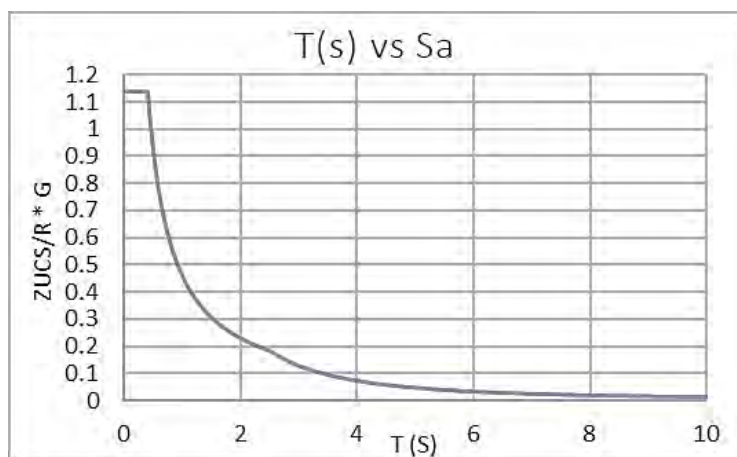


Figura 4.5 Espectrograma obtenido según la Norma E.030

4.3.4.1 Determinación de irregularidades

A continuación, se va a realizar las comprobaciones de las irregularidades que podría presentar el edificio según lo explicado en la sección 4.3.1.

- Irregularidad en planta
 - o Irregularidad de esquina entrante

Tabla 4-16 Análisis de irregularidad de esquina entrante

Longitud Total X	Longitud esquina entrante	%	Irregularidad esquina entrante
21.91 m	9.82 m	44.8	
Longitud Total Y	Longitud esquina entrante	%	sí
20.60 m	6.63 m	32.2	

- o Irregularidad torsional y torsional extrema

Este análisis se realizó considerando la excentricidad accidental 0.05.

Análisis en el eje X:

Tabla 4-17 Análisis dinámico de irregularidad torsional en la dirección X con excentricidad en y+

Nivel	Desplaz. máx. entrepiso	Desplaz. promedio entrepiso	Ratio	Deriva máxima	Deriva máx. > 0.5x0.007	I. Torsión	I. Torsión Extrema
7	0.0047	0.0041	1.14	0.0018	no	no	no
6	0.0056	0.0048	1.17	0.0021	no	no	no
5	0.0064	0.0053	1.20	0.0024	no	no	no
4	0.0068	0.0056	1.22	0.0026	no	no	no
3	0.0067	0.0055	1.24	0.0025	no	no	no
2	0.0059	0.0047	1.26	0.0022	no	no	no
1	0.0035	0.0028	1.29	0.0011	no	no	no

Análisis en el eje Y:

Tabla 4-18 Análisis dinámico de irregularidad torsional en la dirección Y con excentricidad en x-

Nivel	Desplaz. máx. entrepiso	Desplaz. promedio entrepiso	Ratio	Deriva máxima	Deriva máx. > 0.5x0.007	I. Torsión	I. Torsión Extrema
7	0.0044	0.0035	1.26	0.0017	no	no	no
6	0.0052	0.0040	1.29	0.0019	no	no	no
5	0.0059	0.0045	1.31	0.0022	no	no	no
4	0.0063	0.0048	1.33	0.0024	no	no	no
3	0.0062	0.0046	1.35	0.0024	no	no	no
2	0.0053	0.0039	1.38	0.0020	no	no	no
1	0.0031	0.0022	1.40	0.0010	no	no	no

El caso más crítico se da en la dirección Y en el nivel 3, ya que presenta la mayor deriva y además el ratio es mayor a 1.3; sin embargo, no se considera la irregularidad torsional porque la deriva es inferior a la mitad de la cantidad máxima permitida.

- Irregularidad de rigidez - piso blando y extrema de rigidez

Análisis en el eje X:

Tabla 4-19 Análisis dinámico de irregularidad de piso blando en la dirección X

Nivel	Fuerza Entrepiso X	Desplazamiento Relativo	Rigidez Lateral	$\frac{K_{(i)}}{K_{(i+1)}}$	$\frac{3 * K_{(i)}}{K_{(i+1)}+K_{(i+2)}+K_{(i+3)}}$
	t	m	t/m		
7	36.29	0.0047	7,668		
6	76.39	0.0056	13,634	1.78	
5	107.57	0.0064	16,860	1.24	
4	132.07	0.0068	19,291	1.14	1.52
3	150.77	0.0067	22,343	1.16	1.35
2	163.59	0.0059	27,783	1.24	1.42
1	169.95	0.0035	48,090	1.73	2.08

Análisis en el eje Y:

Tabla 4-20 Análisis dinámico de irregularidad de piso blando en la dirección Y

Nivel	Fuerza Entrepiso Y	Desplazamiento Relativo	Rigidez Lateral	$\frac{K_{(i)}}{K_{(i+1)}}$	$\frac{3 * K_{(i)}}{K_{(i+1)}+K_{(i+2)}+K_{(i+3)}}$
	t	m	t/m		
7	32.15	0.0044	7,320		
6	69.08	0.0052	13,379	1.83	
5	97.94	0.0059	16,620	1.24	
4	120.59	0.0063	19,018	1.14	1.53
3	137.53	0.0062	22,043	1.16	1.35
2	148.76	0.0053	27,857	1.26	1.45
1	154.43	0.0031	49,182	1.77	2.14

A partir de la Tabla 4-19 y Tabla 4-20, se puede corroborar que en ninguno de los casos los pisos inferiores son menos rígidos que los superiores, el caso de mayor cercanía en las rigideces laterales ocurre entre el cuarto y quinto piso, pero eso no es suficiente para cumplir las condiciones de irregularidad de piso blando.

Las irregularidades que se encontraron en la estructura fueron:

- Irregularidad en altura: no se encontró ninguna irregularidad
- Irregularidad en planta: solo se encontró irregularidad de esquina entrante

4.3.4.2 Comprobación de desplazamiento permisible

Un edificio de concreto armado debe tener una deriva máxima permisible igual a 0.007. Las derivas obtenidas del programa de análisis ETABS (ver Anexo 02) son de un análisis lineal y elástico para las fuerzas laterales del análisis dinámico; en consecuencia para estructuras irregulares se debe multiplicar por 0.85R para obtener los desplazamientos laterales.

Análisis en el eje X:

Tabla 4-21 Derivas máximas del edificio en la dirección X ante cargas del análisis dinámico

Nivel	Máx. Deriva inelástica (x0.85R)	Deriva>0.007
7	0.0018	no
6	0.0021	no
5	0.0024	no
4	0.0026	no
3	0.0025	no
2	0.0022	no
1	0.0011	no

Todas las máximas derivas de los niveles cumplen con la condición.

Análisis en el eje Y:

Tabla 4-22 Derivas máximas del edificio en la dirección Y ante cargas del análisis dinámico

Nivel	Máx. Deriva inelástica (x0.85R)	Deriva>0.007
7	0.0017	no
6	0.0020	no
5	0.0023	no
4	0.0025	no
3	0.0024	no
2	0.0021	no
1	0.0010	no

Todos los valores cumplen con la condición de la deriva máxima permisible, siendo la máxima deriva del edificio 0.0026.

4.3.4.3 Fuerza cortante de diseño

En ambas direcciones, la fuerza cortante en la base derivada del análisis modal espectral dinámico del edificio no debe ser inferior al 80 % de la fuerza obtenida mediante el análisis estático para estructuras sin irregularidades; si es superior, se tiene en cuenta hasta el 90 % de la fuerza.

Tabla 4-23 Factores de amplificación de cortantes basales

Dirección de análisis	Cortante estático (t)	Cortante dinámico (t)	90% Cortante estático (t)	Cortante diseño (t)	Factor amplificación
Sismo X (y+)	273.00	169.95	245.62	245.62	1.45
Sismo X (y-)	273.00	202.46	245.62	245.62	1.21
Sismo Y (x+)	332.08	190.86	298.78	298.78	1.57
Sismo Y (x-)	332.08	154.43	298.78	298.78	1.93

4.3.4.4 Junta sísmica

Los edificios continuos deben presentar una separación mínima entre estructuras (s) para evitar daños producidos por la interacción de estructuras colindantes durante sismos. Esta distancia se determina a través de los siguientes criterios:

- $s = \frac{2}{3} * (\sum \text{desplaz. máx. de edificios adyacentes})$
- $s = 0.006 * h = 0.006 * 19.1 = 0.115 \text{ m} = 11.5 \text{ cm}$

La distancia entre edificios es de 12 cm, ya que solo se tendrá en cuenta el segundo criterio, porque se desconoce el desplazamiento de las estructuras cercanas.

Asimismo, los siguientes factores definen la separación (s_L) entre el edificio y la línea de propiedad.:

- $s_L = \frac{2}{3} * (\sum \text{desplaz. máx. del edificio}) = \frac{2}{3} * (3.94 \text{ cm}) = 2.6 \text{ cm}$
- $s_L = \frac{s}{2} = \frac{11.5 \text{ cm}}{2} = 5.8 \text{ cm}$

A partir de los cálculos realizados, se escoge el mayor valor y se determina una distancia s_L de 6 cm.

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

Dado que estos componentes estructurales solo reciben en su mayoría cargas verticales, se encargan de transferirlas a componentes más rígidos, como vigas y placas; las losas ligeras y sólidas solo se examinan para cargas de gravedad. En el análisis, se utiliza la ecuación 1.1 para combinar las cargas con el fin de determinar la carga última, tal y como se especifica en la norma E.060. Tras alternar las cargas vivas, las envolventes de momento y fuerza cortante se calculan finalmente utilizando los valores de los momentos y fuerzas cortantes positivos y negativos máximos. Se utilizará el software ETABS para simular el momento flector y el diagrama de fuerzas cortantes (ver Anexo 02).

5.1 Procedimiento de diseño

5.1.1 Diseño por flexión

El diseño por resistencia se utiliza al diseñar elementos estructurales, lo que restringe que cada análisis de elemento debe cumplir con lo siguiente:

$$\Phi M_n \geq M_u \quad (5.1)$$

Donde:

Φ : Factor de reducción de resistencia por flexión

M_n : Resistencia nominal a flexión

M_u : Resistencia requerida a flexión

Como parte de los requisitos generales se debe establecer las cantidades mínimas y máximas de acero. La resistencia de la sección (ΦM_n) debe ser al menos 1,2 veces el momento de fisuración bruto de la sección (M_{cr}) para que se obtenga el valor mínimo del acero que garantiza la resistencia mínima de la sección.

$$\phi M_n \geq 1.2 * M_{cr} \quad (5.2)$$

Para secciones rectangulares y secciones en T en las que solo el área del alma está sometida a compresión, se puede calcular la menor cantidad de acero utilizando la siguiente fórmula.

$$A_{smin}^+ = 0.7 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy} * bw * d \quad (5.3)$$

Las secciones de análisis para momento positivo y negativo se realizarán considerando secciones rectangulares, pues se toma en cuenta que el área de compresiones del concreto actúa dentro de la ala y el alma respectivamente. En el siguiente gráfico se presentará el esquema que se usará en el análisis de secciones rectangulares con falla en tracción.

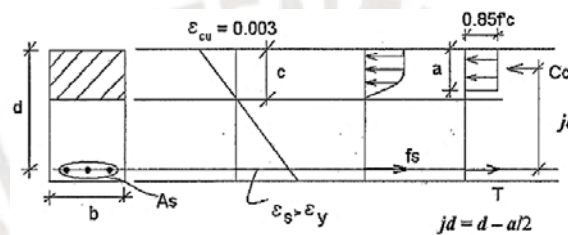


Figura 5.1 Sección rectangular. Deformaciones y fuerzas internas en la falla, (Ottazzi,2016)

A partir de la Figura 5.1, se puede definir las expresiones de equilibrio de fuerzas de la sección (ecuación 5.4) y la resistencia nominal de la sección (ecuación 5.5).

$$0.85 * f'c * b * a = As * fy \quad (5.4)$$

$$Mn = Cc * jd = 0.85 * f'c * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (5.5)$$

Usando las ecuaciones anteriores y tomando en cuenta la condición de Diseño por Resistencia en flexión (ecuación 5.1), se obtienen las ecuaciones de diseño en secciones rectangulares, que son la ecuación de profundidad del bloque de compresiones (ecuación 5.6), la cantidad de acero de diseño (ecuación 5.7) y la resistencia a flexión instalada (ecuación 5.8).

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * |Mu|}{0.9 * 0.85 * f'c * b}} \quad (5.6)$$

$$A_{sdis} = \frac{|Mu|}{0.9 * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (5.7)$$

$$\Phi Mn_{inst} = \left[d - \frac{A_{sinst} * fy}{2 * 0.85 * f'c * b} \right] * 0.9 * A_{sinst} * fy \quad (5.8)$$

5.1.2 Verificación por corte

La losa aligerada diseñada debe de verificarse por corte, pues los esfuerzos generados por fuerzas cortantes deberían ser soportados, en su totalidad, por el concreto de las viguetas (Ottazzi, 2016), para ello se debe cumplir lo siguiente:

$$\phi Vc \geq Vu \quad (5.9)$$

Vu : resistencia requerida al corte

ϕVc : resistencia de diseño al corte proporcionado por el concreto

Se determina la resistencia al corte de diseño (ϕVc) que proporciona el concreto en losas aligeradas de la siguiente forma:

$$\phi Vc = 1.1 * (0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d) \quad (5.10)$$

El cálculo de la resistencia requerida al corte (Vu) que se utilizará para realizar la comparación, se obtiene a partir de la fuerza cortante a las caras de los elementos, que se encuentran en la envolvente; luego, a una distancia igual al peralte efectivo de la sección (d) se calcula la cortante.

5.1.3 Ensanche por cortante

En el caso, que no se cumpla que ϕVc sea menor que Vu será necesario colocar ensanche por cortante. Existen dos tipos de ensanche, alternados y corridos (Figura 5.2); por lo general, solo es necesario el ensanche alternado, sin embargo, si continua sin cumplir la desigualdad se coloca el ensanche corrido.

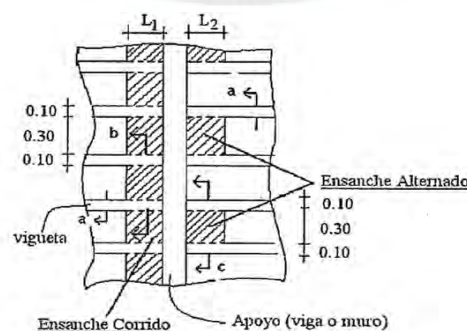


Figura 5.2 Vista en planta de los ensanches corridos y alternados, (Ottazzi,2016)

5.1.4 Corte de refuerzo

La Norma peruana fija los parámetros para elaborar los cortes de acero, con los cuales se logra la correcta adherencia del concreto y el refuerzo. De manera continua se usará el siguiente gráfico de corte del acero que sigue las especificaciones de la norma.

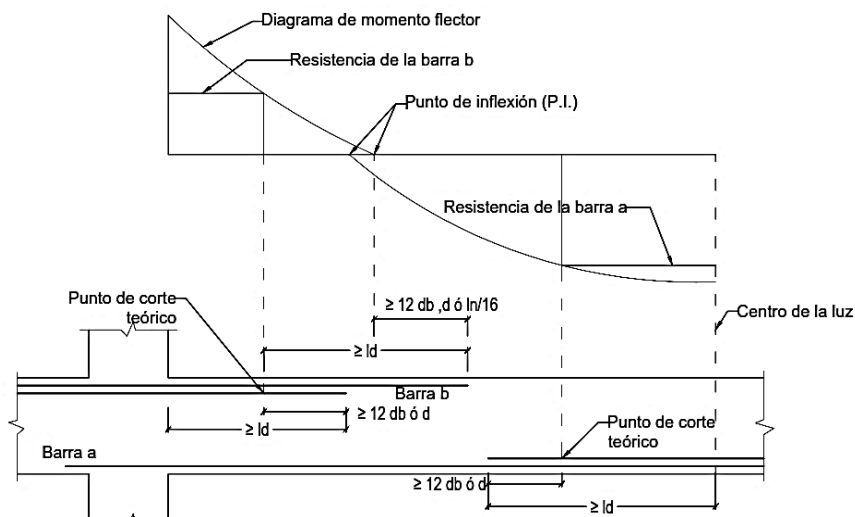


Figura 5.3 Gráfico para corte de acero, (Ottazzi, 2016)

5.1.5 Control de deflexiones

- Losas aligeradas

Las losas ligeras no están sometidas a control de flexión para los valores mínimos de peralte especificados por la norma en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1 Espesores mínimos para deflexiones en losas

	Espesor o peralte mínimo (h)			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

- Losas macizas

Se requiere un espesor mínimo de 12,5 cm para losas macizas armadas en dos direcciones sin ábacos. Del mismo modo, la norma E.060 estipula que una losa sin vigas interiores, sin ábaco con vigas de borde y con una resistencia a la fluencia de 4200 kg/cm² de armadura debe tener un espesor mínimo igual a la mayor luz libre entre 33 ($l_n/33$).

5.2 Ejemplo de diseño de losa aligerada

Examinaremos a continuación un ejemplo de diseño de losa ligera entre los ejes C-G y 2-3 (Figura 3.1).

- Metrados de cargas

El análisis de metrado se encuentra en el acápite 3.2.

- o Carga muerta

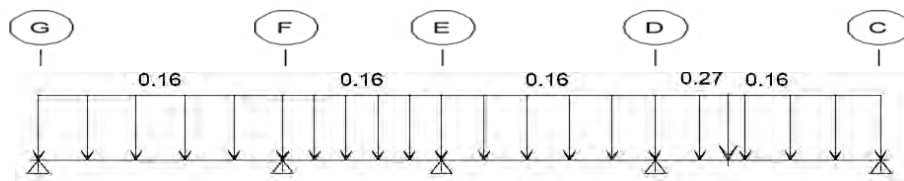


Figura 5.4 Esquema de losa aligerada con cargas muertas

- o Carga viva

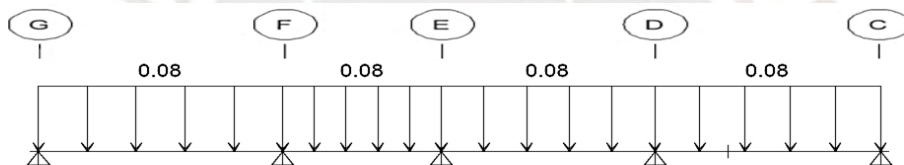


Figura 5.5 Esquema de losa aligerada con carga viva en todos los tramos

- Diagrama de fuerzas

Se usó el programa ETABS (ver Anexo 02) para obtener los valores mínimos y máximos de los diagramas de las combinaciones últimas usando la alternancia de carga viva.

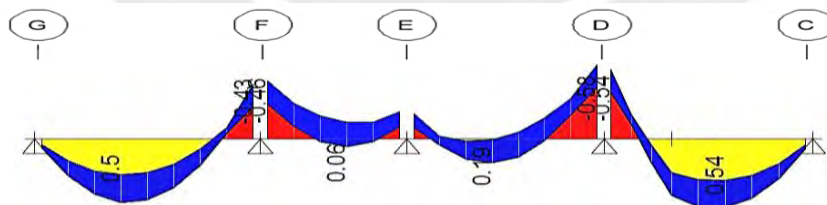


Figura 5.6 Envoltura de momento flector M_u (t.m)

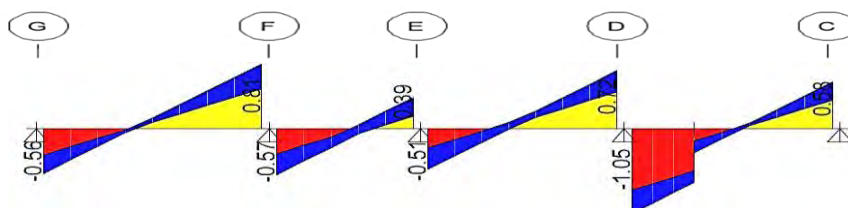


Figura 5.7 Envoltura de fuerza cortante V_u (t)

- Acero mínimo

Según la Norma, las cantidades de acero mínimo, para momento positivo (Mu^+), se calcula con la ecuación 5.3:

$$As_{min}^+ = 0.7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{fy} * bw * d = 0.7 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 10 * 17 = 0.41 \text{ cm}^2$$

Y, para momento negativo (Mu^-), se emplea el siguiente procedimiento:

Usando las características de una vigueta típica, calculamos el momento de agrietamiento (M_{cr}^-) de la sección bruta:

Vigueta típica:

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

$$Y_{cg} = 6.79 \text{ cm} \quad I_g = 11\,801 \text{ cm}^2$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

Con los datos anteriores, calculamos:

$$1.2 * M_{cr}^- = 1.2 * \frac{f_r * I_g}{Y_{cg}} = 1.2 * \frac{29 * 11801}{6.79} = 604.8 \text{ kg.m}$$

Según la ecuación 5.2 la cantidad de acero mínimo se calcula realizando el análisis de la sección de falla, se obtiene la siguiente cantidad de acero mínimo:

- Acero máximo: $As_{min}^- = 0.90 \text{ cm}^2$

La cantidad de acero máximo depende del análisis del acero balanceado (Asb) que necesita la sección de falla, para lo cual se usará la ecuación 5.4.

$$As_{max}^- = 0.75 * Asb^- = 2.71 \text{ cm}^2$$

$$As_{max}^+ = 0.75 * Asb^+ = 7.49 \text{ cm}^2$$

- Cálculos del diseño por flexión:

Se mostrarán las tablas resumen de los diseños calculados para momentos de diseño positivos y negativos.

Tabla 5-2 Diseño de losa aligerada para momento positivo

Mu^+ (t.m)	As_{dis} (cm ²)	As colocado	As_{inst} (cm ²)	ΦMn (t.m)
0.5	0.79	2Φ3/8''	1.42	0.89
0.06	0.09	1Φ3/8''	0.71	0.45
0.19	0.30	1Φ3/8''	0.71	0.45
0.54	0.85	2Φ3/8''	1.42	0.89

Tabla 5-3 Diseño de losa aligerada para momento negativo

Mu^- (t.m)	As_{dis} (cm ²)	As colocado	As_{inst} (cm ²)	ΦMn (t.m)
0.46	0.76	1Φ1/2''	1.29	0.75
0.21	0.33	1Φ1/2''	1.29	0.75
0.58	0.97	1Φ1/2''	1.29	0.75

- Verificación por corte:

La resistencia al corte se comprueba comparando los valores de resistencia del corte del hormigón con los valores de la fuerza de corte a una distancia «d» de las caras de los apoyos.

El mayor valor fue $Vu = 0.99 t$.

Se calcula con la ecuación 5.10 la resistencia al corte del concreto,

$$\phi Vc = 1.1 * (0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d)$$

$$\phi Vc = 1.1 * (0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17) = 1.22 t$$

Realizando la comparación, se puede verificar que cumple con la ecuación 5.9; por lo tanto, en la losa aligerada analizada no se necesita colocar ensanches por cortante.

- Verificación por deflexión

El tramo más largo es el que está en el eje F-G/2-3 con una luz libre de 3.79 m, entonces el espesor mínimo será:

$$e = \frac{l}{18.5} = \frac{3.79}{18.5} = 0.20 m$$

Por lo tanto, el espesor controlará la deflexión en la losa aligerada.

Planta y sección de losa aligerada tramo eje G-C/2-3

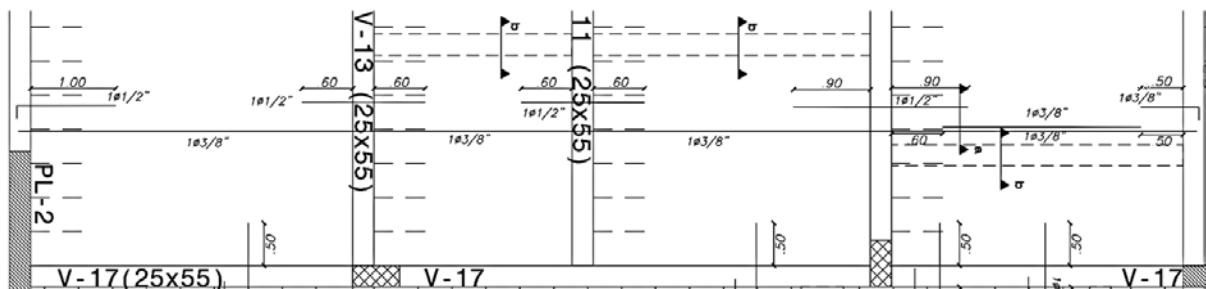


Figura 5.8 Planta con refuerzo de diseño de losa aligerada tramo eje G-C/2-3

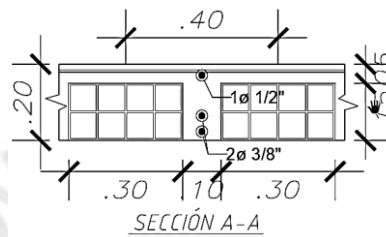


Figura 5.9 Sección de losa aligerada

5.3 Ejemplo de diseño de losa maciza

Luego se pondrá en práctica el diseño de losas sólidas entre los ejes C'-E y 4-6. (Figura 3.2). Para ello, se usó el programa ETABS (ver Anexo 02), en el cual es importante definir los tipos de apoyo en los bordes de la losa, se consideró simplemente apoyado en todos los bordes de la losa. El modelado en el programa permitió obtener los valores máximos y mínimos a través de la combinación de cargas de gravedad.

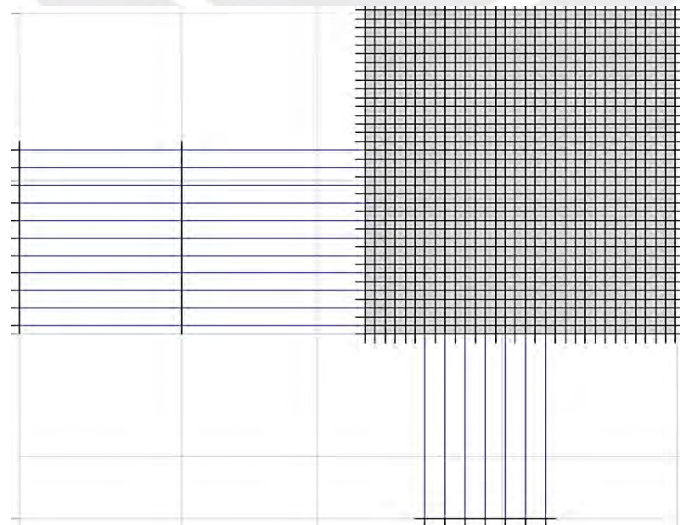


Figura 5.10 Vista general en planta del modelo de la losa maciza

- Diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes

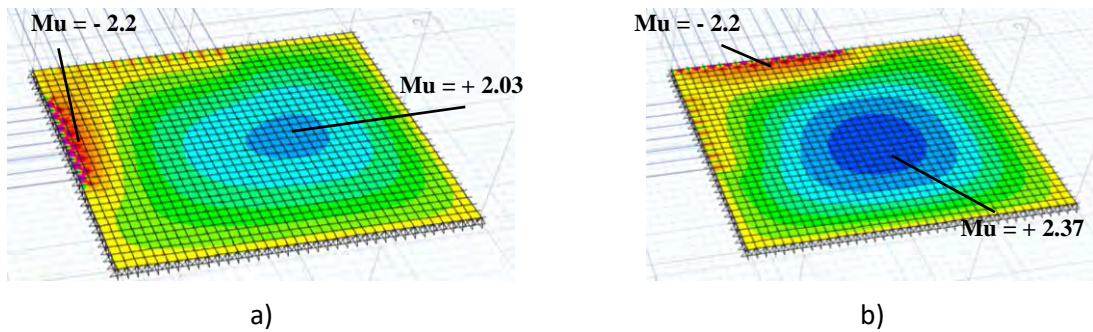


Figura 5.11 Diagrama de momento flector (t.m/m) a) eje X-X y b) eje Y-Y

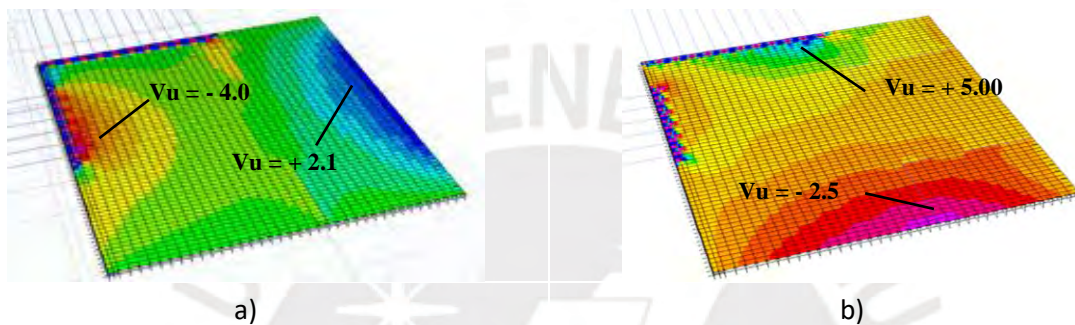


Figura 5.12 Diagrama de fuerza cortante (t) a) eje X-X y b) eje Y-Y

- Aceros mínimos y máximos

Antes de comenzar con el diseño, se realizó los cálculos de las cantidades de acero mínimo y máximo. Estos valores se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$As_{max} = 0.75 * \rho_b * b * d = 0.75 * \frac{2.13}{100} * 100 * 17 = 27.16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donde:

ρ_b = cuantía balanceada en secciones rectangulares con $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

- Diseño por flexión:

Tabla 5-4 Diseño de losa maciza para momento positivo

Eje	Mu^+ (t.m)	a (cm)	As_{dis} ($\text{cm}^2/\text{m/m}$)	As colocado	As_{inst} ($\text{cm}^2/\text{m/m}$)
Y-Y	2.37	0.89	3.79	1 Φ 3/8'' @ 0.20 m	3.55
X-X	2.03	0.76	3.32	1 Φ 3/8'' @ 0.20 m	3.55

Tabla 5-5 Diseño de losa maciza para momento negativo

Eje	Mu^- (t.m)	a (cm)	As_{dis} (cm^2/m)	As colocado	As_{inst} ($\text{cm}^2/\text{m/m}$)
Y-Y	2.2	0.83	3.51	2 Φ 3/8'' @ 0.40 m	3.55
X-X	2.2	0.83	3.51	2 Φ 3/8'' @ 0.40 m	3.55

- Verificación al corte:

Se determinarán los valores máximos de fuerza cortante (V_u) a una distancia $d=0.17$ m de la cara del apoyo.

Eje X-X: $V_u = -9.1$ t

Eje Y-Y: $V_u = -5.5$ t

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ t}$$

Realizando la comparación, se puede verificar que cumple con $\phi V_c \geq V_u$; por lo tanto, no se necesita aumentar el peralte de la losa maciza.

- Verificación por deflexión:

De acuerdo con lo indicado, la losa es mayor a 12.5 cm y $l_n/33$ ($6.8/33 = 0.206$ m), por lo que no se necesita de un redimensionamiento.

Planta de losa maciza tramo eje C'-E/4-6

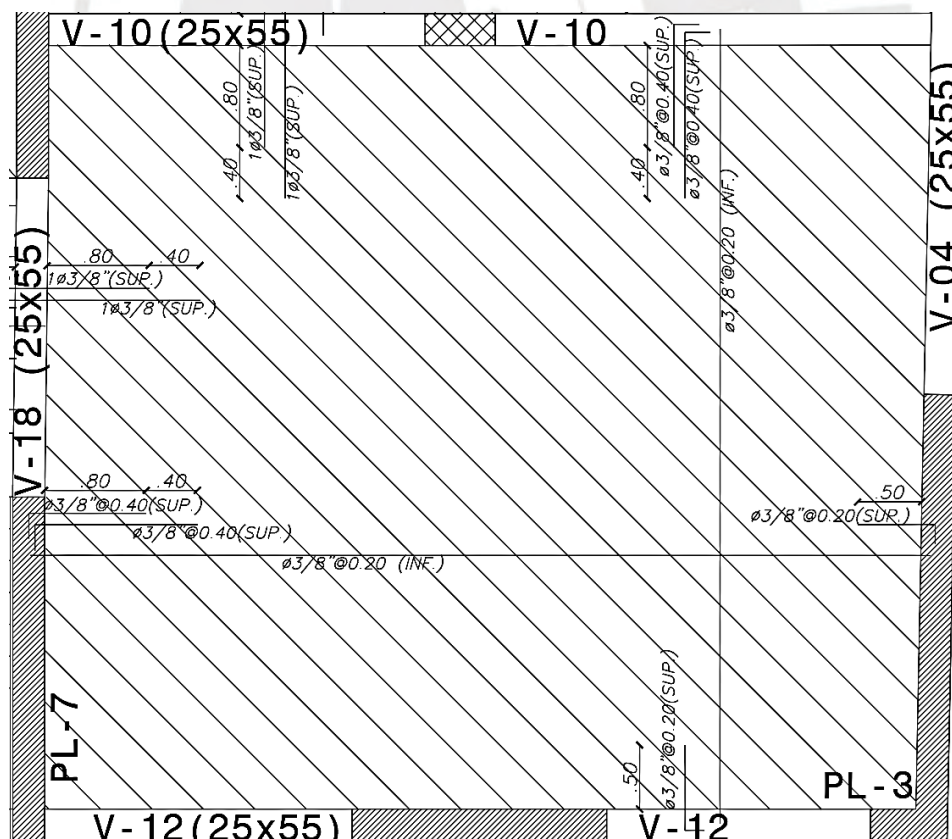


Figura 5.13 Planta con refuerzo de diseño de la losa maciza eje C'-E/4-6

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS

6.1 Procedimiento de diseño

6.1.1 Diseño por flexión

Al igual que en las losas, en vigas se emplea el Diseño por Resistencia, el cual nos indica que todas las secciones de los elementos deben cumplir la ecuación (5.1). Se establece el valor mínimo de acero como indica la ecuación (5.2), sin embargo, otra expresión que permite utilizar la norma es la ecuación (5.3). A partir de la Figura 5.1, se puede definir las expresiones de equilibrio de fuerzas de la sección (ecuación 5.4) y la resistencia nominal de la sección (ecuación 5.5); y en función de estas ecuaciones se consigue el cálculo de acero de diseño.

6.1.2 Diseño por corte

Dado que se sigue aplicando el diseño a resistencia, el diseño por cortante debe cumplirse los siguientes requisitos:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (6.1)$$

* V_u : resistencia requerida al corte

* ϕV_n : resistencia total al corte de la sección que es la suma de las resistencias que aporta el concreto (V_c) y el refuerzo perpendicular al eje de viga (V_s)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d \quad (6.2)$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (6.3)$$

* A_v : área de la sección transversal de los estribos que soportan la cortante

La Norma también restringe la capacidad máxima cortante de la sección donde la resistencia al corte que aporta el estribo (V_s) debe ser menor a $2.1\sqrt{f'c} * bw * d$.

Las separaciones máximas que pueden tener los estribos dependen de la resistencia al corte límite ($V_s \text{ lim}$). Para las secciones en donde $\phi V_n \geq V_u$ y $\phi 0.5 V_c < V_u$ se va a considerar las siguientes separaciones máximas:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2} \text{ o } 60 \text{ cm, si } V_{slim} \leq 1.1 \sqrt{f'c} * bw * d \quad (6.4)$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{d}{4} \text{ o } 30 \text{ cm, si } V_{slim} \geq 1.1 \sqrt{f'c} * bw * d \quad (6.5)$$

Para los tramos donde cumple que $\phi 0.5 Vc > Vu$, entonces se necesitan estribos de montaje.

6.1.2.1 Verificación por capacidad

Los elementos que están sometidos a grandes esfuerzos sísmicos requerirán que se verifiquen el diseño por el método de capacidad. En donde, a partir de la menor de las dos condiciones presentadas a continuación se calcula la cortante.

- A las cortantes obtenidas por 1.25 veces la carga de servicio se suma las cortantes que obtienes al calcular los momentos isostáticos que considera los aceros de diseño.
- La cortante obtenida de la segunda combinación de carga (ecuación 1.2), pero amplificando por 2.5 la carga del sismo de diseño.

6.1.3 Consideraciones sísmicas

En un sistema estructural de muros, se establece los siguientes requisitos por flexión de vigas:

- Se requiere dos refuerzos en los lados inferior y superior y un área de acero de al menos As min a lo largo de la viga.
- Las conexiones no deben superponerse si se encuentran dentro del doble del peralte de la viga, medido desde la cara de la pared.
- Debe haber al menos un tercio más de resistencia al momento positivo en la cara del nudo que del momento negativo.
- Cualquier parte de la longitud de la viga debe tener una resistencia a momentos positivos y negativos superior al 25 % de la resistencia máxima a momentos ofrecida en cualquier cara del nudo.

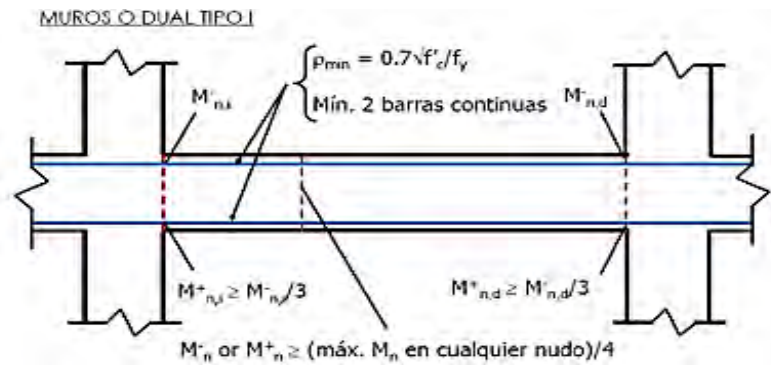


Figura 6.1 Requerimientos para vigas en flexión (Higashi, 2020)

Además, la norma estipula que deben instalarse estribos de confinamiento con una longitud de al menos el doble de la peralte de la viga, medida desde la cara del elemento de apoyo hasta el centro del vano, en ambos extremos de la viga para el diseño a cortante. Además, la distancia entre el primer estribo de confinamiento y la cara del elemento de apoyo no puede superar los 10 cm. No obstante, los estribos de confinamiento no pueden separarse más que el menor de las siguientes distancias.:

- 30 cm.
- El diámetro del estribo multiplicado por 24.
- La barra con menor diámetro confinado multiplicado por diez.
- Peralte efectivo dividido entre cuatro, no menor a 15 cm.

También, se debe cumplir que, a lo largo de toda la longitud de la viga, los estribos no deben estar separados más de $0.5d$. Por último, la separación entre los estribos debe ser mayor que la fuerza de corte necesaria en todo el elemento.

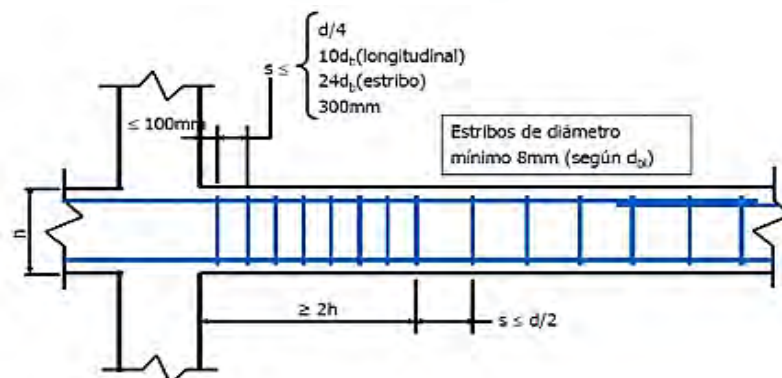


Figura 6.2 Requerimientos de estribos en vigas (Higashi, 2020)

6.1.4 Corte de acero

Las longitudes de corte de los aceros, se realiza empleando las indicaciones del acápite 5.1.4.

6.1.5 Control de deflexiones

La Norma considera dos tipos de deflexiones las inmediatas y las diferidas; en donde las inmediatas se calcula como una deflexión elástica, pero considerando un momento de inercia efectiva (I_{ef}) y el módulo de elasticidad del concreto (E_c). En los siguientes tipos de apoyos se consideran los siguientes criterios para calcular la inercia efectiva:

- Vigas simplemente apoyadas: $I_{ef} = I_{cr}$ positivo
- Vigas en voladizo: $I_{ef} = I_{cr}$ negativo

* I_{cr} : momento de inercia de la sección agrietada

- Vigas continuas o de pórticos se toma dos consideraciones.

- o Tramos interiores:

$$I_{ef} = (I_{cr-1} + I_{cr-2} + 2 * I_{cr+})/4 \quad (6.6)$$

- o Tramos extremos de vigas continuas:

$$I_{ef} = (I_{cr-1} + 2 * I_{cr+})/3 \quad (6.7)$$

Si los momentos de agrietamiento son mayores al momento de servicio, el momento de inercia efectiva debe ser igual al momento de inercia de la sección bruta (I_g).

Las deflexiones diferidas se desarrollan a partir de las deflexiones inmediatas multiplicadas por un factor (λ), el cual considera la duración de carga sobre el elemento y la cuantía de acero en compresión.

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (6.8)$$

$$Deflexión\ diferida\ (\Delta d) = \lambda * Deflexión\ inmediata\ (\Delta i) \quad (6.9)$$

En lo siguiente se presentan los valores del factor ξ :

Tabla 6-1 Factor ξ para cargas sostenidas en función del tiempo

Duración de la carga	Valor de ξ
1 mes	0.7
3 meses	1.0
6 meses	1.2
12 meses	1.4
5 años o más	2.0

Además, la Norma otorga una deflexión límite máxima que depende del tipo de elemento y de la deflexión considerada.

Tabla 6-2 Deflexiones límites admisibles (Norma E.060)

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Deflexión límite
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	L / 180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	Deflexión inmediata debida a la carga viva.	L / 360
Piso o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional).	L / 480
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños por deflexiones excesivas.		L / 240

Donde L: luz libre del elemento estructural

Para las deflexiones máximas después de la unión de elementos no estructurales por las cargas de servicio se considera un 30% de la carga viva sostenida.

6.1.6 Control de fisuración

El parámetro Z definido por la norma E.060 se calcula y se confirma que es inferior o igual a 26 000 kg/cm con el fin de controlar las fracturas por flexión en la viga. Para determinar el parámetro Z se utilizan las siguientes expresiones:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{dc * Act} \quad (6.10)$$

$$f_s = \frac{M_{servicio}}{0.9 * d * A_s} \quad (6.11)$$

$$Act = \frac{2 * y_s * b}{N^\circ \text{ barras}} \quad (6.12)$$

* f_s : esfuerzo en el acero de tracción

* Act : área efectiva del concreto en tracción

* y_s : centroide del refuerzo principal de tracción por flexión

* dc : recubrimiento medido desde la fibra extrema en tracción al centro del acero más cercano

6.2 Ejemplo de diseño

-Cargas

Antes de empezar a realizar los cálculos se realizó una comparación de los valores que se obtuvo del modelo del ETABS (ver Anexo 02) con los valores con el metrado manual (acápites 3.4), y al observar que son valores similares se procede a usar los valores del modelo.

V-01 (eje A) - 0.3x0.55 m

- Por carga muerta:

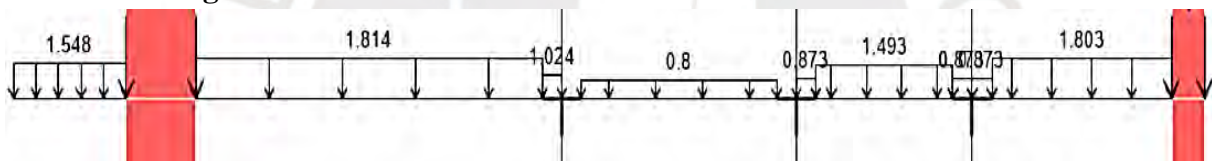


Figura 6.3 Esquema de la viga V-01 con cargas muertas

- Por carga viva:

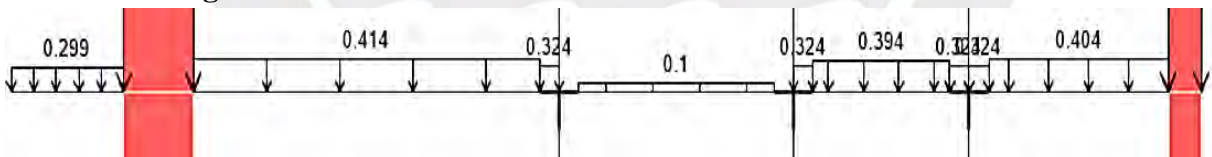
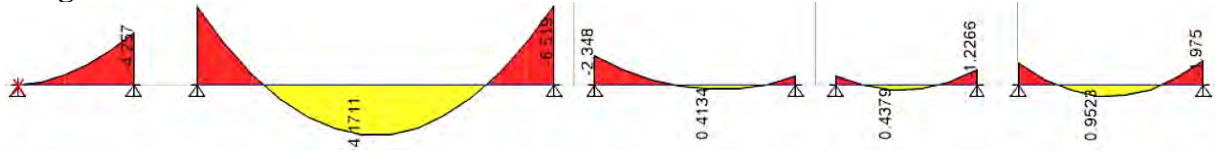


Figura 6.4 Esquema de la viga V-01 con cargas vivas

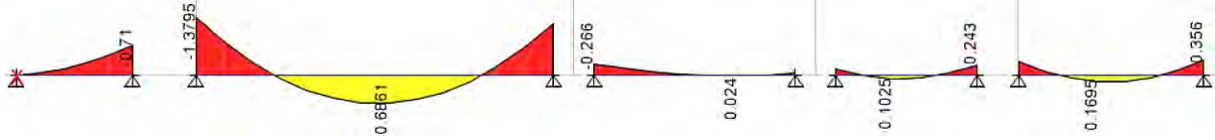
Es importante mencionar que debido a que se presentaron inversiones de momentos en las intersecciones de algunas vigas, a causa de las deformaciones axiales de las columnas, se hizo un modelo con columnas indeformables adicionando las reacciones por las fuerzas sísmicas.

De forma inmediata, se presentan los diagramas por cargas muertas, vivas y de sismo.

Carga muerta



Carga viva



Carga de sismo

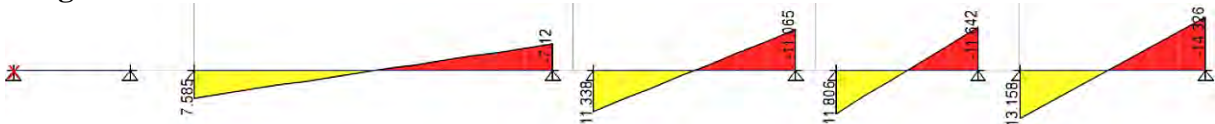
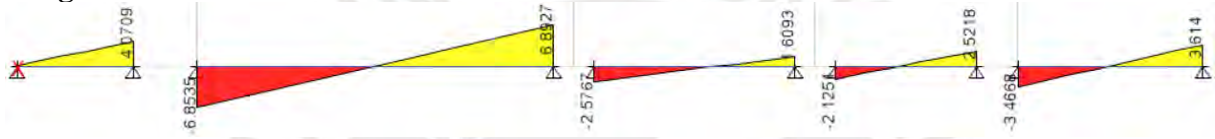


Figura 6.5 Diagramas de momento flector de carga muerta, viva y sismo (t.m)

Carga muerta



Carga viva



Carga de sismo

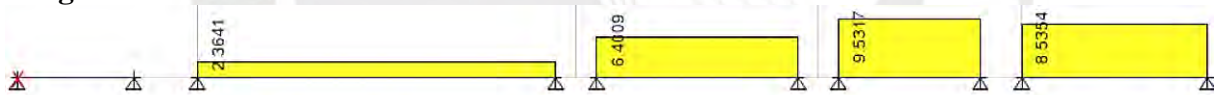


Figura 6.6 Diagramas de fuerza cortante de carga muerta, viva y sismo (t)

Diseño por flexión

A partir de las combinaciones de cargas, se obtuvieron las siguientes envolventes:

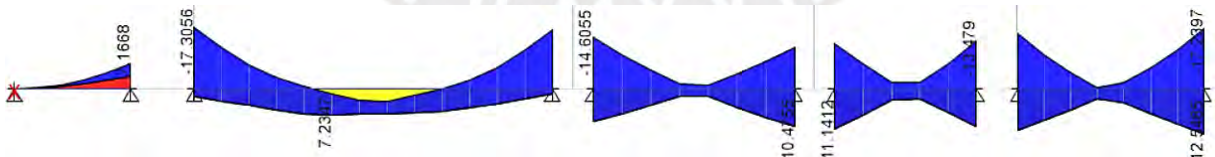


Figura 6.7 Envolvente de momento flector M_u (t.m)

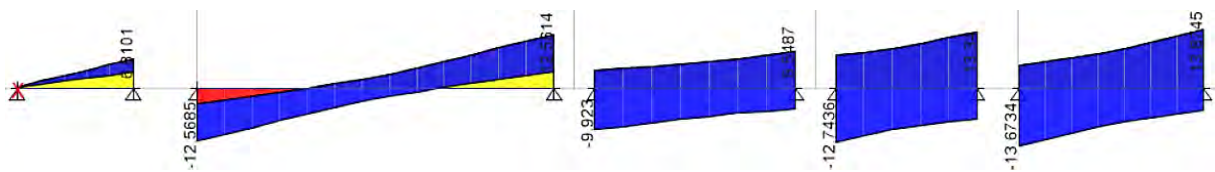


Figura 6.8 Envolvente de fuerza cortante V_u (t)

Cálculos del diseño por flexión:

Se va a realizar el cálculo de la cuantía de acero de la viga ubicada en el eje A que tiene dimensiones de 30 cm de ancho y 55 cm de peralte. Se calculará para las solicitaciones en el extremo izquierdo del segundo tramo entre los ejes 2 y 3.

Peralte efectivo:

$$d = \text{Altura} - \text{recubrimiento} = 55 - 6 = 49 \text{ cm}$$

Profundidad de la zona en compresión (para un momento de 17.31 t.m):

$$a = 49 - \sqrt{49^2 - \frac{2 * |17.31| * 10^5}{0.9 * 0.85 * 210 * 30}} = 7.98 \text{ cm}$$

Acero calculado:

$$A_s = \frac{|17.31| * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(49 - \frac{7.98}{2}\right)} = 10.17 \text{ cm}^2$$

El acero elegido fue:

$$2\phi 3/4" + 1\phi 1" \rightarrow A_s \text{ colocado} = 10.78 \text{ cm}^2 \text{ tiene una excedencia de } + 6.00\%$$

En efecto, se mostrarán las tablas resumen de las cantidades de acero calculados para momentos de diseño de todos los tramos.

Tabla 6-3 Diseño de la viga V-01

Nombre	Tramo	Punto	Mu (t.m)	As diseño (cm ²)	φ Colocado		As colocado (cm ²)	% Exceso/Déficit	
					Corrido	Bastón			
V-01	tramo1	2-	7.17	4.00	2Ø3/4"		5.68	42.1%	
	tramo2	2-	17.31	10.17	2Ø3/4"	1Ø1"	10.78	6.0%	
		2/3+	7.24	4.04	2Ø3/4"		5.68	40.7%	
	tramo3	3-	16.82	9.86	2Ø3/4"	1Ø1"	10.78	9.4%	
		3-	14.61	8.46	2Ø3/4"	1Ø1"	10.78	27.4%	
		3+	9.23	5.20	2Ø3/4"		5.68	9.3%	
	tramo4	4-	11.93	6.81	2Ø3/4"	1Ø3/4"	8.52	25.1%	
		4+	10.48	5.94	2Ø3/4"	1Ø3/4"	8.52	43.5%	
	tramo5	4-	12.91	7.41	2Ø3/4"	1Ø3/4"	8.52	15.0%	
		4+	11.14	6.34	2Ø3/4"	1Ø3/4"	8.52	34.5%	
		5-	13.48	7.76	2Ø3/4"	1Ø1"	10.78	38.9%	
	tramo5	5+	10.54	5.98	2Ø3/4"	1Ø3/4"	8.52	42.6%	
		5-	15.75	9.18	2Ø3/4"	1Ø1"	10.78	17.5%	
		5+	11.59	6.61	2Ø3/4"	1Ø3/4"	8.52	28.9%	
		6-	17.24	10.13	2Ø3/4"	1Ø1"	10.78	6.4%	
			6+	12.55	7.19	2Ø3/4"	1Ø3/4"	8.52	18.5%

Comprobación de acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * 30 * 49}{4200} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Todas las secciones cumplen con el acero mínimo.

Diseño por cortante

En el diseño se utilizará la cortante del extremo derecho del quinto tramo entre ejes 5 y 6 de la viga, se utiliza la cortante a “d” de la cara del apoyo.

Resistencia por cortante del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 49 * 10^{-3} = 9.60 \text{ t}$$

Como $V_u > \phi V_c$, se necesita refuerzo transversal.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{12.28}{0.85} - 11.29 = 3.16 \text{ t}$$

Separación de estribos:

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{1.42 * 4200 * 49}{3.16 * 10^3} = 92.6 \text{ cm}$$

El V_s límite será igual:

$$V_s \text{ lim} = 1.1 \sqrt{210} * 30 * 49 * 10^{-3} = 23.43 \text{ t} > V_s$$

Por lo que su separación máxima será igual a:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{49}{2} \text{ o } 60 \text{ cm} = 25 \text{ o } 60 \text{ cm}$$

Por lo cual, la separación máxima es de 25 cm.

De acuerdo con las sollicitaciones sísmicas, los extremos de la viga, a una distancia $2h$ (1.10 m) de la cara, deben disponer de estribos de confinamiento con una separación que no exceda al mínimo de las siguientes longitudes:

- (a) $49/4 = 12.3$ (no menor que 15 cm)
- (b) $10 \times 1.91 = 19.1$ cm
- (c) $24 \times 0.95 = 22.8$ cm
- (d) 30 cm

El menor de todos ellos es 15 cm, por lo cual los estribos de confinamiento estarán espaciados a esta distancia.

Verificación por capacidad

Se analizará el extremo derecho del quinto tramo entre ejes 5 y 6.

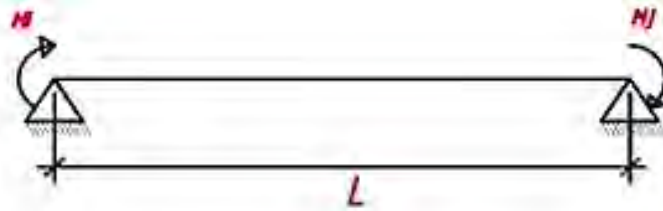


Figura 6.9 Representación de la viga isostática

Momentos nominales para los extremos analizando el extremo derecho:

- $M_n \text{ izquierdo} = A_s * f_y * \left(d - \left(\frac{A_s * f_y}{2 * 0.85 * f'c * b} \right) \right)$
- $M_n \text{ izquierdo} = 10.78 * 4200 * \left(49 - \left(\frac{10.78 * 4200}{2 * 0.85 * 210 * 30} \right) \right) / 10^5 = 20.27 \text{ t.m}$
- $M_n \text{ derecho} = 16.34 \text{ t.m} \text{ (} A_s = 8.52 \text{ cm}^2 \text{)}$

Cortante calculado de la viga isostática:

$$V_{cap} = \frac{M_{ni} + M_{nd}}{L_n} = \frac{20.27 + 16.34}{3.36} = 10.9 \text{ t}$$

Ahora realizando las combinaciones:

$$V_{cap1} = V_{cap} + 1.25 V_{serv} = 10.9 + 1.25 * 3.00 = 14.65 \text{ t}$$

$$V_{cap2} = 2.5 V_{sism} + 1.25 V_{serv} = 2.5 * 8.54 + 1.25 * 3.00 = 25.10 \text{ t}$$

Y para determinar la cortante de diseño (V diseño) se escoge el menor de las dos combinaciones.

$$V \text{ diseño} = 14.65 \text{ t}$$

En concreto, se muestra un resumen de lo calculado para cada extremo del tramo analizado.

Tabla 6-4 Resumen de verificación por capacidad del quinto tramo de la viga V-01

Viga	Punto	Ln (m)	Extremo "i"		Extremo "j"		V cap (t)	V cap1 +1.25 V ser	V cap2 2.5Vsis + 1.25Vser	V Diseño (t)
			Asi (cm ²)	Mni (t.m)	Asj (cm ²)	Mnj (t.m)				
V-01	izq	3.36	10.78	20.27	8.52	16.34	10.9	14.4	24.9	14.45
	der	3.36	10.78	20.27	8.52	16.34	10.9	14.6	25.1	14.65

La cortante de capacidad definida es mayor al V_u por lo cual se escogerá como la cortante de diseño. Realizando los mismos procedimientos de diseño de cortante nos resulta una separación de 49cm, por lo tanto, se decide continuar con la misma separación máxima de 25 cm.

Se mostrará todos los resultados de cada tramo de la viga.

Tabla 6-5 Resumen del diseño por corte de la viga V-01

Nombre	Tramo	Punto	V_u diseño(t)	$\phi V_c > V_u$?	V_s (t)	S (cm)	$S_{m\acute{a}x.}$ (cm)	S diseño
V-01	tramo1	2-	5.23	no	0.00	56.8	25 o 60	25
	tramo2	2-	13.97	si	5.15	56.8	25 o 60	25
		3-	13.29	si	4.35	67.3	25 o 60	25
	tramo3	3-	12.06	si	2.90	100.7	25 o 60	25
		4+	9.21	no	0.00	56.8	25 o 60	25
	tramo4	4-	13.96	si	5.13	56.9	25 o 60	25
		5+	16.02	si	7.56	38.7	25 o 60	25
	tramo5	5-	14.45	si	5.70	51.2	25 o 60	25
		6+	14.65	si	5.94	49.2	25 o 60	25

Ahora se verificará si el V_u de diseño es menor al V_u máximo:

$$V_u \max = \phi V_c + \phi 2.1 \sqrt{f'c} * bw * d = 9.60 + 0.85 * 2.1 * \sqrt{210} * 30 * 49 * 10^{-3} = 47.62 t$$

Como se puede comprobar ningún cortante de diseño supera la cortante máxima, permitida por la Norma, entonces no se requiere redimensionamiento de la sección.

Control de deflexiones

Para el control de deflexiones se toma en consideración las condiciones de apoyo como el tramo en volado, las vigas continuas interiores y vigas continuas en un extremo. Teniendo en consideración lo anterior se analizará el tramo interior entre los ejes 2-3, la deflexión inmediata se puede calcular de la siguiente manera:

Deflexión inmediata para un modelo del tramo interior de una viga continua:

$$\Delta = \frac{5}{48} \frac{L^2}{E_c * I_{ef}} [M_{cl^+} - 0.1(M_i + M_d)] = \frac{5}{48} * \frac{5.85^2}{217371 * I_{ef}} [M_{cl^+} - 0.1(M_i + M_d)] \quad (6.13)$$

Cálculo de la inercia efectiva promedio (I_{ef}) y el factor de cargas diferidas (λ):

$$I_{ef} = \frac{I_{cr \text{ der}} + I_{cr \text{ izq}} + 2 * I_{cr \text{ medio}}}{4} = \frac{155159 + 128116 + 2 * 91026}{4} = 116,331 \text{ cm}^4$$

Las deflexiones inmediatas para cargas muertas y vivas respectivamente serán:

$$\Delta i_{CM} = 0.41 \text{ cm}$$

$$\Delta i_{CV} = 0.06 \text{ cm}$$

Para calcular la deflexión diferida, se calcula:

$$\rho'(\text{centro}) = \frac{As \text{ compresión}}{base * d} = \frac{5.68 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm} * 49 \text{ cm}} = 0.39\%$$

$$\lambda = \frac{2.0}{1 + 50 (0.39\%)} = 1.68$$

Las deflexiones diferidas serán:

$$\Delta d_{CM} = 0.68 \text{ cm}$$

$$\Delta d_{CV} = 0.10 \text{ cm}$$

Para comparar la deflexión con la permitida, se usa el 30% de las deflexiones diferidas por cargas vivas sin considerar las deflexiones inmediatas por carga muerta.

$$\Delta d_{CM} + 0.3 * \Delta d_{CV} + \Delta i_{CV} = 0.77 \text{ cm}$$

En conclusión, se mostrará el resumen de los cálculos de deflexiones para cada tramo.

Tabla 6-6 Resumen de resultados en el control de deflexiones de la viga V-01

VIGA	Tramo	Icr	Ief	Δi_{CM}	Δi_{CV}	ρ' (centro)	λ	Δd_{CM} (cm)	Δd_{CV} (cm)	Δd_{CM} +0.3* Δd_{CV} + Δi_{CV} (cm)
V-A (1-2)	3	155,159	155,159	0.13	0.02	0.39%	1.68	0.22	0.04	0.25
V-A (2-3)	2	155,159								
	2-3	91,026	116 331	0.41	0.06	0.39%	1.68	0.68	0.10	0.77
	3	128,116								
V-A (3-4)	3	128,116								
	3-4	91,026	110 016	0.01	0.00	0.39%	1.68	0.01	0.00	0.01
	4	129,897								
V-A (4-5)	4	129,897								
	4-5	91,026	117 432	0.01	0.00	0.39%	1.68	0.01	0.00	0.01
	5	157,779								
V-A (5-6)	5	157,779								
	5-6	91,026	113 277	0.03	0.004	0.39%	1.68	0.05	0.01	0.05
	6	157,779								

Deflexión límite para el tramo analizado según la Norma:

$$L_n / 480 = 585 / 480 = 1.22 \text{ cm}$$

Se cumple el límite de deflexión.

Control de fisuración

Para controlar la fisuración de la viga, se analizará el tramo más crítico, en este caso el tramo entre los ejes 2 y 3, para ello se calculará el parámetro Z de la Norma:

- Cálculo del área de corte (A_{ct}) y el esfuerzo en el acero (f_s):

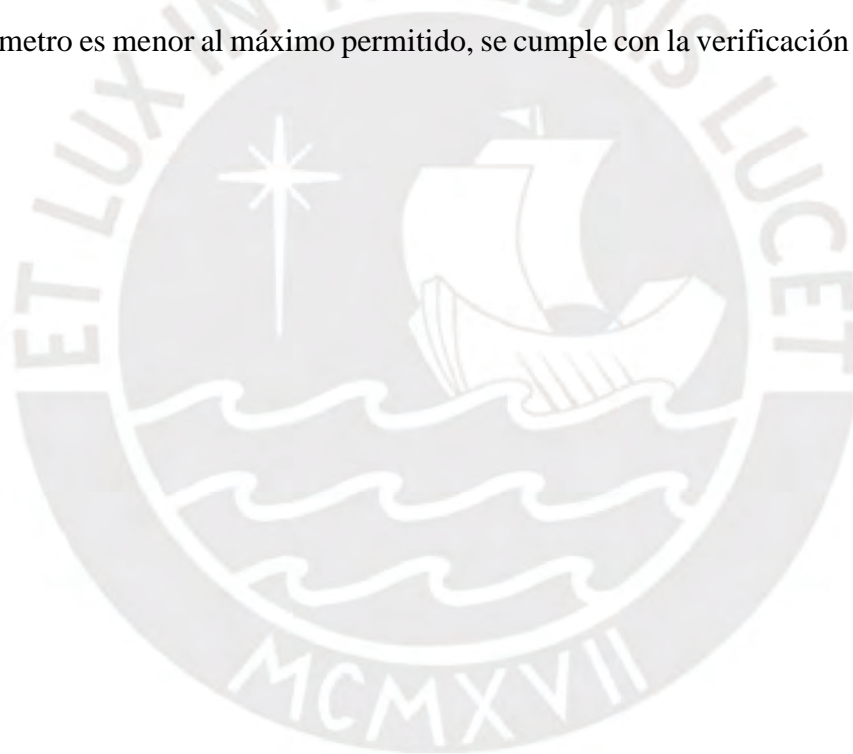
$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b}{N^{\circ} \text{ barras}} = \frac{2 * 6 * 30}{2} = 180 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{M_{servicio}^+}{0.9 * d * A_s} = \frac{(4.17 + 0.69) * 10^5}{0.9 * 49 * 5.68} = 1,940 \text{ kg/cm}^2$$

- Con los valores antes calculados, se obtiene el parámetro Z:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d * A_{ct}} = 1,940 * \sqrt[3]{6 * 180} = 19,904 \text{ kg/cm} < 26,000 \text{ kg/cm}$$

Como el parámetro es menor al máximo permitido, se cumple con la verificación por fisuración del elemento.



Perfil de la viga V-01

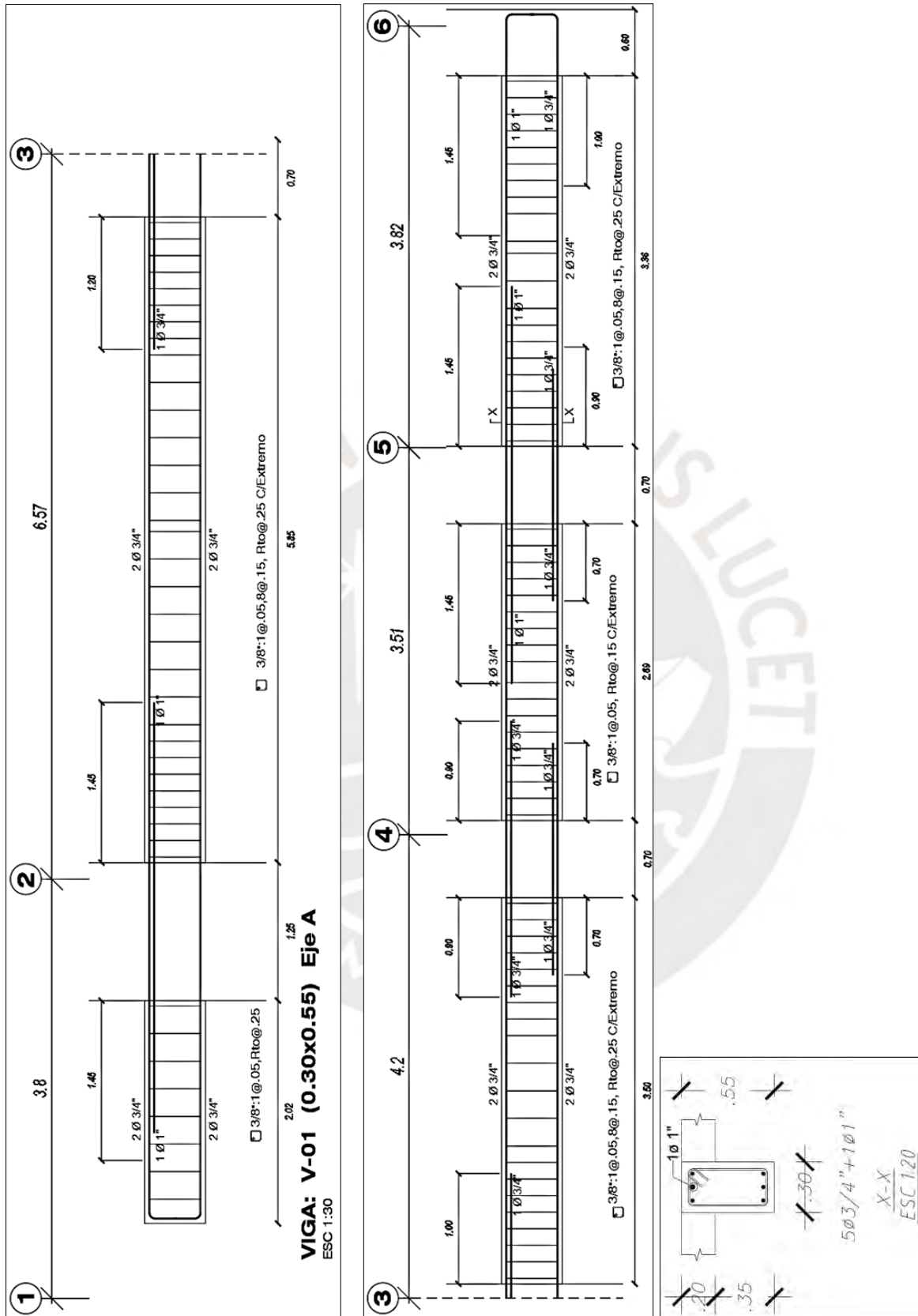


Figura 6.10 Diseño final de la viga V-01

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS

7.1 Características estructurales

- **Tipos de columnas:** Las columnas típicas que se emplean en la estructura tienen forma rectangular con refuerzos en las cuatro caras y con anchos mínimos de 25 cm debido a la responsabilidad sísmica de las columnas.
- **Tipo de refuerzo transversal:** Está conformado por estribos cerrados y grapas suplementarias con ganchos sísmicos.
- **Cuantía mínima y máxima:** Los límites de cuantía están sometidas de acuerdo con la Norma E.060 en la cual se establece como mínima cuantía 1%, debido a que se requiere una buena resistencia ante cargas sostenidas; se va a usar como cuantía máxima 4% para evitar congestionamiento de acero.

7.2 Procedimiento de diseño

7.2.1 Diseño por flexo-compresión

El diseño se realiza elaborando un diagrama donde se realiza varias interacciones de las resistencias nominales P_n (cargas axiales) y M_n (momentos flectores), en donde la sección alcanza su máxima capacidad para distintos casos de cargas y casos críticos utilizando los mismos procedimientos y teorías del análisis por flexión.

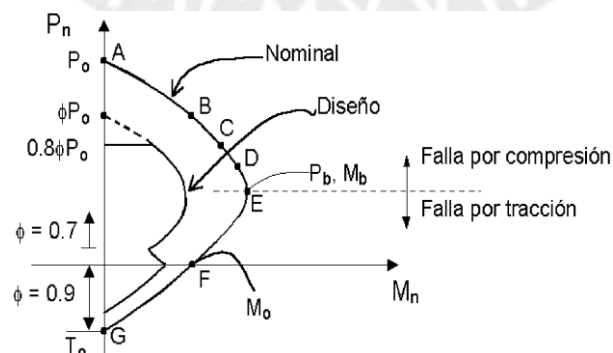


Figura 7.1 Diagrama de interacción para una columna con estribos [Fuente: Apuntes del curso Concreto Armado 1 (Ottazzi, 2016)]

7.2.2 Diseño por cortante

Capacidad

Utilizando los criterios establecidos en la Norma peruana, se calculará la fuerza cortante de diseño V_u y se elegirá el menor valor.

(a) Cortante correspondiente a momentos nominales.

$$V_u = \frac{(M_{ni} + M_{ns})}{H_n} \quad (7.1)$$

* M_{ni}, M_{ns} : momento nominal inferior y superior respectivamente

* H_n : luz libre de la columna

(b) Cortante máximo resultante de la combinación de carga de diseño.

$$V_u = 1.25(V_{cm} + V_{cv}) \pm 2.5V_{cs} \quad (7.2)$$

Una vez obtenida la cortante de diseño, el procedimiento a seguir es semejante al de una viga peraltada basado en el enfoque de Diseño por Resistencia. Las cargas axiales se tienen en cuenta al calcular la resistencia al corte del concreto cuando los elementos están sometidos a compresión; esto se detalla a continuación.

Diseño por Resistencia

Resistencia al corte del concreto para elementos en compresión:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) \quad (7.3)$$

* N_u : carga axial en compresión (kg)

* A_g : área bruta de la sección (cm²)

Fuerza que resiste el refuerzo transversal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (7.4)$$

7.2.3 Consideraciones sísmicas

El capítulo 21 de la Norma E.060, describe las siguientes especificaciones para el refuerzo de confinamiento de columnas (elemento en flexo-compresión):

- Los extremos de la columna deben tener estribos de confinamiento separados (S_o) a una distancia (L_o) medida desde la cara del nudo.
- La separación mínima (S_o) se escoge al menor de los siguientes valores:
 - (a) La menor dimensión de la sección transversal de la columna dividida entre dos.
 - (b) El diámetro del acero longitudinal multiplicado ocho veces.
 - (c) 10 cm
- La longitud mínima (L_o) es el mayor valor entre:
 - (d) La luz libre entre la columna dividida entre 6.
 - (e) De la sección transversal su mayor dimensión.
 - (f) 50 cm

7.3 Ejemplo de diseño

Columna C-1 entre ejes C y 1 (0.30x0.70 m)

Metrado

Se presentan las cargas derivadas del modelo ETABS (ver Anexo 02) con respecto a los ejes locales, el cual se comparó con el metrado manual (acápite 3.5).

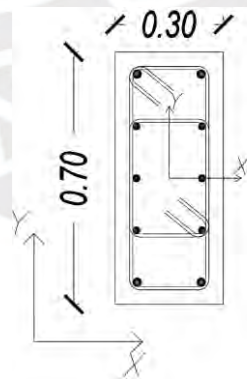


Figura 7.2 Sistema de ejes de la columna C-1 entre ejes C y 1

Tabla 7-1 Cargas de la columna C-1 entre ejes C y 1 del primer y segundo piso

Carga	C. Axial	Cortante Y	Cortante X	Momento Y	Momento X
	t	t	t	t.m	t.m
1° Piso					
Carga muerta	54.81	-0.29	0.46	-0.77	0.39
Carga viva	8.92	0.02	0.11	-0.19	-0.05
Sismo Diseño X	36.26	3.85	1.16	1.79	6.63
Sismo Diseño Y	36.13	6.38	0.71	1.11	11.04

2° Piso					
Carga muerta	46.59	0.34	0.71	-0.94	-0.51
Carga viva	7.58	0.10	0.28	0.30	-0.14
Sismo Diseño X	29.67	9.53	2.94	3.41	11.27
Sismo Diseño Y	28.90	16.16	1.78	2.06	19.18

A partir de los resultados, se observa que la columna del segundo piso presenta mayores cortantes que el primer piso; por ello, se tendrán en consideración en los cálculos de diseño.

Diseño por flexo-compresión

La columna se analizará en ambas direcciones. Seguidamente, se muestra las combinaciones de carga realizadas y los diagramas de interacción para el diseño en el 1° y 2° piso.

Sismo Y

Tabla 7-2 Combinaciones de carga para el sismo en Y en el 1° y 2° piso

Combinación	Carga axial (t)	Momento Y (t.m)	Momento X (t.m)
1° Nivel			
1.4CM + 1.7CV	91.90	-1.41	0.44
1.25(CM+CV) + SY	115.79	-0.09	11.45
1.25(CM+CV) - SY	43.53	-2.31	-10.63
0.9CM+SY	85.46	0.42	11.39
0.9CM-SY	13.20	-1.80	-10.69
2° Nivel			
1.4CM + 1.7CV	78.11	-0.79	-0.99
1.25(CM+CV) + SY	96.61	1.27	18.34
1.25(CM+CV) - SY	38.81	-2.85	-20.02
0.9CM+SY	70.83	1.21	18.72
0.9CM-SY	13.03	-2.91	-19.64

Sismo X

Tabla 7-3 Combinaciones de carga para el sismo en X en el 1° y 2° piso

Combinación	Carga axial (t)	Momento Y (t.m)	Momento X (t.m)
1° Nivel			
1.4CM + 1.7CV	91.90	-1.41	0.44
1.25(CM+CV) + SX	115.92	0.59	7.04
1.25(CM+CV) - SX	43.40	-2.99	-6.22
0.9CM+SX	85.59	1.10	6.98
0.9CM-SX	13.07	-2.48	-6.28
2° Nivel			
1.4CM + 1.7CV	78.11	-0.79	-0.99
1.25(CM+CV) + SX	97.38	2.62	10.43
1.25(CM+CV) - SX	38.04	-4.20	-12.11
0.9CM+SX	71.60	2.56	10.81
0.9CM-SX	12.26	-4.26	-11.73

Para realizar los diagramas de interacción se utilizó una cuantía de acero de 1.11% ($4\phi 3/4'' + 6\phi 5/8''$), como se muestra en el siguiente esquema.

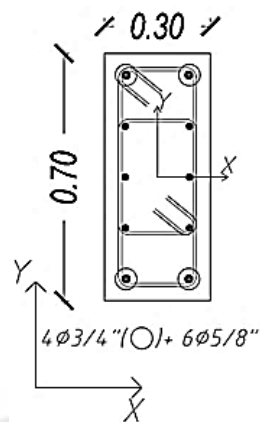


Figura 7.3 Esquema de cuantía de acero

Primer piso:

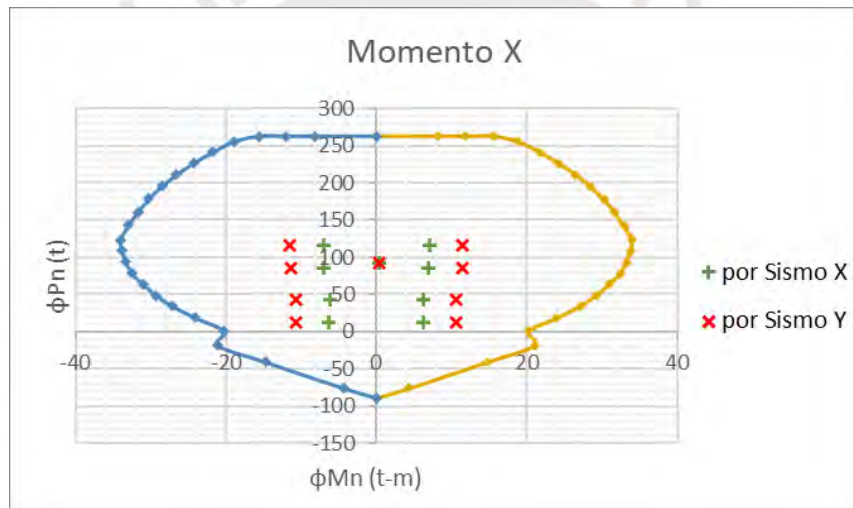


Figura 7.4 Diagrama de interacción de diseño para momento en X en el primer piso

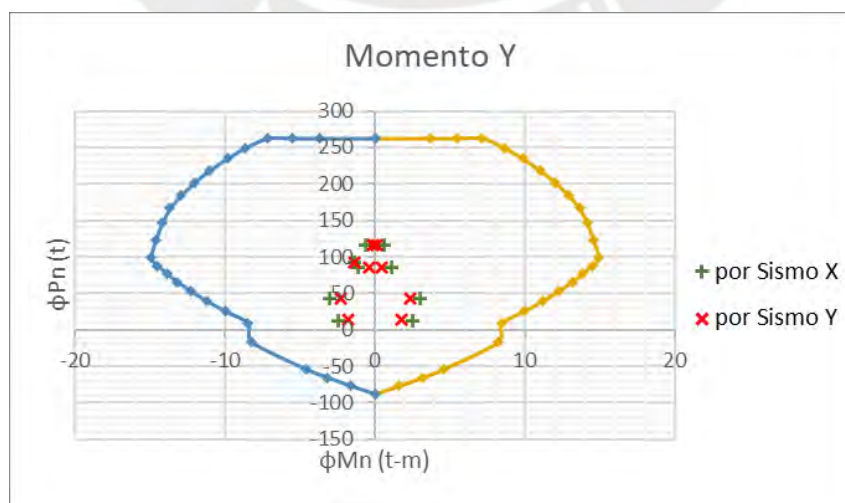


Figura 7.5 Diagrama de interacción de diseño para momento en Y en el primer piso

Segundo piso:

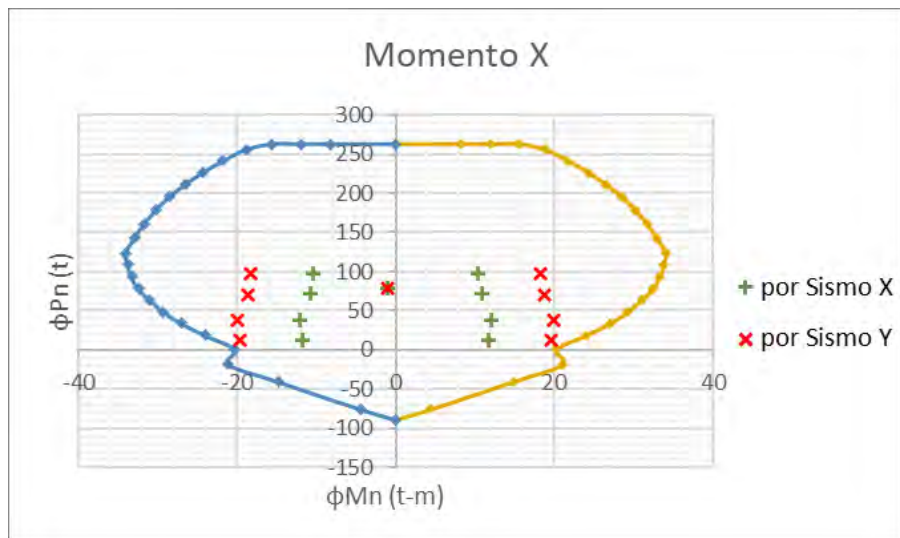


Figura 7.6 Diagrama de interacción de diseño para momento en X en el segundo piso

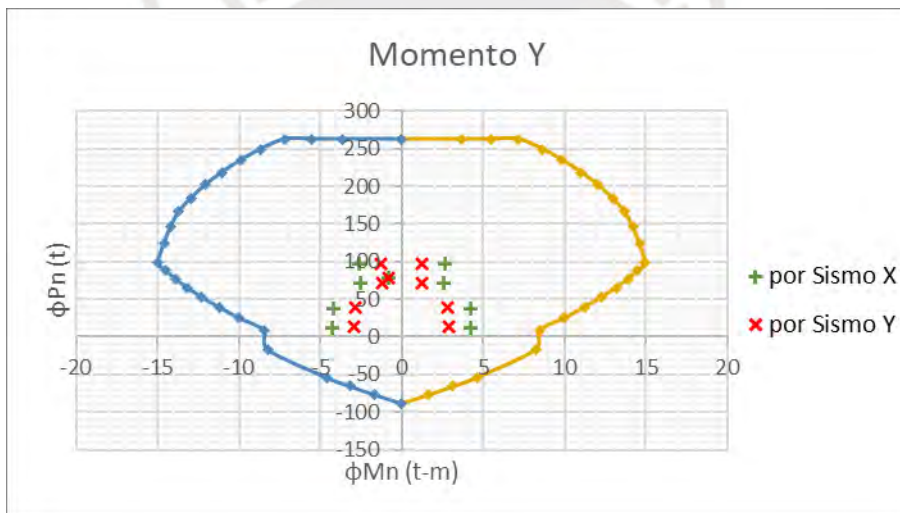


Figura 7.7 Diagrama de interacción de diseño para momento en Y en el segundo piso

Diseño por cortante

Se mostrará el procedimiento para la sección del 2do piso debido a que presenta mayores cortantes en comparación a la sección del 1er piso.

Capacidad

(a) Cortante asociado a momentos nominales en los extremos de columna.

$$Vx \text{ capacidad} = \frac{(Mni + Mns)}{Hn} = \frac{31 * 2}{2.1} = 29.52 t$$

Donde el momento nominal se obtuvo del siguiente gráfico.

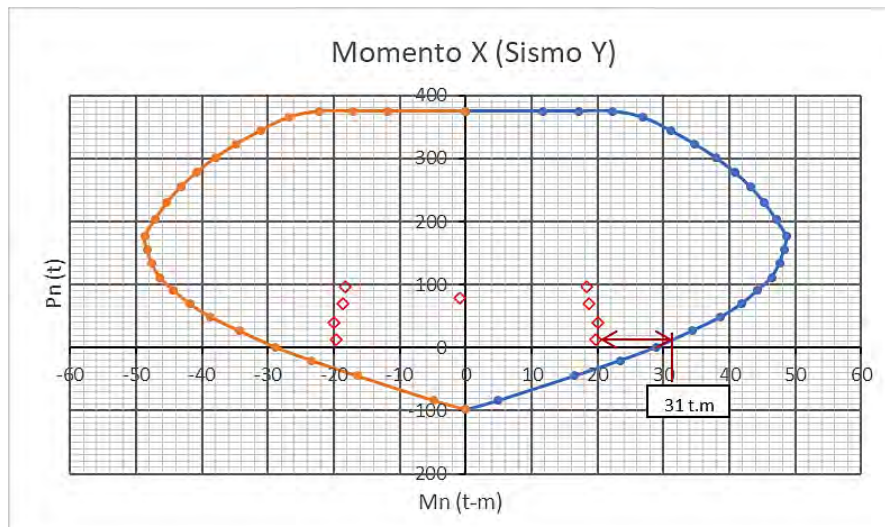


Figura 7.8 Diagrama de interacción nominal del 2do piso para el sismo en Y

(b) Combinación de carga de diseño con un factor de 2.5 para sismo.

Cortante de diseño máxima:

$$\begin{aligned} Vu \text{ capacidad} &= 1.25(V_{cm} + V_{cv}) + 2.5V_{csy} \\ &= 1.25(0.34 + 0.11) + 2.5 * 16.16 = 40.96 t \end{aligned}$$

De los resultados anteriormente considerados, se escoge el resultado con menor valor:

Vu capacidad = 29.52 t

Diseño por Resistencia

Resistencia al cortante del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 64 * \left(1 + \frac{96.61 * 10^3}{140 * 30 * 70} \right) = 16.65 t$$

De la envolvente de diseño, se obtuvo:

Vu envolvente = 16.72 t

Tabla 7-4 Resumen del diseño por corte de la columna C-1 entre ejes C y 1

Carga axial (t)	Vu (t)	V capacidad (t)	Vu diseño (t)	A_v (cm ²)	ϕV_c (t)	¿ $Vu > \phi V_c$?	S (cm)
96.61	16.72	29.52	29.52	1.42	16.65	sí	25

Se considera un S = 20 cm, ya que en el diseño por cortante en los pisos superiores (3er-7mo piso), disminuye la resistencia al corte del concreto por disminución de la carga axial, esto genera un aumento del requerimiento de resistencia al corte del estribo y, por ende, la disminución del espaciamiento de este.

A continuación, se aplicarán los requerimientos de confinamiento que establece la Norma peruana para la distribución de estribos.

Refuerzo de confinamiento

A continuación, se muestra la longitud y espaciamiento de confinamiento.

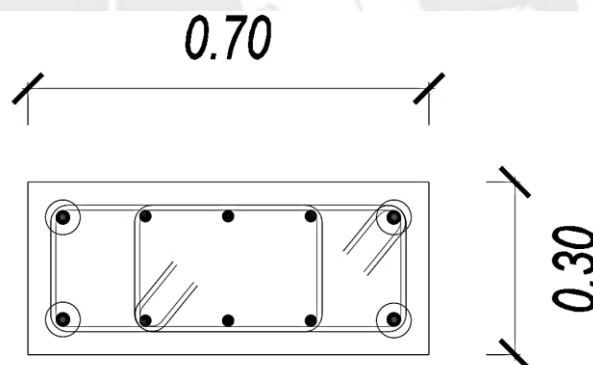
Tabla 7-5 Longitud y espaciamiento de confinamiento de la columna C-1 entre ejes C y 1

Longitud de confinamiento (m)		Lo (m)
Hn/6	0.44	
Mayor dimensión (B, H)	0.70	0.7
No menor a	0.5	

Espaciamiento de confinamiento (m)		So (m)
8*diam. barra longitudinal	0.13	
Menor dimensión (B, H) / 2	0.15	0.1
No mayor a	0.1	

Distribución final de estribos: 1@0.05, 7@0.10, resto @0.20 desde cada extremo.

Sección de columna



$4 \phi 3/4" (\bigcirc) + 6 \phi 5/8"$
 $2 \square \phi 3/8": 1@.05, 7@.10, Rto@.20$
 (Desde cada Extremo)

Figura 7.9 Diseño final de la columna C-1 entre ejes C y 1 para el primer y segundo piso

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS

8.1 Procedimiento de diseño

8.1.1 Diseño por flexo-compresión

Cuantías de refuerzo:

- Núcleo confinado

Los núcleos de confinamiento de las placas tendrán cuantías de acero que permitan que los muros tengan mayor resistencia a sus solicitaciones de carga correspondientes. El espaciamiento del refuerzo vertical debe cumplir las mismas condiciones que las de una columna.

Requerimientos para núcleos de confinamiento:

- Eje neutro límite: La Norma E.060 establece que se requiere confinamiento cuando el eje neutro (c) es mayor igual al eje neutro límite (c_{lim}).

$$c_{lim} = \frac{lm}{600 (\delta u / hm)} \quad (8.1)$$

* δu : desplazamiento lateral inelástico generado por el sismo de diseño en el nivel más alto del muro

En caso requiera núcleo de confinamiento, cumplir las siguientes condiciones:

- (a) El mayor valor entre $(c - 0.1 * lm)$ y $c/2$ es la dimensión longitudinal como mínimo.
- (b) En secciones con alas, el núcleo debe incluir el ancho efectivo del ala en compresión y extender 30 cm dentro del alma como valor mínimo.
- (c) De los elementos de borde, el refuerzo transversal, debe cumplir que la distancia de centro a centro entre sus ramas, que confinan el acero longitudinal, no exceda de 35 cm.
- (d) El menor de los siguientes valores es el espaciamiento máximo: 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro, la menor dimensión de la sección transversal del núcleo o 25 cm.

- Zona fuera del núcleo
 - o Cuantía mínima vertical (ρ_v):

En la cuantía del refuerzo vertical distribuido, se considera los siguientes parámetros.

$$Vu < 0.27\sqrt{f'c} Acw: \quad \rho_v = 0.0015 \quad (8.2)$$

$$Vu > 0.27\sqrt{f'c} Acw: \rho_v = \text{máx.} \left[0.0025 + 0.5 \left(2.55 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_h - 0.0025); 0.0025 \right] \quad (8.3)$$

Para el caso de muros que cumplen la condición ($hm/lm < 2$). Los cuales se consideran muros bajos, la cuantía horizontal debe ser menor que la cuantía vertical.

- o Cuantía mínima horizontal (ρ_h):

Se toma en consideración los siguientes parámetros para definir la cuantía del refuerzo horizontal distribuido.

$$Vu < 0.27\sqrt{f'c} Acw: \quad \rho_h = 0.002 \quad (8.4)$$

$$Vu > 0.27\sqrt{f'c} Acw: \quad \rho_h = 0.0025 \quad (8.5)$$

* Acw : área de corte de la sección transversal del muro

* hm : altura total del muro

* lm : longitud total del muro

- o Espaciamientos máximos

Según la Norma, no se pueden superar los dos requisitos siguientes para las distancias máximas entre armaduras horizontales y verticales: 3 veces el espesor del muro o 40 cm.

8.1.2 Diseño por cortante

Capacidad

La fuerza cortante de diseño V_u , se calcula empleando los criterios establecidos en la Norma peruana, el cual se calcula de la siguiente forma la cortante de diseño (8.6)

$$(Vu): Vu \geq Vua (Mn/Mua)$$

* Vua, Mua : cortante y momento amplificado proveniente del análisis

* Mn : momento nominal resistente del muro

Cabe mencionar que el coeficiente de reducción (R) debe ser mayor que la relación M_n/M_{ua} .

La mayor de las siguientes variables representa la altura de la placa a la que se aplicará el diseño de capacidad:

- Longitud del muro
- Momento último entre 4 veces la cortante última
- La altura de los dos primeros niveles

Este diseño hace que se produzca un fallo por flexión y evita el fallo por corte.

Diseño por Resistencia:

Resistencia del concreto por cortante en muros está dada por:

$$V_c = A_{cw} * (\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad (8.7)$$

Donde α_c depende de la esbeltez del muro hasta la altura analizada para el diseño

$$\alpha_c = \left\{ \begin{array}{ll} 0.80 & ; hm/lm \leq 1.5 \\ 0.53 & ; hm/lm \geq 2.0 \\ \text{variación lineal} & ; 1.5 \leq hm/lm \leq 2.0 \\ \text{entre 0.80 y 0.53} & \end{array} \right\} \quad (8.8)$$

Resistencia del refuerzo por cortante en muros es igual a:

$$V_s = A_{cw} * \rho_h * f_y \quad (8.9)$$

$$\rho_h = A_{sh}/A_{cw} \quad (8.10)$$

* A_{sh} : área de acero horizontal

* ρ_h : cuantía horizontal

* A_{cw} : área de la sección bruta de la placa

La resistencia del concreto más la resistencia del refuerzo horizontal ($V_c + V_s$) es igual a la capacidad de corte de la losa.

8.2 Ejemplo de diseño

Placa PE-1 (0.30x1.25 – 0.30x1.25m)

La placa por analizar es una sección en forma de L.

Metrado

Tabla 8-1 Metrado de cargas de la placa PE-1

Carga	Carga Axial	Cortante Y	Cortante X	Momento Y	Momento X
	t	t	t	t.m	t.m
Carga Muerta	-104.67	-0.70	2.85	-5.59	-2.44
Carga Viva	-15.90	-0.02	0.37	-0.73	-0.12
Sismo en X	36.21	19.57	21.40	96.16	87.46
Sismo en Y	72.40	27.61	19.04	90.30	116.16

Combinaciones

Tabla 8-2 Combinaciones de cargas para el sismo en X de la placa PE-1

Combinación	Carga Axial	Momento Y	Momento X
	t	t.m	t.m
1.4CM + 1.7CV	173.58	-9.06	-3.61
1.25(CM+CV) +SX	186.93	88.26	84.27
1.25(CM+CV)-SX	114.51	-104.05	-90.66
0.9CM+SX	130.42	91.13	85.27
0.9CM-SX	57.99	-101.18	-89.65

Tabla 8-3 Combinaciones de cargas para el sismo en Y de la placa PE-1

Combinación	Carga Axial	Momento Y	Momento X
	t	t.m	t.m
1.4CM + 1.7CV	173.58	-9.06	-3.61
1.25(CM+CV) +SY	223.12	82.40	112.97
1.25(CM+CV)-SY	78.32	-98.19	-119.36
0.9CM+SY	166.61	85.27	113.97
0.9CM-SY	21.81	-95.32	-118.35

Asimismo, se va a realizar las iteraciones con la siguiente configuración.

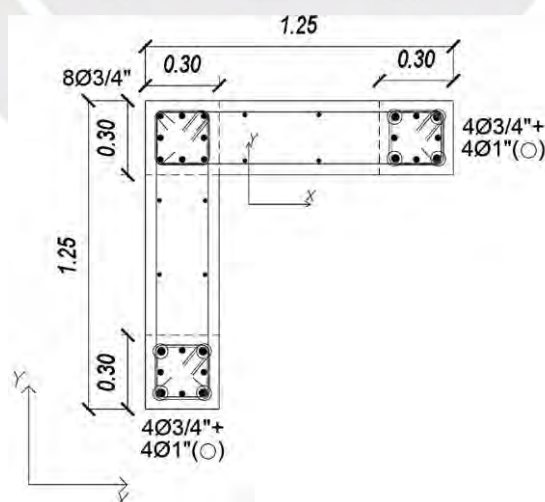


Figura 8.1 Acero de refuerzo en la placa PE-1 en el 1° y 2° piso

Con núcleo de 30 x 30 cm y una cuantía en cada núcleo según la Figura 8.1, se obtiene los siguientes diagramas de interacción.

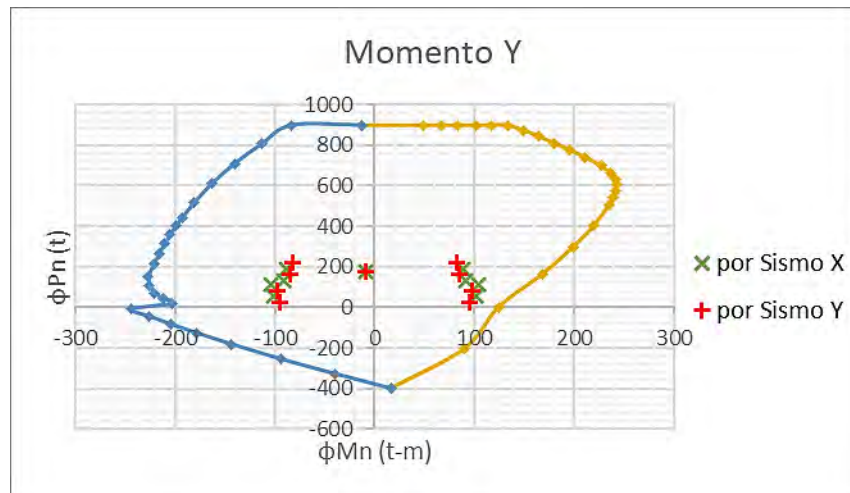


Figura 8.2 Diagrama de interacción para momento en Y de la placa PE-1

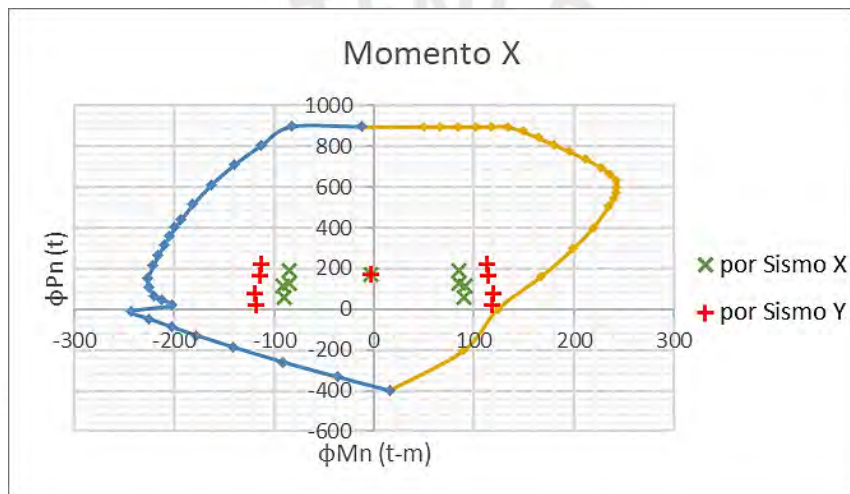


Figura 8.3 Diagrama de interacción para momento en X de la placa PE-1

Como se puede comprobar, la sección cumple para las cargas solicitadas.

Diseño por cortante

- Tramo 1 (0.30 x 1.25m)

Tabla 8-4 Cortante última para sismo en Y (Placa PE-1, Tramo 1)

	Combinación	Cortante Y
		t
Sismo Y	1.4CM + 1.7CV	-1.02
	1.25(CM+CV) + SY	26.71
	1.25(CM+CV)-SY	-28.52
	0.9CM+SY	26.98
	0.9CM-SY	-28.24

La tercera combinación de carga de la tabla está asociada con la fuerza cortante mayor.

La resistencia de corte del concreto de la placa es:

$$\phi V_c = 0.85 * A_{cw} * (\alpha_c \sqrt{f'c})$$

Como $h_m/l_m = 19.10/1.25 = 15.28 \geq 2$ entonces $\alpha_c = 0.53$

Resultando

$$\phi V_c = 0.85 * 0.3 * (0.53 \sqrt{21000}) = 19.59 t < 28.52 t$$

Por ende, se necesitará refuerzos por corte.

Condición para cuantías mínimas:

$$0.27 * \sqrt{210} * t * d = 0.27 * \sqrt{210} * 0.3 * 1 * 10 t = 11.74 t < 28.52 t$$

Por lo tanto, se consideran las siguientes cuantías:

Tabla 8-5 Cuantías mínimas horizontal y vertical (Placa PE-1, Tramo 1)

	Área acero (cm ²)	φ (pulg) 2 mallas	Separación malla	Separación por usar	ρ horiz. usado
ρ min horiz.	0.0025	7.50	1/2	0.34	0.0029
ρ min vert.	0.0025	7.50	1/2	0.34	0.0029

- **Tramo 2 (0.30 x 1.25m)**

Tabla 8-6 Cortante última para sismo en X (Placa PE-1, Tramo 2)

	Combinación	Cortante X
		t
Sismo X	1.4CM + 1.7CV	4.63
	1.25(CM+CV) + SX	25.44
	1.25(CM+CV)-SX	-17.37
	0.9CM+SX	23.97
	0.9CM-SX	-18.83

La cortante que predomina es la correspondiente a la segunda combinación de carga de la tabla.

La resistencia de corte del concreto de la placa es:

$$\phi V_c = 19.59 t < 25.44 t$$

De igual manera se necesitará refuerzo por corte.

Condición para cuantías mínimas:

$$0.27 * \sqrt{210} * t * d = 0.27 * \sqrt{210} * 0.3 * 1 * 10 t = 11.74 t < 25.44 t$$

Por lo tanto, se consideran las siguientes cuantías:

Tabla 8-7 Cuantías mínimas horizontal y vertical (Placa PE-1, Tramo 2)

		Área acero (cm ²)	φ (pulg) 2 mallas	Separación malla	Separación por usar	ρ horiz. usado
ρ min horiz.	0.0025	7.50	1/2	0.34	0.30	0.0029
ρ min vert.	0.0025	7.50	1/2	0.34	0.30	0.0029

Diseño por capacidad

- Tramo 1 (0.30 x 1.25m)

La altura donde se usará el refuerzo que se obtiene por capacidad será la mayor de las siguientes:

Tabla 8-8 Alturas para el diseño por capacidad (Placa PE-1, Tramo 1)

Lm	1.25 m
Mu/4*Vu	1.10 m
1° y 2° piso	5.85 m

El cortante por capacidad se calculará de la siguiente forma:

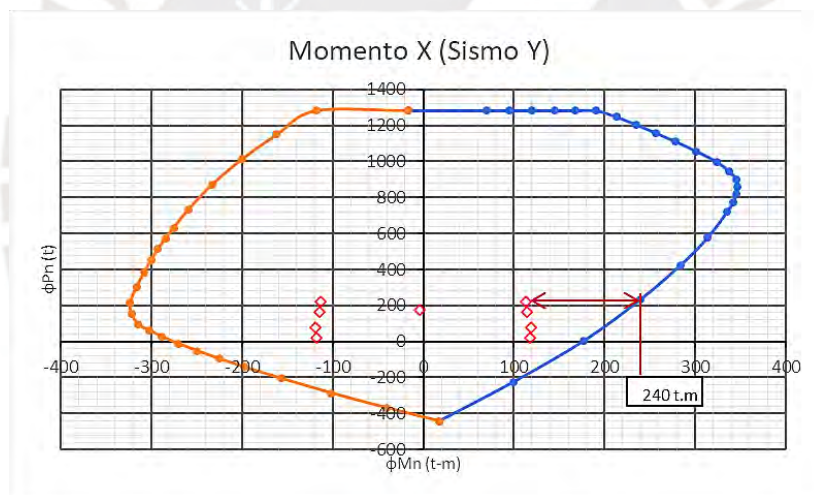


Figura 8.4 Diagrama de momentos nominales en X placa PE-1

$$M_n = 240 \text{ t.m}$$

$$M_u \text{ a } (1.25(CM+CV)-SY) = 119.36 \text{ t.m}$$

$$V_u \text{ capacidad} = 28.52 \left(\frac{240}{119.36} \right) = 57.35 \text{ t}$$

Resistencia a corte del concreto:

$$\phi V_c = 19.59 \text{ t}$$

$$\text{Resistencia del acero: } V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 44.42 \text{ t}$$

Considerando para 1 m de ancho:

$$Ash = \frac{S \cdot V_s}{f_y \cdot d} = 10.58 \text{ cm}^2; \quad \rho_{sh} = \frac{Ash}{100 \cdot S \cdot t} = 0.0035$$

Como la cuantía horizontal calculada es mayor a 0.0025 se considera 0.0035 como la cuantía de diseño y para una malla de $\phi 1/2''$ se necesita una separación 0.20 m, entonces la configuración elegida es:

Tabla 8-9 Cuantía horizontal y vertical por capacidad (Placa PE-1, tramo 1)

Configuración elegida	
ρ horiz.	$\phi 1/2 @ .20$
ρ vert.	$\phi 1/2 @ .30$

- **Tramo 2 (0.30 x 1.25m)**

Altura para capacidad

Tabla 8-10 Alturas para el diseño por capacidad (Placa PE-1, Tramo 2)

Lm	1.25 m
Mu/4*Vu	1.11 m
1° y 2° piso	5.85 m

Cortante por capacidad:

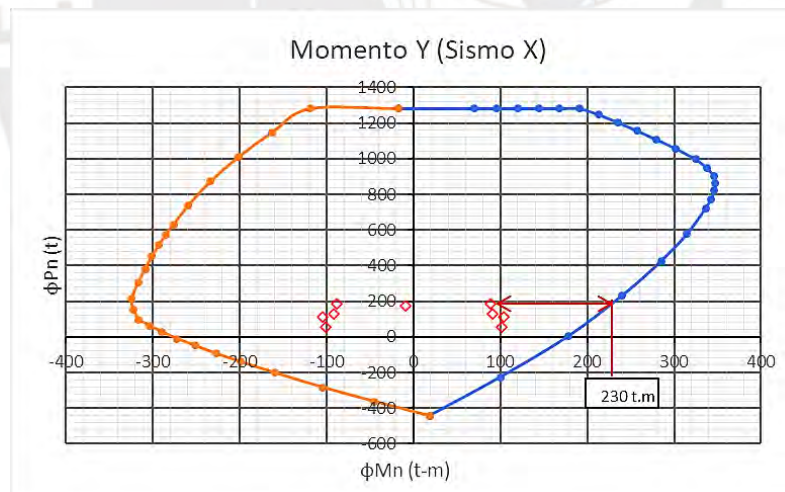


Figura 8.5 Diagrama de momentos nominales en Y Placa PE-1

$$Vu \text{ capacidad} = 25.44 \left(\frac{230}{104.05} \right) = 56.23 \text{ t}$$

Tabla 8-11 Resumen de cálculo de la cuantía horizontal (placa PE-1, tramo 2)

Vs (t)	43.12
Ash (cm²)	10.27
ρ_{sh}	0.0034

Para $\phi 1/2''$ se necesita una separación de 0.25 m, pero como el primer tramo es el más crítico se escoge una separación de cada 0.20 m, entonces:

Tabla 8-12 Cuantía horizontal y vertical por capacidad (Placa PE-1, tramo 2)

Configuración elegida	
ρ horiz.	$\phi 1/2 @ .20$
ρ vert.	$\phi 1/2 @ .30$

Estribo de núcleo

Se escoge el menor de los siguientes valores:

Tabla 8-13 Separaciones de estribo en el núcleo (Placa PE-1)

Estribo en el núcleo (cm)	
10 veces db longitudinal de menor diámetro	19.1
Menor dimensión del núcleo	30
25 cm	25

La separación de los estribos será cada 15 cm.

Comprobación de confinamiento

- Tramo en el eje X (0.30 x 1.25m)

Se calculó el eje neutro para el mayor valor de carga axial última y momento último, analizando en ambas direcciones, con los refuerzos indicados. Para el sismo en la dirección X positivo se obtiene una carga axial última máxima (P_u máx.) de 186.93 t e iterando se calcula un eje neutro de 73.70 cm.

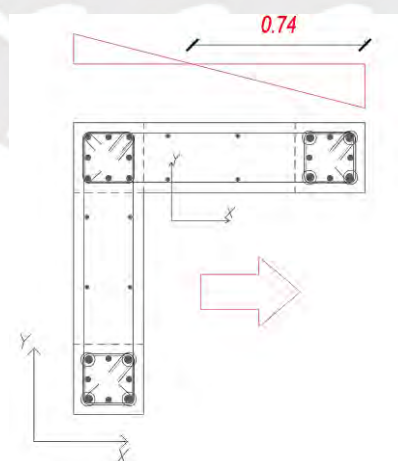


Figura 8.6 Eje neutro calculado en la dirección X positivo (Placa PE-1)

Para calcular el eje neutro límite se utiliza el desplazamiento máximo en la dirección X producido por el sismo de diseño que es 3.94 cm y la altura total de la placa que se analiza es

de 1910 cm. La relación de desplazamiento máximo con la altura de la placa es menor que 0.005, por lo tanto, se considera la constante de 0.005.

$$c_{lim} = \frac{125}{600 (0.005)} = 41.7 \text{ cm} < 74 \text{ cm}$$

Debido a que el valor del eje neutro es mayor al límite, se requiere núcleo de confinamiento, esta dimensión se escogerá como el mayor valor de la siguiente tabla:

Tabla 8-14 Valores para la longitud del núcleo en la dirección X (Placa PE-1)

C-0.1Lm	0.60 m
C/2	0.40 m

A continuación, se va a mostrar el resumen de los valores de los ejes neutros analizados en la dirección X.

Tabla 8-15 Resumen de los valores de eje neutro en la dirección X (Placa PE-1)

SISMO X +			SISMO X -		
Pu máximo	186.93	t	Pu máximo	114.51	t
Eje neutro (C)	73.70	cm	Eje neutro (C)	15.76	cm
Mu máximo	91.13	t.m	Mu máximo	104.05	t.m
Eje neutro (C)	15.22	cm	Eje neutro (C)	11.75	cm

- Tramo en el eje Y (0.30 x 1.25m)

En esta parte se mostrará el resumen de los valores de eje neutro analizados en la dirección Y.

Tabla 8-16 Resumen de los valores de eje neutro en la dirección Y (Placa PE-1)

SISMO Y+			SISMO Y -		
Pu máximo	223.12	t	Pu máximo	78.32	t
Eje neutro (C)	19.75	cm	Eje neutro (C)	59.90	cm
Mu máximo	113.97	t.m	Mu máximo	119.36	t.m
Eje neutro (C)	12.57	cm	Eje neutro (C)	19.38	cm
Despl. Max(δu)			3.72		cm
Hm			1910		cm
δu/Hm			0.0050		
C. límite			41.70		cm

Se puede observar que para la carga axial última en la dirección Y negativa el eje neutro es mayor que el límite. Entonces la longitud del núcleo será entre los siguientes valores:

Tabla 8-17 Valores para la longitud del núcleo en la dirección Y (Placa PE-1)

C-0.1Lm	0.50 m
C/2	0.30 m

Nota: se iguala ambas longitudes de los núcleos a 0.6 m en ambos extremos de la placa.

Sección de la placa

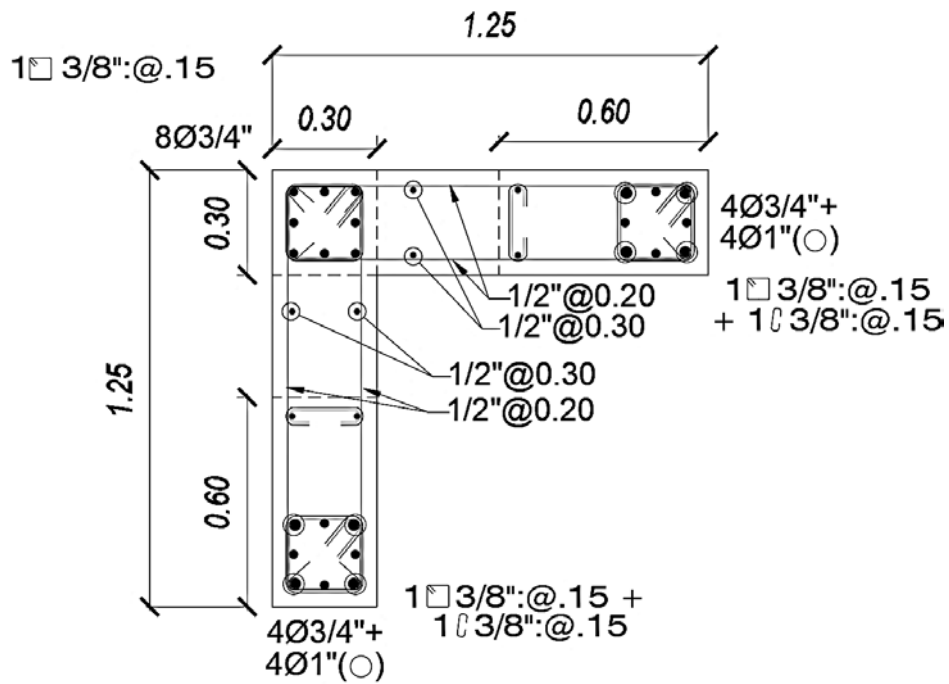
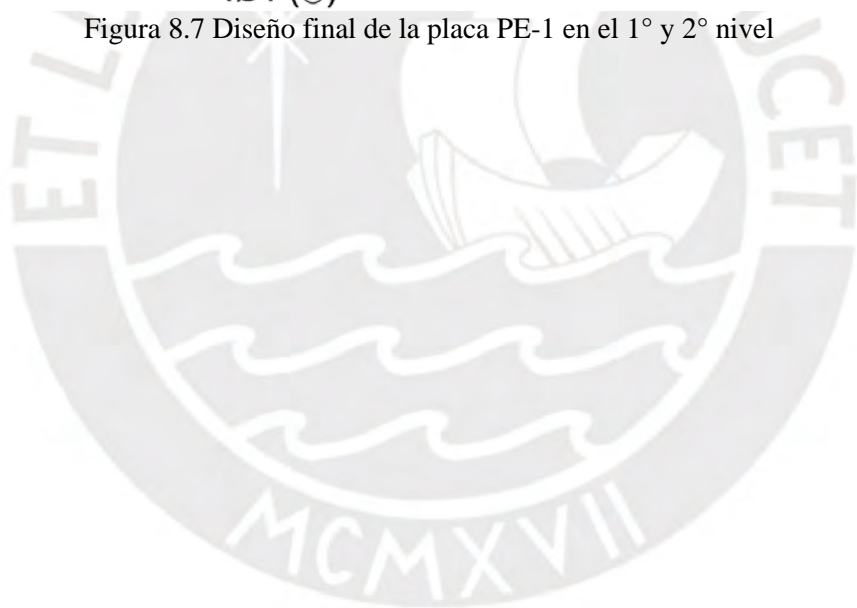


Figura 8.7 Diseño final de la placa PE-1 en el 1° y 2° nivel



CAPÍTULO 9: DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

9.1 Procedimiento de diseño

9.1.1 Dimensionamiento por esfuerzos sobre el terreno

Dado que la resistencia del suelo es menor que la del concreto, los cimientos se diseñan para minimizar las presiones ejercidas sobre el terreno, evitando así un asentamiento significativo. El estudio de mecánica del suelo (EMS) determina la carga admisible que se puede utilizar. Durante el proceso de diseño se tendrá en cuenta una carga de 3.5kg/cm^2 y se realizarán las siguientes comprobaciones utilizando este valor.

Verificación de esfuerzos sobre el terreno

Cargas de gravedad

Se utiliza la distribución lineal de esfuerzos con las solicitaciones de servicio de carga muerta y viva, dentro de las cargas de gravedad se considera el peso propio y el del terreno encima de la zapata.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M * c}{I} \quad (9.1)$$

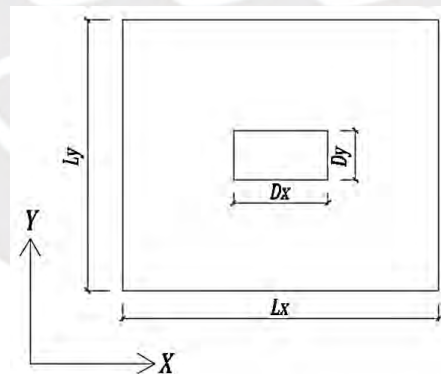


Figura 9.1 Sección típica de zapata con ejes de referencia

Cargas de gravedad y cargas de sismo

Según la norma E.060, los esfuerzos sobre del terreno se calculan convirtiendo las cargas sísmicas en cargas de servicio con una reducción al 80 %. Dado que los terremotos se consideran cargas transitorias, también se tiene en cuenta un aumento del 30 % en la capacidad admisible del terreno.

$$\sigma_x (\text{sismo } \pm) = \frac{P_G \pm P_{SX}}{A} \pm \frac{(MG_{YY} \pm MSX_{YY}) * Cx}{I_{YY}} \quad (9.2)$$

$$\sigma_y (\text{sismo } \pm) = \frac{P_G \pm P_{SY}}{A} \pm \frac{(MG_{XX} \pm MSY_{XX}) * Cy}{I_{XX}} \quad (9.3)$$

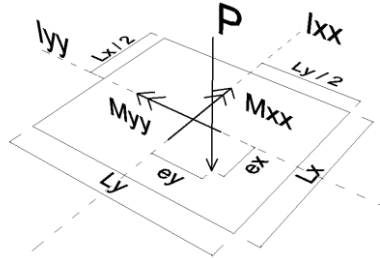


Figura 9.2 Esquema de una zapata para determinar la distribución de presiones

Cimentación con carga excéntrica

Cuando la cimentación presenta cargas excéntricas existe una distribución de esfuerzos igual a la Figura 9.3, en la cual una parte de la cimentación no recibe presiones del terreno. Teniendo en cuenta que el terreno no tiene la capacidad de traccionar a través de esfuerzos, se debe recalcular estos valores mediante la hipótesis de distribución constante, la cual establece lo siguiente:

$$\sigma_x = \frac{P}{2 \left(\frac{L_x}{2} - e_x \right) L_y} \quad (9.4)$$

$$\sigma_y = \frac{P}{2 \left(\frac{L_y}{2} - e_y \right) L_x} \quad (9.5)$$

* e : excentricidad producida por los momentos actuantes en esa dirección

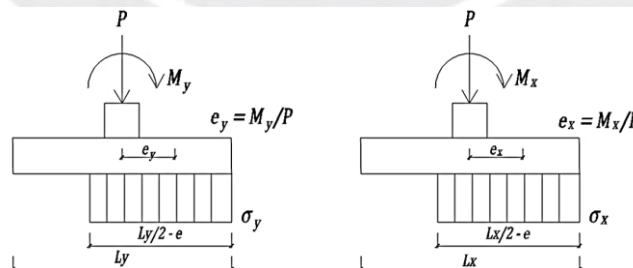


Figura 9.3 Distribución de presiones en el terreno de forma constante ante cargas excéntricas (Meyerhof)

9.1.2 Diseño por cortante y punzonamiento

Hay dos formas de plantear el diseño de cimentaciones sometidas a esfuerzos cortantes, considerarlos como vigas o losas en dos direcciones. En el primer caso, el diseño se basa en el

esfuerzo cortante por flexión, y en el segundo, en el esfuerzo cortante por punzonamiento. Por lo general, no se considera el aporte de un refuerzo ya que no se coloca al menos que sea necesario.

Verificación por cortante

La ecuación 9.7, permite calcular la fuerza de corte (V_u) en la sección crítica, tal y como se muestra en la Figura 9.4.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \quad (9.6)$$

$$V_u = m * b * \sigma_u \quad (9.7)$$

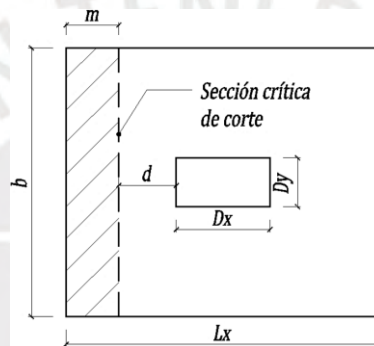


Figura 9.4 Esquema de la sección crítica de corte

Verificación por punzonamiento

La ecuación 9.11, calcula el cortante (V_u) en la zona crítica, como se ilustra en la Figura 9.5.

El valor más bajo derivado de las fórmulas a continuación, representa la resistencia al corte del concreto en esta zona.

$$\phi V_c = 0.85 * (1.06 * \sqrt{f'c} * b_0 * d) \quad (9.8)$$

$$\phi V_c = 0.85 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * (0.53 * \sqrt{f'c} * b_0 * d) \quad (9.9)$$

$$\phi V_c = 0.85 * \left(2 + \frac{\alpha * d}{b_0}\right) * (0.27 * \sqrt{f'c} * b_0 * d) \quad (9.10)$$

* β : depende de la relación de lados de la columna; $\beta = \frac{\text{Lado mayor}}{\text{Lado menor}}$

* α : depende de la posición de la columna; $\alpha = \begin{cases} 40; \text{columna centrada} \\ 30; \text{columna de borde} \\ 20; \text{columna en esquina} \end{cases}$

* b_0 : perímetro de la sección crítica de punzonamiento

$$Vu = \sigma_u * (A_{zapata} - A_o) \quad (9.11)$$

* A_o : área de la sección crítica de punzonamiento

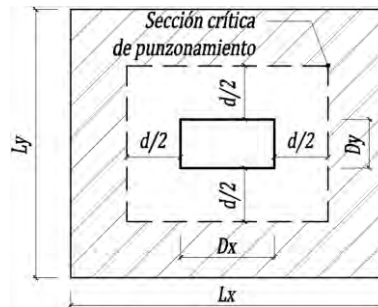


Figura 9.5 Esquema de la sección crítica de punzonamiento

9.1.3 Diseño por flexión

Se determina el momento de diseño (M_u) a la cara de la columna y la cantidad de acero por metro de ancho de la zapata. Además, cumplir con 0.0018 como valor mínimo de cuantía establecida por la Norma.

9.2 Ejemplo de diseño

Zapata aislada eje A-3

Metrado de carga

Tabla 9-1 Cargas de gravedad y de sismo de zapata aislada eje A-3

Cargas de gravedad (t, t.m)			
P muerta	74.57	P viva	12.57
Mx muerta	0.00	Mx viva	0.04
My muerta	1.35	My viva	0.31
Cargas de sismo (t, t.m)			
P sismx	-12.79	P sismy	15.83
My sismx	6.17	My sismy	4.17
Mx sismx	0.65	Mx sismy	1.08

Predimensionamiento

Se iteró las dimensiones hasta obtener una zapata que cumpla con los esfuerzos admisibles. Y se obtuvo las siguientes dimensiones:

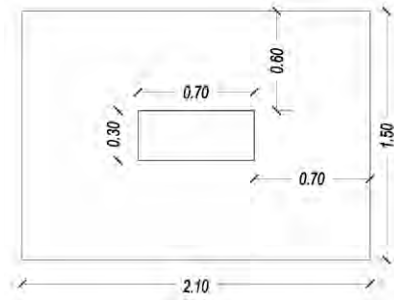


Figura 9.6 Dimensiones de la zapata aislada eje A-3

Comprobación de esfuerzos:

$$P_{\text{total}} = P_{\text{servicio}} + P_{\text{propio zapata}} + P_{\text{terreno}} = 96.10 \text{ t}$$

Verificación de esfuerzos sobre el terreno (Cargas de gravedad)

$$\sigma_{x+} = \frac{99.32}{2.1 \cdot 1.50} + \frac{6 \cdot 2.63}{1.5 \cdot 2.1^2} = 32.01 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{x-} = \frac{99.32}{2.1 \cdot 1.50} - \frac{6 \cdot 2.63}{1.5 \cdot 2.1^2} = 29.00 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{y+} = 30.55 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{y-} = 30.47 \text{ t/m}^2$$

Se verifica que los esfuerzos obtenidos para ambas direcciones son menores al esfuerzo máximo permitido de 35 t/m². Por otro lado, usando el programa SAFE (ver Anexo 03) se ilustran los esfuerzos bajo cargas de gravedad.

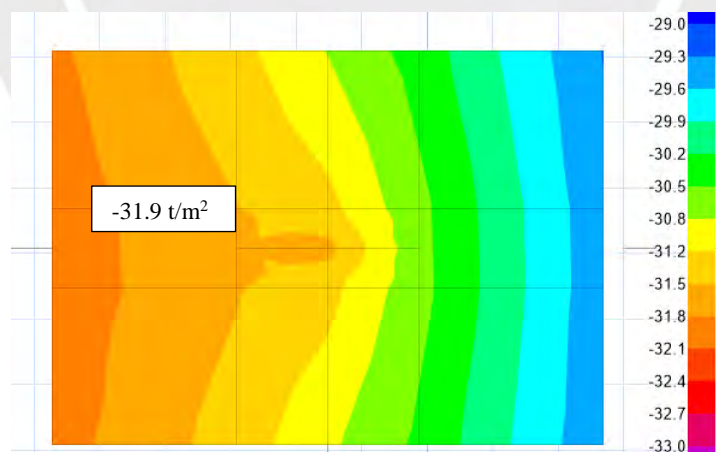


Figura 9.7 Esfuerzos en la zapata en el eje A-3 por cargas de gravedad– en SAFE

Se puede observar que el mayor valor es de 31.9 t/m² valor muy similar al máximo esfuerzo calculado, de igual forma se cumple con el esfuerzo admisible del terreno. Es importante mencionar que el programa SAFE usa el método de los elementos finitos para calcular las

reacciones y puede intervenir en los resultados de los esfuerzos al modelar en conjunto las zapatas del edificio.

Verificación de esfuerzos sobre el terreno (Cargas de gravedad y sismo)

$$\sigma_{x(sx)} = \frac{96.10 - 12.79}{1.5 * 2.1} + \frac{6 * (1.35 + 0.31 + 6.17)}{1.5 * 2.1^2} = 33.55 \text{ t/m}^2$$

Tabla 9-2 Esfuerzos sobre la zapata ante cargas de gravedad y sismo en la dirección X e Y

Sismo positivo		Sismo negativo	
$\sigma_x (+)$	33.55 t/m ²	$\sigma_x (+)$	30.48 t/m ²
$\sigma_x (-)$	19.35 t/m ²	$\sigma_x (-)$	38.66 t/m²
<hr/>		<hr/>	
$\sigma_y (+)$	36.94 t/m ²	$\sigma_y (+)$	24.16 t/m ²
$\sigma_y (-)$	34.13 t/m ²	$\sigma_y (-)$	26.81 t/m ²

Se comprueba que los esfuerzos calculados son menores que 46.6 t/m², el cual representa 1.33 veces el esfuerzo admisible. Estas verificaciones de esfuerzos permiten asegurar que las dimensiones son adecuadas.

Al igual que la anterior verificación, se procede a comparar los resultados obtenidos de ambos casos.

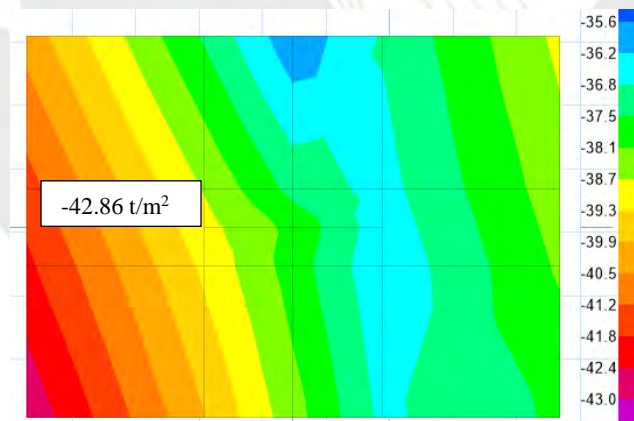


Figura 9.8 Esfuerzos máximos en la zapata en el eje A-3 por cargas de gravedad y sismo – en SAFE

El gráfico anterior, presenta los máximos esfuerzos obtenidos, los cuales están en el rango de 36.2t/m² a 42.9 t/m², se puede observar que los esfuerzos son mayores que el caso anterior, pero de igual manera cumplen con el esfuerzo admisible.

Cálculo del esfuerzo de diseño

Se emplean las mismas fórmulas planteadas en la verificación de esfuerzos, usando como datos las cargas con combinaciones últimas.

Tabla 9-3 Esfuerzos últimos calculados de la zapata aislada eje A-3

Combinación de carga	Pu (t)	Myy (t.m)	Mxx (t.m)	σ_1 (t/m ²)	σ_2 (t/m ²)	σ_3 (t/m ²)	σ_4 (t/m ²)	σ_{max} (t/m ²)
1.4CM + 1.7CV	138.31	2.41	0.07	46.18	46.01	41.81	41.63	46.18
1.25(CM+CV) + SX	107.34	8.24	0.05	41.61	41.49	26.67	26.54	41.61
1.25(CM+CV) - SX	132.91	-4.09	0.05	38.54	38.42	45.97	45.84	45.97
0.9CM + SX	62.39	7.38	0.00	26.50	26.50	13.11	13.11	26.50
0.9CM - SX	87.96	-4.95	0.00	23.43	23.43	32.42	32.42	32.42
1.25(CM+CV) + SY	135.95	2.07	1.13	46.47	43.61	42.71	39.85	46.47
1.25(CM+CV) - SY	104.30	2.07	-1.03	33.69	36.29	29.93	32.53	36.29
0.9CM + SY	91.00	1.22	1.08	31.36	28.63	29.15	26.42	31.36
0.9CM - SY	59.35	1.22	-1.08	18.58	21.31	16.37	19.10	21.31

El esfuerzo de diseño será el mayor de los esfuerzos calculados, según la Tabla 9-3 se obtiene el valor de 46.47 t/m².

Diseño por cortante

Para un peralte de 0.60 m y ancho de 1 m.

Resistencia del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{21000} * 1 * 0.5 = 32.64 t$$

Análisis de los volados:

-En la dirección X

$$V_u = m * b * \sigma_u = (0.70 - 0.50) * 1 * 46.47 = 9.29 t$$

-En la dirección Y

$$V_u = (0.60 - 0.50) * 1 * 46.47 = 4.65 t$$

Diseño por punzonamiento

- Resistencia del concreto:

$$a) V_c = 1.06 * \sqrt{f'c} * b_0 * d = 1.06 * \sqrt{210} * 4 * 0.5 * 10 = 307.2 t$$

$$b) V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * (0.53 * \sqrt{f'c} * b_0 * d) = \left(1 + \frac{2}{2.33}\right) * (0.53 * \sqrt{210} * 4 * 0.5 * 10) = 285.3 t$$

$$c) V_c = \left(2 + \frac{40 * 0.5}{4}\right) * (0.27 * \sqrt{210} * 4 * 0.5 * 10) = 547.8 t$$

Por lo tanto: $\phi V_c = 0.85 * 285.3 = 242.5 t$

- Cortante último:

$$Vu = \sigma_u * (A_{zapata} - A_0) = 46.47 * (2.1 * 1.5 - 0.96) = 101.77 t$$

Diseño por flexión

Dirección X: Para un volado de 0.70 m y ancho de 1.0 m.

$$Mu = 0.5 * \sigma_u * b * l^2 = 0.5 * 46.47 * 1.0 * 0.7^2 = 11.39 t.m/m$$

Usando las ecuaciones 5.6 y 5.7:

$$a = 1.44 cm \quad As = 6.11 cm^2/m, \text{ para aceros de } 3/4'' \text{ se obtiene } s = 0.46 m$$

Cuantía mínima:

$$As_{min} = 10.80 cm^2/m, \text{ para aceros de } 3/4'' \text{ se obtiene } s_{min} = 0.25 m$$

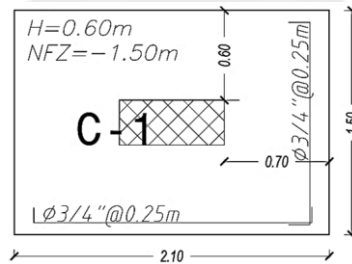


Figura 9.9 Diseño final de la zapata aislada en el eje A-3

Zapata combinada eje 3-4/C-B

Se iteró las medidas de la zapata hasta cumplir con los esfuerzos admisibles del terreno y obtener la siguiente sección:

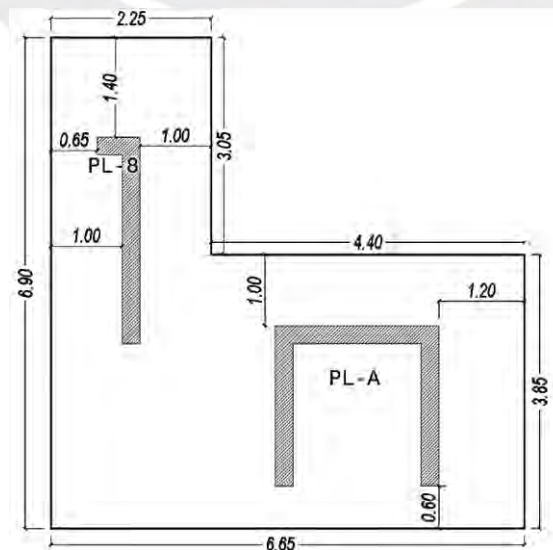


Figura 9.10 Dimensiones de la zapata combinada eje 3-4/C-B

Metrado de carga

Las cargas fueron trasladadas al centro de gravedad de la cimentación, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 9-4 Resultante de las cargas de gravedad y sismo en la zapata combinada

Cargas de gravedad (t, t.m)			
P muerta	393.83	P viva	63.16
Mx muerta	-199.53	Mx viva	-40.63
My muerta	-93.49	My viva	-29.50
Cargas de sismo (t, t.m)			
P sismx	-29.81	P sismy	54.25
My sismx	-341.90	My sismy	-292.25
Mx sismx	265.64	Mx sismy	382.49

Verificación de esfuerzos – análisis por cargas de gravedad

Se obtuvieron mediante cálculos los siguientes esfuerzos:

Tabla 9-5 Esfuerzos en la zapata combinada por cargas de gravedad – calculados

$\sigma_x (+)$	13.87	t/m ²	$\sigma_y (+)$	7.58	t/m ²
$\sigma_x (-)$	20.49	t/m ²	$\sigma_y (-)$	23.92	t/m²

Y usando el programa SAFE (ver Anexo 03), se obtiene los siguientes esfuerzos sobre el terreno ante cargas de gravedad.

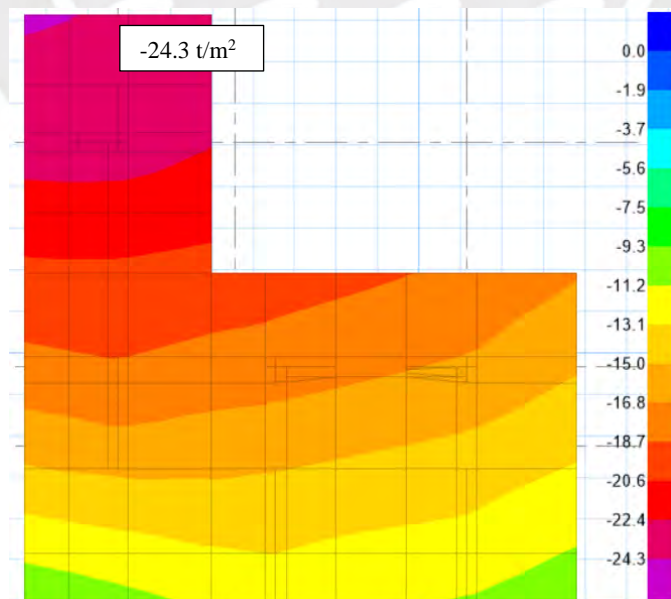


Figura 9.11 Esfuerzos en la zapata combinada por cargas de gravedad– en SAFE

La figura anterior presenta la variación de esfuerzos en la cimentación entre 11.2 t/m^2 hasta 24.3 t/m^2 , los cuales son similares a los esfuerzos calculados (Tabla 9-5). Cabe resaltar, como se mencionó anteriormente, el método usado por el programa SAFE toma en consideración la forma irregular y discontinua de la cimentación, lo cual varía los resultados obtenidos en el programa. En adición, vale indicar que cuando se presentan esfuerzos negativos no se puede usar los cálculos propuesto por Meyerhof, ya que la zapata no presenta una forma regular y en este caso es útil usar de manera correcta el programa SAFE.

Verificación de esfuerzos – análisis por cargas de gravedad y sismo

En los ejemplos anteriores, la comparación entre lo calculado y los resultados del SAFE muestran valores similares, por ello es confiable trabajar con los datos del programa.

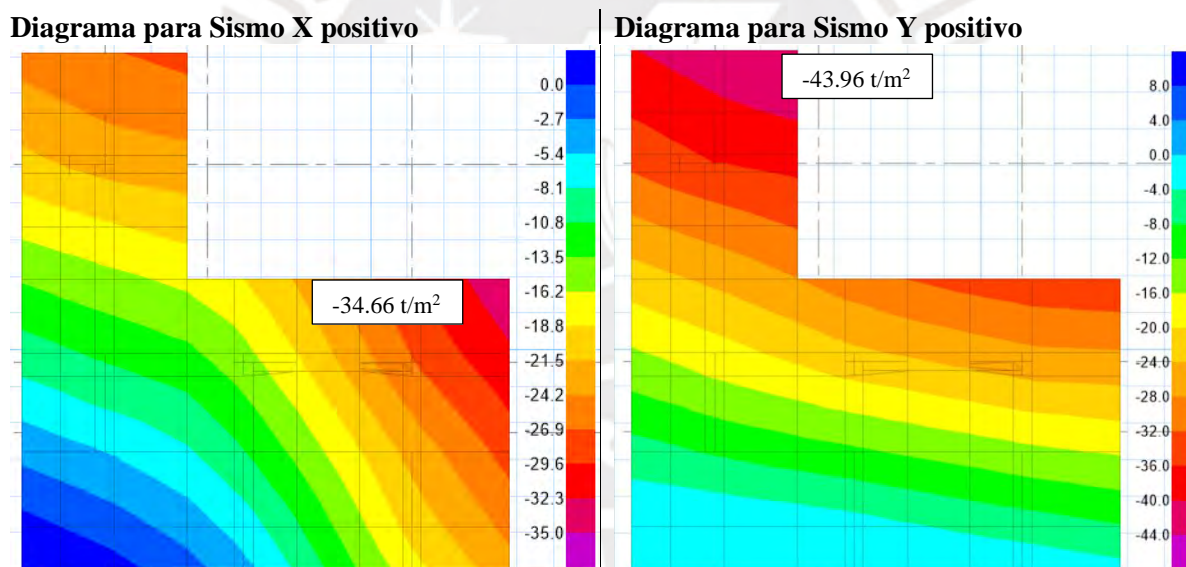


Figura 9.12 Esfuerzos en la zapata combinada por cargas de gravedad y sismo– en SAFE

Para ambas direcciones de análisis, los esfuerzos máximos sobre el terreno obtenidos en el programa son menores al esfuerzo admisible de 46.6 t/m^2 .

Diseño por cortante

- Dirección X:

Se analiza franjas de 1 m y teniendo en cuenta que el peralte de la cimentación es de 70 cm.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1 * 0.6 * 10 = 39.17 \text{ t}$$

El cortante máximo de 31.44 t es obtenido a una distancia de 0.6 m del extremo de la placa.

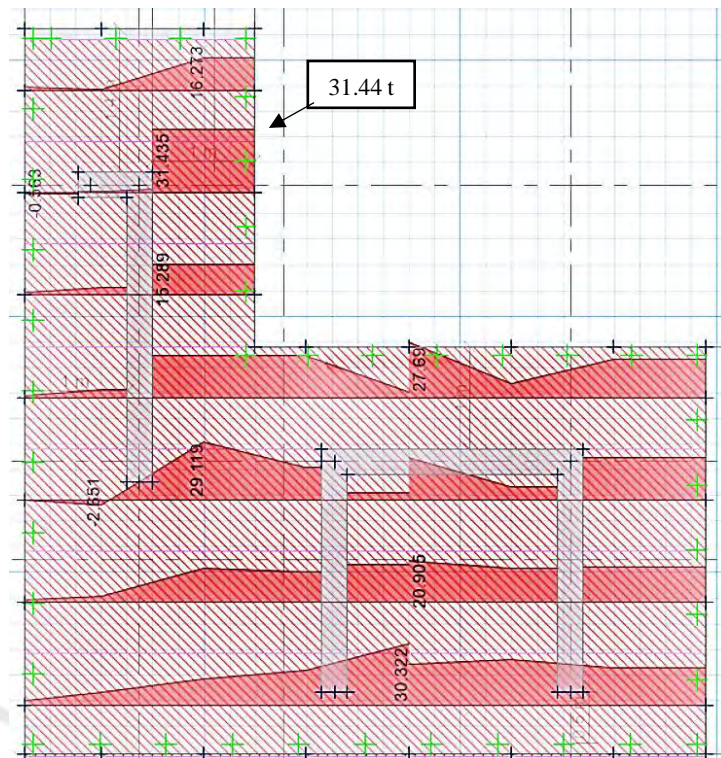


Figura 9.13 Diagrama por fuerza cortante última en la dirección X

- Dirección Y:

El cortante máximo de 32.4 t es obtenido a 0.6 m del extremo inferior de la placa.

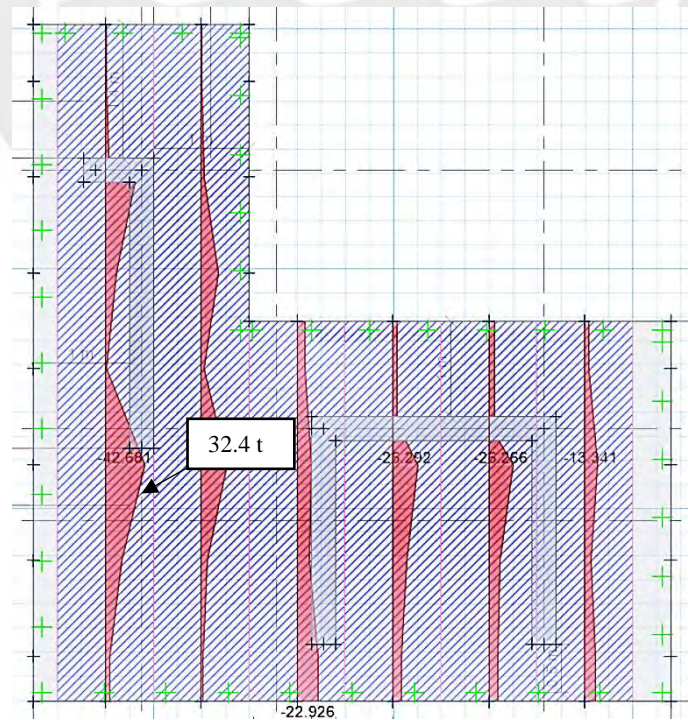


Figura 9.14 Diagrama por fuerza cortante última en la dirección Y

Diseño por punzonamiento

Se tienen las siguientes áreas de secciones críticas de cada placa y la envolvente de esfuerzos últimos máximos de la cimentación.

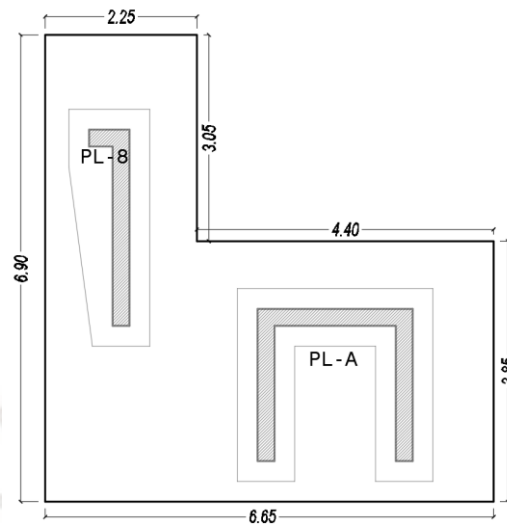


Figura 9.15 Área de acción de la fuerza de punzonamiento

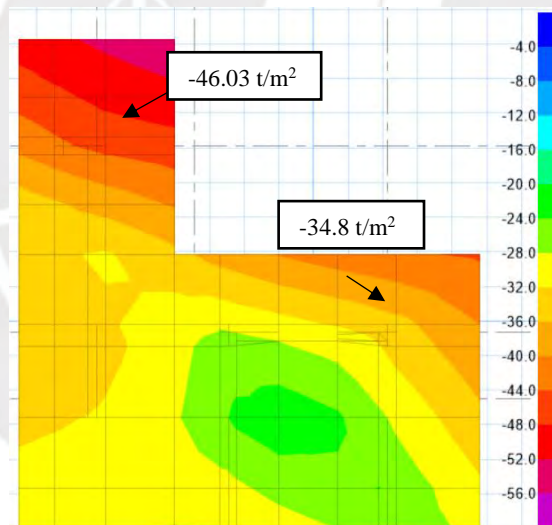


Figura 9.16 Esfuerzos últimos máximos de la zapata combinada

Para la placa del ascensor:

$$A_0 = 5.87 \text{ m}^2 \quad b_0 = 15.50 \text{ m} \quad P_u = 349.05 \text{ t}$$

$$V_u = P_u - \sigma_u * (A_0) = 349.05 - 34.8 * (5.87) = 144.8 \text{ t}$$

Resistencia del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 15.50 * 0.60 * 10 = 1260.1 \text{ t}$$

Para la placa en L:

$$A_0 = 3.74 \text{ m}^2 \quad b_0 = 9.07 \text{ m} \quad P_u = 395.59 \text{ t}$$

$$V_u = 395.59 - 46.03 * (3.74) = 223.4 \text{ t}$$

Resistencia del concreto:

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 9.07 * 0.60 * 10 = 737.4 \text{ t}$$

Diseño por flexión

Dirección Y:

Diagrama de momentos positivos

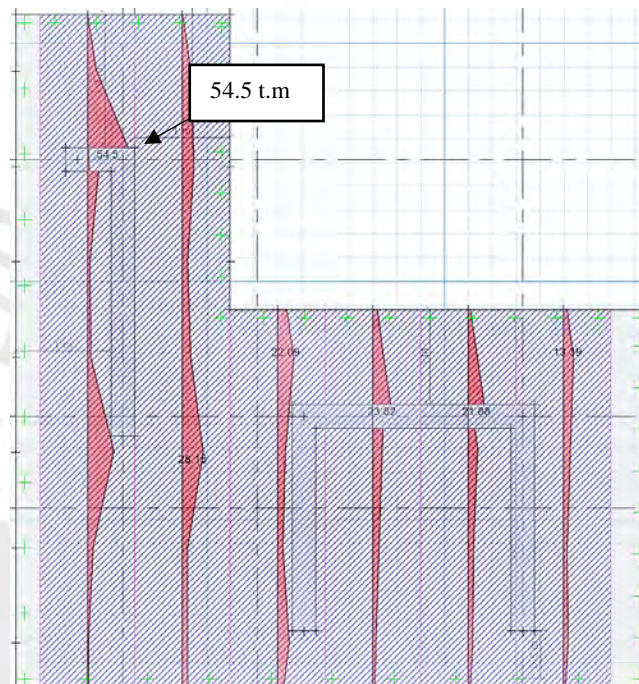


Figura 9.17 Diagrama de momentos positivos por cargas últimas en la zapata combinada en eje Y

Para un ancho de 1.00 en la zona más crítica el momento es igual a 54.5 t.m entonces usando las ecuaciones 5.6 y 5.7:

$$a = 5.95 \text{ m} \quad A_s = 25.28 \text{ cm}^2, \text{ para aceros de } 3/4'' \text{ se obtiene } s = 0.10 \text{ m}$$

La configuración es 3/4'' con $s = 0.20 \text{ m}$ y bastones de 3/4'' con $s = 0.20 \text{ m}$ donde se requiere

Cuantía mínima:

$$A_s \text{ min} = 12.6 \text{ cm}^2, \text{ para aceros de } 3/4'' \text{ se obtiene } s \text{ min} = 0.20 \text{ m}$$

Dirección X:

Diagrama de momentos positivos

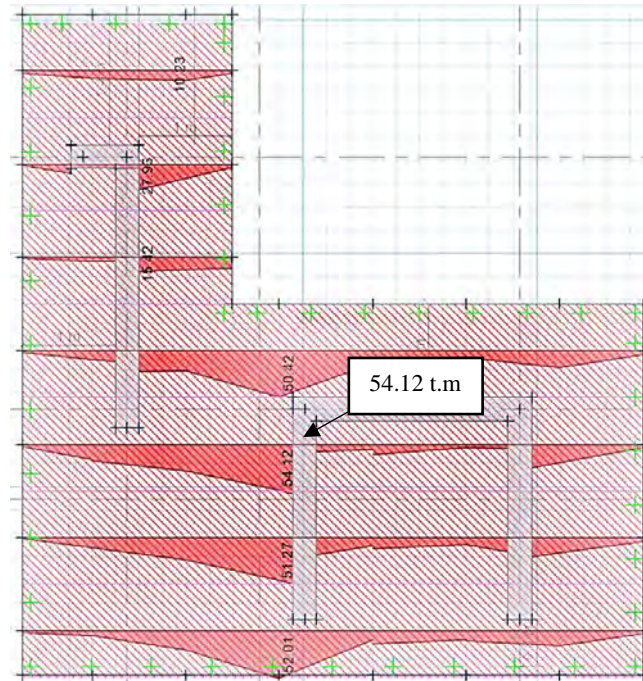


Figura 9.18 Diagrama de momentos positivos por cargas últimas en la zapata combinada en eje X

Al igual para el momento en la dirección Y para un ancho de 1.00 m y un momento igual a 54.12 t.m.

$a = 5.91 \text{ m}$ $A_s = 25.1 \text{ cm}^2$, para aceros de 3/4" se obtiene $s = 0.10 \text{ m}$

La configuración es 3/4" con $s = 0.20 \text{ m}$ y bastones de 3/4" con $s = 0.20 \text{ m}$ donde se requiere

Cuantía mínima:

$A_{s \text{ min}} = 12.6 \text{ cm}^2$, para aceros de 3/4" se obtiene $s_{\text{ min}} = 0.20 \text{ m}$

A continuación, se muestra la vista en planta de la cimentación diseñada:

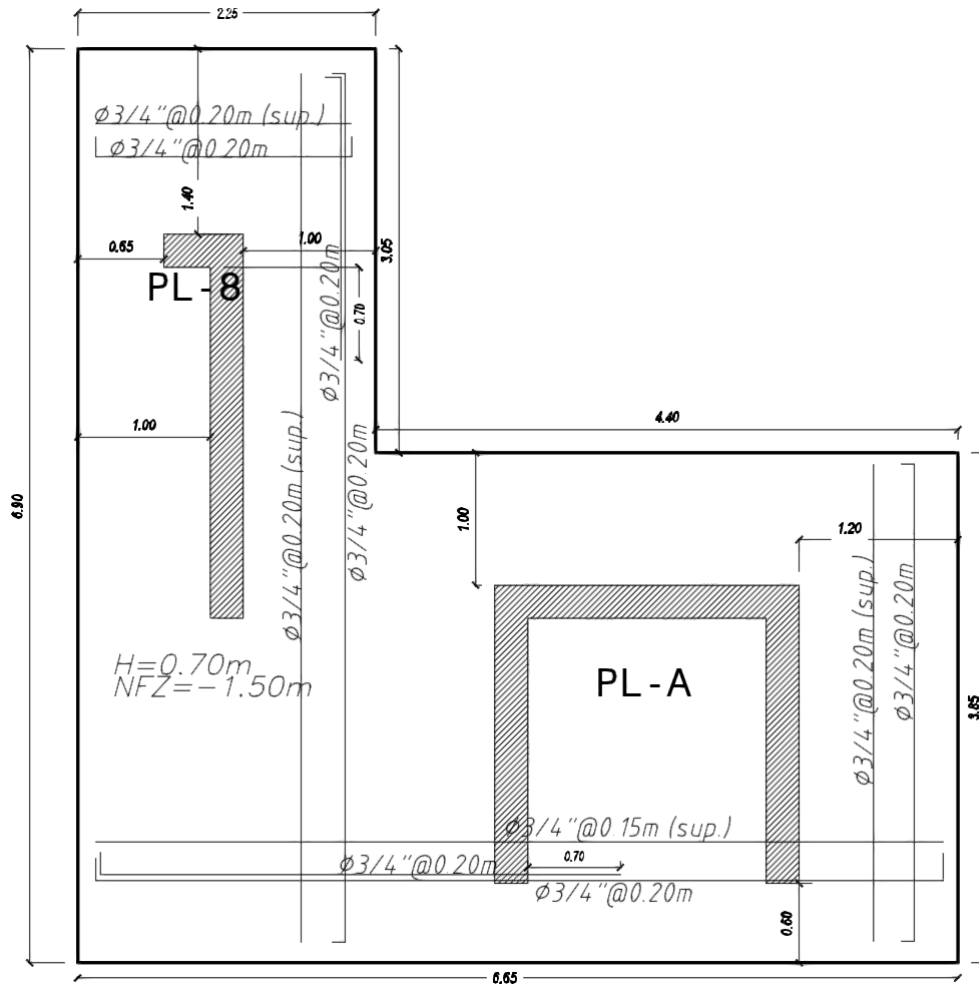


Figura 9.19 Diseño final de la zapata combinada eje 3-4/C-B

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ESCALERAS

10.1 Predimensionamiento

Se va a elaborar una escalera de dos tramos para cada nivel en donde los apoyos intermedios serán vigas. Cabe tomar en cuenta que el ángulo que se consideró para calcular la dimensión del contrapaso es menor a 60° , de esta manera, las dimensiones iniciales de la escalera son las siguientes: los pasos 0.25 m, los contrapisos 0.178 m, el ancho de escalera 1.25 m, la longitud del descanso 0.95 m y el ancho de cimentación 0.40 m.

Con esos datos se tienen las siguientes longitudes de escalera tanto para 10 pasos en el primer tramo como para 6 pasos en el segundo tramo.

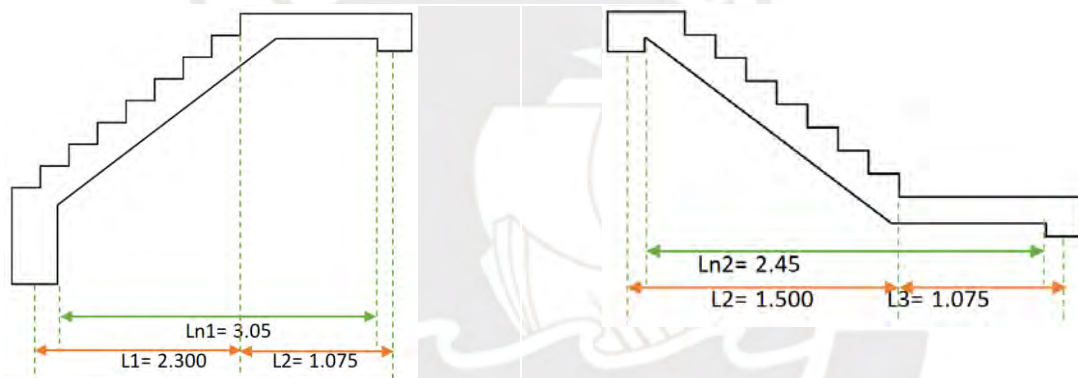


Figura 10.1 Longitud del tramo 1 de la escalera

Figura 10.2 Longitud del tramo 2 de la escalera

Se considera el tramo 1 como el más crítico para calcular el predimensionamiento del espesor de la escalera, será calculado usando las siguientes fórmulas:

$$t_1 = \frac{Ln1}{20} = \frac{3.05}{20} = 0.15 \text{ m} \qquad t_2 = \frac{Ln1}{25} = \frac{3.05}{25} = 0.12 \text{ m}$$

Saliendo un ancho promedio de 0.14 m, entonces se escoge un ancho de diseño igual a 15 cm.

Una vez obtenido el ancho de la garganta se calcula la altura media de la escalera de la siguiente manera:

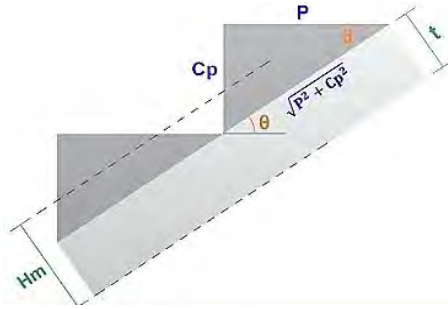


Figura 10.3 Espesor y altura media de la escalera

$$\cos\theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + Cp^2}} = \frac{0.25}{\sqrt{0.25^2 + 0.178^2}} = 0.815$$

$$Hm = \frac{t}{\cos\theta} + \frac{Cp}{2} = \frac{0.15}{0.815} + \frac{0.178}{2} = 0.27 \text{ m}$$

10.2 Metrado de carga

Una vez obtenidas todas las dimensiones, se calculan las cargas del primer tramo de la escalera.

- Metrado de garganta

Carga muerta (Wd)	Peso	Hm	b	Parcial
Peso propio	2.4 t/m ³	0.27 m	1.25 m	0.81 t/m
Peso piso terminado	0.1 t/m ²		1.25 m	0.13 t/m
			Wd	0.94 t/m

Carga viva (Wl)	Peso		b	Parcial
S/C Multifamiliar	0.2 t/m ²		1.25 m	0.25 t/m
			Wd	0.25 t/m

$$Wu1 = 1.4Wd + 1.7Wl$$

$$Wu1a = 1.75 \text{ t/m}$$

- Metrado de descanso

Carga muerta (Wd)	Peso	Hm	b	Parcial
Peso propio	2.4 t/m ³	0.15 m	1.25 m	0.45 t/m
Peso piso terminado	0.1 t/m ²		1.25 m	0.13 t/m
			Wd	0.58 t/m

$$Wu2 = 1.4Wd + 1.7Wl$$

$$Wu2a = 1.23 \text{ t/m}$$

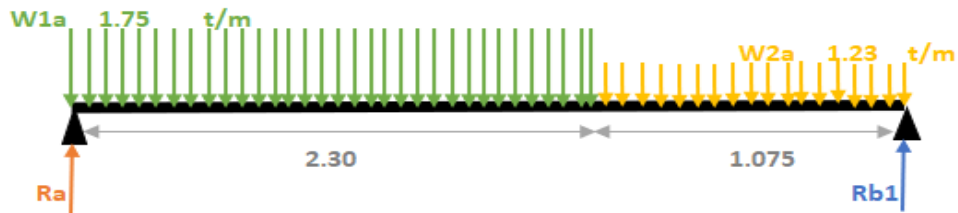


Figura 10.4 Representación de cargas últimas del tramo 1 de la escalera

10.3 Cálculo de reacciones y momento

- Cálculo de reacciones

Al considerar como un elemento apoyado en los extremos, se calcula las reacciones mediante ecuaciones de equilibrio.

$$\Sigma M_a = 0 \quad R_{b1} = \frac{1.75 * 2.3^2 * 0.5 + 1.23 * 1.075 * 2.84}{3.375} = 2.48 \text{ t}$$

$$\Sigma P = 0 \quad R_a = 1.75 * 2.3 + 1.23 * 1.075 - 2.48 = 2.87 \text{ t}$$

- Cálculo del momento máximo

A una distancia X el momento máximo es cuando la carga vertical es igual a cero.

$$P = 0 \quad 2.87 - 1.75 * X = 0 \quad X = 1.64 \text{ m}$$

A una distancia x = 1.64 m

$$\Sigma M_a = 0 \quad M_a(x) = 2.87 * X - 0.875 * X^2 \quad M_a(x = 1.64) = 2.34 \text{ t.m}$$

10.4 Verificación por corte

A través del siguiente procedimiento, se presentará el cálculo de la resistencia a corte.

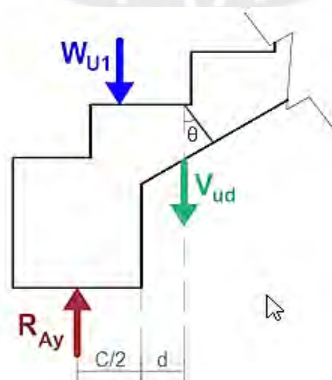


Figura 10.5 Fuerzas cortantes en una escalera

La fuerza de corte a “d” de la cara de la cimentación obtenida ante las solicitaciones últimas:

$$Vud = Ra - (W1a) * (C/2 + d) = 2.87 - (1.75) * (0.4/2 + 0.12) = 2.31 t$$

$$Vud' = Vud * (Cos\theta) = 2.31 * 0.815 = 1.88 t$$

Teniendo ϕ corte = 0.85

$$Vn = Vud'/\phi = 1.88/0.85 = 2.21 t$$

- Resistencia al corte de la escalera

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 1.25 * 0.12 * 10 = 11.52 t$$

Entonces cumple que: $Vn \leq Vc$

El resultado nos indica que el concreto será capaz de resistir la cortante actuante.

10.5 Cálculo de acero por momento

10.5.1 Acero longitudinal A_s (+)

Mediante el diseño por resistencia para el momento máximo de 2.34 t.m, calculamos:

$$a = 1.01 \text{ cm (Profundidad del bloque de compresiones)} \quad A_{s+} = 5.39 \text{ cm}^2$$

Para varillas de acero de 3/8”:

$$n = A_s/\phi = 5.39/0.71 = 7.59 \cong 8 \text{ varillas}$$

$$s = \frac{A - 2r - \phi}{n - 1} = \frac{125 - 2 * 3 - 0.952}{8 - 1} = 16.90 \cong 15 \text{ cm de espaciamento}$$

10.5.2 Acero longitudinal bastones A_s (-)

Se escoge el mayor de las siguientes condiciones:

$$a) \quad A_s \text{ min} = 0.0018 * A * d = 0.0018 * 125 * 12 = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$b) \quad A_s \text{ min} = A_s(+)/3 = 1.89 \text{ cm}^2$$

Para varillas de acero de 3/8”:

$$n \cong 4 \text{ varillas}$$

$$s \cong 35 \text{ cm de separación}$$

Se va a colocar varillas de 3/8” con espaciamento de 30 cm.

10.5.3 Acero por contracción y temperatura (As ct)

Tipo de refuerzo		ρ min
A	Barras lisas	0.0025
B	Barras corrugadas con $f_y < 420$ Mpa	0.002
C	Barras corrugadas con $f_y \geq 420$ Mpa	0.0018

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * A * d = 2.70 \text{ cm}^2$$

Para varillas de acero de 3/8": $s = 25 \text{ cm de espaciamento}$

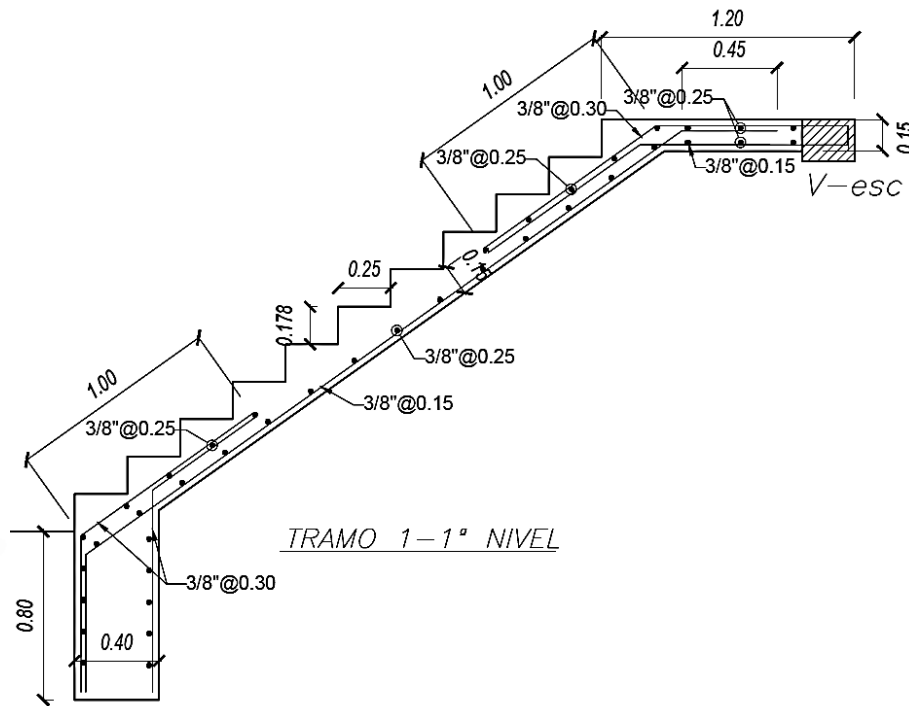


Figura 10.6 Diseño final del 1er tramo de la escalera

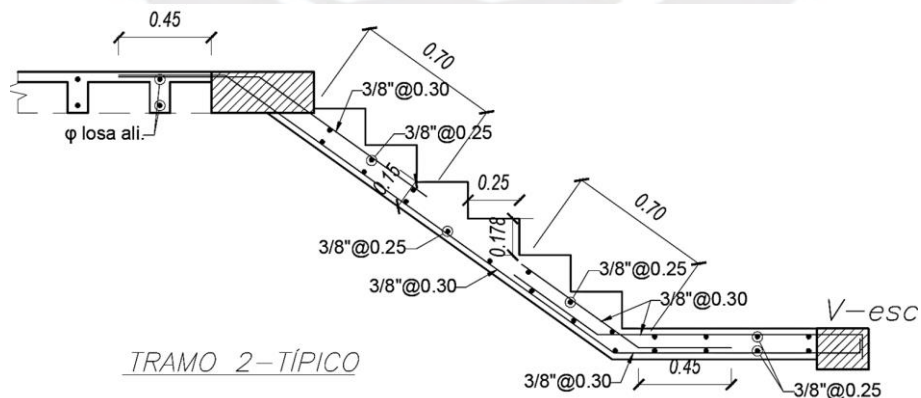


Figura 10.7 Diseño final del 2do tramo de la escalera

CAPÍTULO 11: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- Se ha desarrollado el análisis y diseño de la estructura presentada cumpliendo las normas establecidas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) con lo cual se puede determinar que la estructura presentará un buen comportamiento ante las sollicitaciones por cargas de gravedad y cargas sísmicas. Esto a su vez permite predecir que la estructura no presentará fallas críticas durante su vida útil ni ante eventos sísmicos.
- Teniendo un buen concepto de predimensionamiento y estructuración nos permite reducir los efectos de irregularidad y que tengan un buen comportamiento, como evitando deflexiones o problemas de rigidez. Una vez terminado el predimensionamiento y estructuración final de la estructura, se hicieron metrados manuales de cargas de gravedad de los elementos principales. El objetivo de los metrados manuales fue corroborar que el modelo que se desarrolló en el programa ETABS no presente variaciones significativas de cargas y de esta forma usar los datos del programa al no poder obtener de forma más precisa y rápida las cargas sísmicas.
- La estructura es considerada una edificación común y fue diseñada para una zona sísmica baja con un suelo muy rígido; al inicio presenta irregularidades en planta, tanto por esquinas entrantes como por torsión. El análisis sísmico de la estructura presentó varias iteraciones debido a que se buscaba reducir o eliminar la irregularidad por torsión. La fachada del edificio tiene menor rigidez que otros ejes, ya que el edificio se encuentra en una esquina, esto se debe a que no se pueden colocar muchos elementos que interfieran con la arquitectura y estética del edificio en la fachada. Asimismo, la planta del edificio tiene una forma no simétrica, por lo que genera una asimetría en la distribución de fuerza. Para lograr eliminar esta irregularidad se reforzó los pórticos exteriores, aumentando el ancho de los elementos verticales y horizontales, al igual que

una adecuada distribución y dimensionamiento de las placas. En la mayoría de los casos, las placas tienen 25 cm de espesor; sin embargo, las placas en L de los ejes laterales son de 30 cm ya que como se mencionó se busca reforzar los ejes exteriores. Además, la buena distribución de las placas permitió que el centro de gravedad y el centro de rigidez no estén tan alejados, y por consecuencia, el edificio no presente muchos momentos de torsión. Por ende, se evita que la estructura presente daños estructurales y/o no estructurales por fuerzas torsionales excesivas sin cambiar drásticamente la arquitectura del edificio.

- [La máxima deriva de entrepiso es de 0.0026 la cual es menor al 50% de 0.007 (Norma E.030), por ello no califica como irregularidad torsional. La estructura se clasifica como irregular porque, aunque no presenta irregularidades en altura, sí tiene una irregularidad en planta que es por esquinas entrantes. Las relaciones en porcentaje de las longitudes de esquinas entrantes con respecto a las dimensiones totales en planta fueron de 45% y 32% en la dirección X e Y respectivamente, superando el límite máximo del 20% establecido en la norma E.030.
- El modelo de la estructura en el programa ETABS no logra corregir el error por procedimiento constructivo generando como consecuencia el desplazamiento vertical de algunos elementos estructurales como columnas, ya que son los elementos verticales más esbeltos. En consecuencia, se generan momentos inversos en los elementos desplazados, por ello para crear diagramas de fuerzas confiables se creó modelos de vigas simplemente apoyadas en donde se colocaron las cargas puntuales y distribuidas resultantes por cargas de gravedad y sismo. Para obtener las resultantes de cargas de gravedad se tuvo que rigidizar los elementos verticales y de esta forma no se produzcan momentos inversos. El diseño de las vigas que no se tenían momentos inversos se

realizó a partir de los diagramas de fuerzas que obteníamos del modelo del edificio en ETABS.

- Las columnas casi no aportan nada de rigidez frente a cargas sísmicas a excepción de las columnas externas. En contraposición, las placas soportaron los momentos más significativos que se generaron por sismo, por ello presentaron mayor cuantía en sus núcleos de confinamiento. Para todas las placas y en todos sus niveles, se colocaron núcleos de confinamiento; sin embargo, para optimizar el diseño se disminuyó no solo la cuantía de los núcleos, sino que también la longitud de estos según el grupo de pisos analizados.
- Las zapatas aisladas para columnas y placas constituyeron la mayor parte del diseño de las cimentaciones; sin embargo, se diseñaron zapatas combinadas en una menor cantidad, así como dos vigas de cimentación. Como parte del diseño en zapatas combinadas, se empleó el programa SAFE para facilitar el cálculo de los resultados del análisis estructural; no obstante, estos valores fueron comparados con sus respectivos cálculos manuales.

CAPÍTULO 12: BIBLIOGRAFÍA

- Blanco, A. (1997). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado* (2da. Edición). Lima, Perú: Colegios de Ingenieros del Perú.
- Higashi, J. (2020). *Capítulo-2: Diseño sismorresistente de vigas y columnas* [Diapositiva PowerPoint]. [Imagen]. Lima: PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería – Concreto Armado 2.
- Norma Técnica de Edificaciones E.020 Cargas (2006). Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones, SENCICO.
- Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente (2018). Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones, SENCICO.
- Norma Técnica de Edificaciones E.060 Concreto Armado (2009). Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones, SENCICO.
- Ottazzi, G. (2016). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Lima: PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería.

CAPÍTULO 13: ANEXOS

ANEXO 01. Planos

Planos de arquitectura:

- A-01 PLANTA 1° NIVEL**
- A-02 PLANTA TÍPICA (2DA – 7MO NIVEL)**
- A-03 CORTE - A**
- A-04 CORTE - B**
- A-05 ELEVACIÓN NORTE**
- A-06 ELEVACIÓN OESTE**

Planos de estructuras:

- E-01 DETALLES GENERALES**
- E-02 CIMENTACIÓN**
- E-03 VIGAS DE CIMENTACIÓN Y ESCALERA**
- E-04 PLACAS (1° - 2° NIVEL) Y COLUMNAS**
- E-05 PLACAS (3° - 4° NIVEL)**
- E-06 PLACAS (5° - 7° NIVEL)**
- E-07 ENCOFRADO DE PLANTA TÍPICA**
- E-08 ENCOFRADO DE PLANTA AZOTEA**
- E-09 VIGAS PERALTADAS (V01 - V09)**
- E-10 VIGAS PERALTADAS (V10 – V19)**
- E-11 VIGAS PERALTADAS DE TECHO (VT01 - VT09)**
- E-12 VIGAS PERALTADAS DE TECHO (VT10 – VT19)**

ANEXO 02. Guía para el modelado y análisis de un edificio de concreto armado usando el programa ETABS

ANEXO 03. Guía para el modelado y análisis de la cimentación superficial usando el programa SAFE

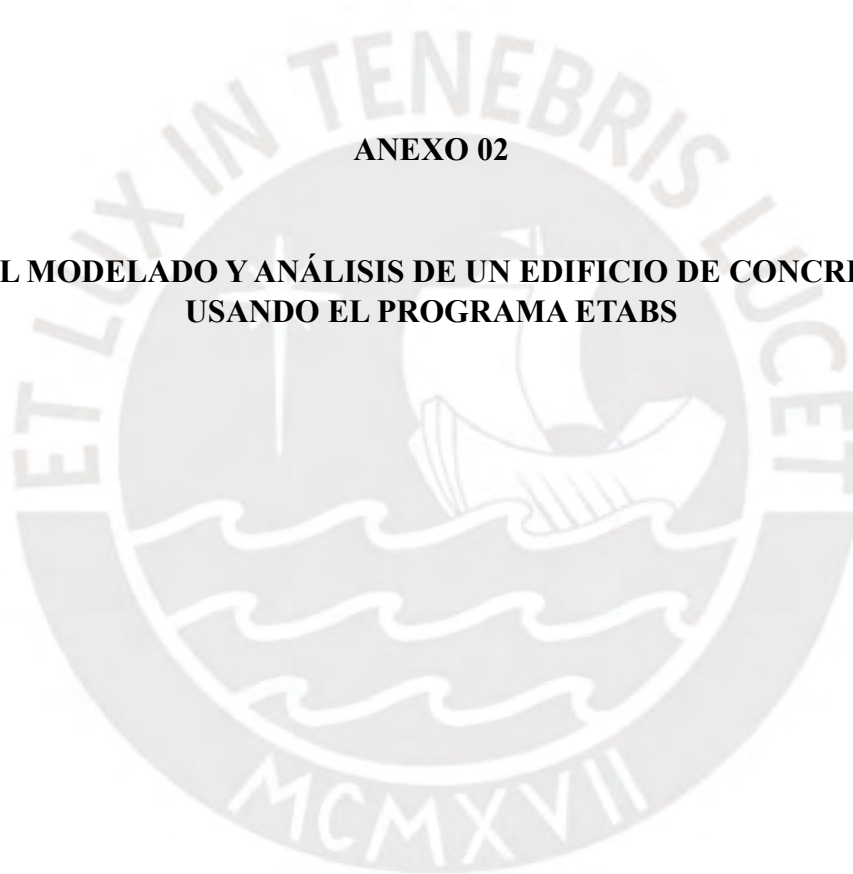


ANEXO 01

PLANOS

ANEXO 02

**GUÍA PARA EL MODELADO Y ANÁLISIS DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO
USANDO EL PROGRAMA ETABS**



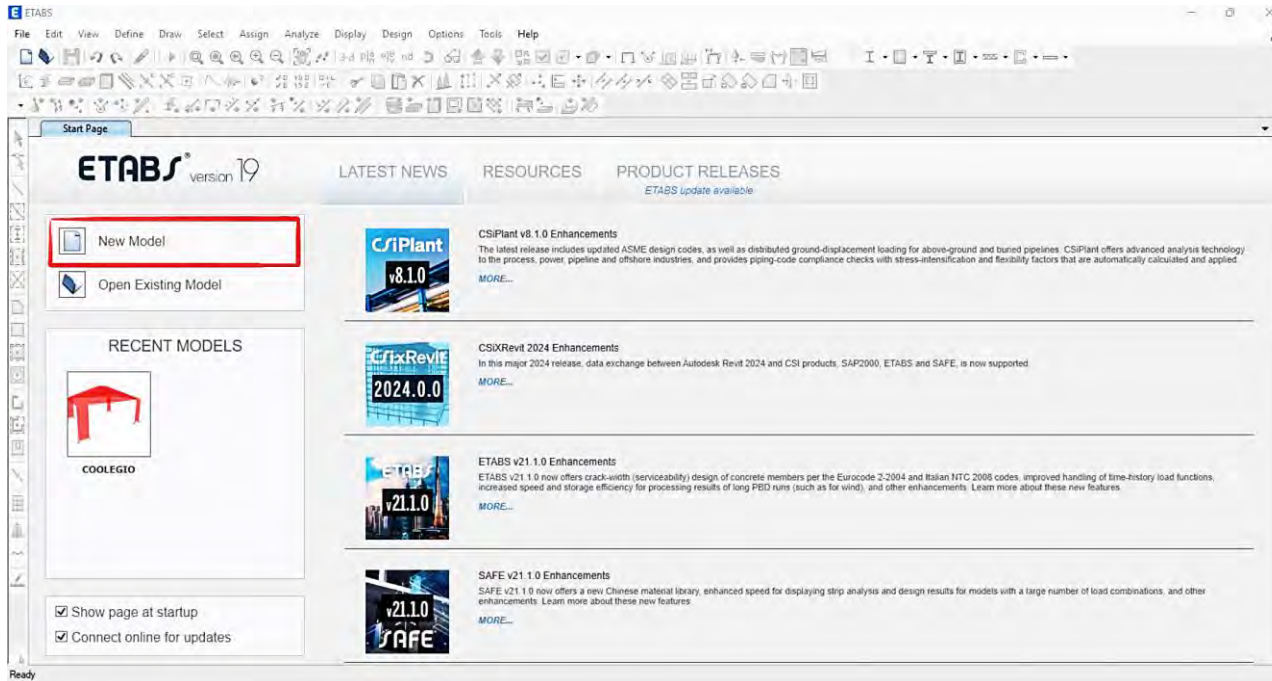
Índice

A. Inicio de modelo	1
B. Plantilla rápida	2
C. Antes de comenzar	3
D. Definir materiales.....	4
E. Definir secciones	7
a. Vigas	7
b. Columnas	10
c. Losa Aligerada / Maciza	12
d. Placa.....	14
F. Definir cargas de gravedad	15
G. Herramientas para dibujar.....	16
H. Herramientas adicionales	20
I. Asignar cargas a los elementos.....	22
a. Cargas en vigas	22
b. Cargas en losas.....	23
J. Asignar la base	24
K. Antes de correr el modelo	25
a. Diafragma rígido	25
b. Asignar brazo rígido	26
c. Definir los nudos sin momentos.....	27
d. Asignar nomenclatura a los Piers.....	27

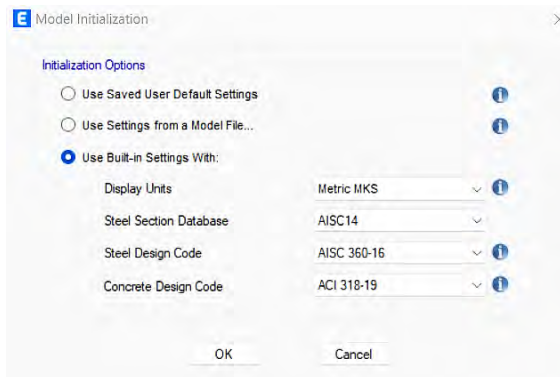
e. Comprobar interferencias.....	28
DISEÑO SÍSMICO.....	29
L. Definición del módulo y de masa sísmica.....	29
M. Definición de combinaciones de carga.....	31
N. Correr el modelo	32
O. Obtención del periodo y masa sísmica.....	33
P. Introducción de fuerzas sísmicas estáticas	35
Q. Comprobación del sistema estructural del edificio.....	36
R. Introducción del espectro C (factor de amplificación) vs T (periodo).....	38
S. Definición de las excentricidades del centro de masa.....	39
T. Definición de los modos excéntricos.....	40
U. Definir las cargas de sismo	42
V. Definir las cargas de derivas	42
W. Obtención de desplazamientos y comprobación de deriva	43
X. Comprobación de irregularidades	44
Y. Definición de sismo de diseño	45
Z. Obtención de diagrama de fuerzas	46
AA. Obtención de diagrama de interacción de diseño de placas y columnas	47

A. Inicio de modelo

- New model



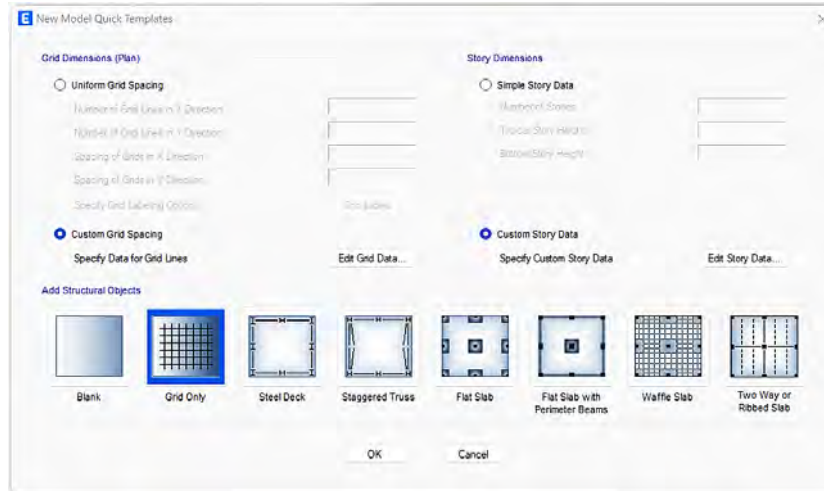
- Use built-in settings with
 - Display Units: Metric MKS⁽¹⁾
 - Steel Section Database: AISC14
 - Display Design Code: AISC 360-16
 - Concrete Design Code: ACI 318-19



- (1). Las unidades que se consideran en Metric MKS son:
- Distancia absoluta: metro (m)
 - Ángulos: grado sexagesimal (deg)
 - Longitud: milímetro (mm)
 - Fuerza / Peso: toneladas fuerza (tonf)
 - Momento: tonelada fuerza por metro (tonf-m)
 - Masa: kilogramos (kg)

B. Plantilla rápida

- Grid Only



- Custom Grid Spacing

o Edit Grid Data

▪ Rectangular Grids

• Display Grid Data as Spacing

⇒ Grid ID: [1,2,3... o A, B, C...]

⇒ X o Y Spacing: [Espaciamiento en metros]

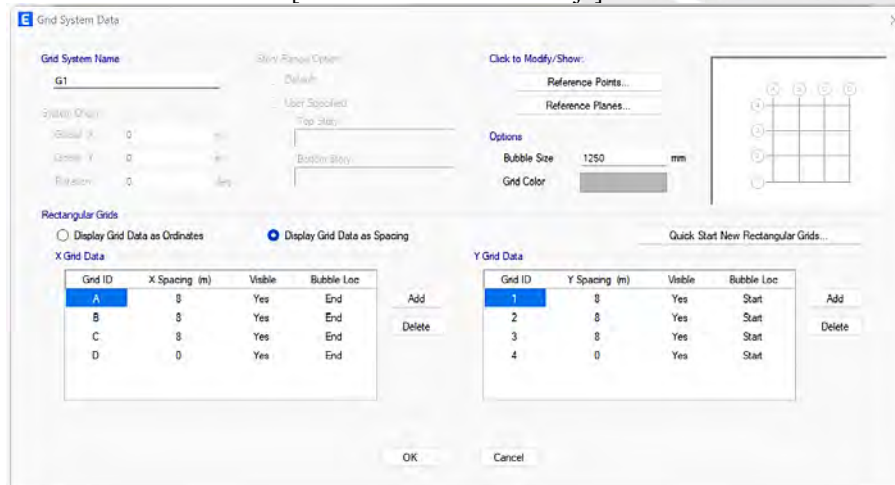
⇒ Visible: [Si o no]

⇒ Bubble Loc: Start, End Both

⇒ Add or Delete

▪ Options

• Bubble Size [Tamaño del nombre del Eje]



- Custom Story Data
 - o Story data
 - Story: [Nombre del nivel]
 - Height (2): [Altura de entrepiso]
 - Master Story: [Nivel típico con respecto a otro]
- Ok

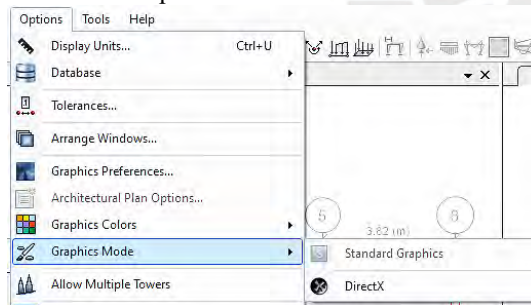
Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story4	3	12	Yes	None	No	0	Yellow
Story3	3	9	No	Story4	No	0	Grey
Story2	3	6	No	Story4	No	0	Blue
Story1	3	3	No	Story4	No	0	Green
Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

(2). Si el suelo es rígido, se considera la altura de entrepiso del primer nivel, desde el nivel o del terreno hasta el NFP del segundo piso. Si el suelo es blando no restringe el movimiento por ello se considera desde la cara superior de la cimentación hasta el NFP del segundo nivel; como en un inicio del diseño se desconoce el nivel superior de cimentación, se puede considerar 1 m por debajo del nivel cero.

C. Antes de comenzar

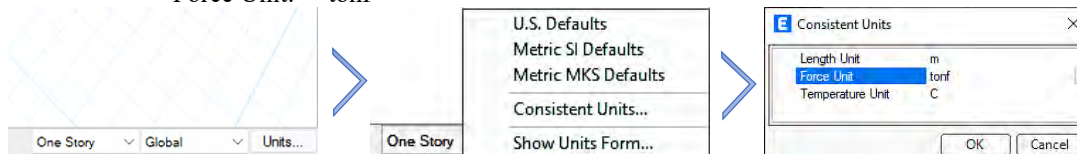
- Options → Graphics mode → Standard Graphics (3)



(3). Standard Graphics permite que el nivel de gráfico sea menor, permitiendo que el programa se ejecute de manera rápida.

- Esquina inferior izquierda → Units... → Consistent Unit (4)

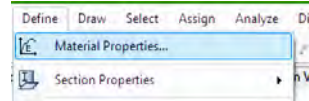
- o Consistent Units
 - Length Unit: m
 - Force Unit: tonf



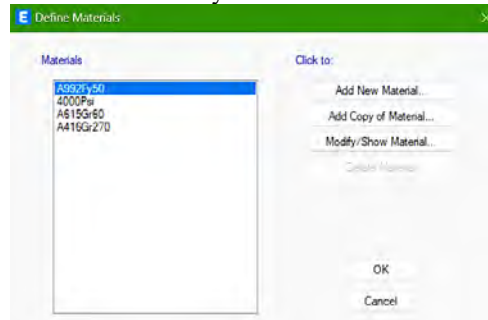
(4). En la opción de Show Units Form se pueden modificar el número de decimales para el ítem que sea conveniente.

D. Definir materiales

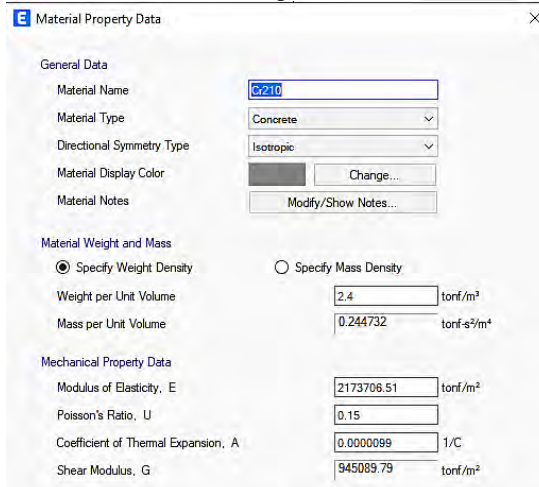
- Pestaña Define → Define materials



o Concreto: seleccionar 4000Psi → Modify / show material

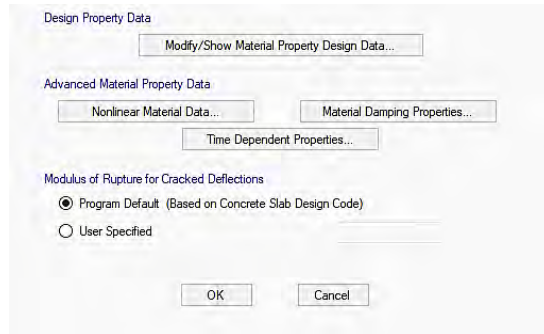


- General Data
 - Material name: [Nomenclatura]
 - Material Type: concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
- Material Weight and mass
 - [check] Specify weight density
⇒ Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³
- Mechanical property data
 - Modulus of Elasticity, E: 150000*sqrt(210) (5)
 - Poisson's Ratio, U: 0.15 (6)
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 1*10⁻⁶

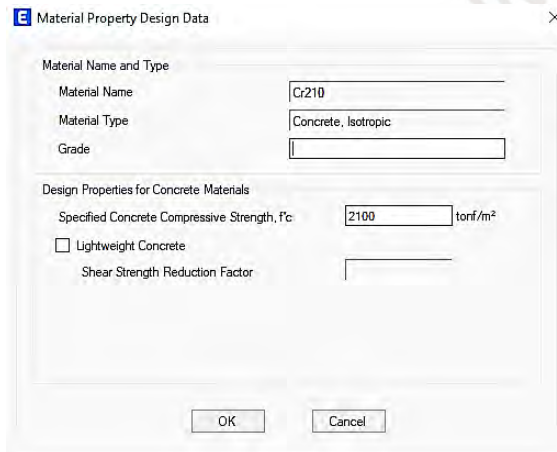


(5). Se puede introducir fórmulas en las casillas, en ese caso depende de la resistencia del concreto que tiene un f'_c de 210 kg/cm².

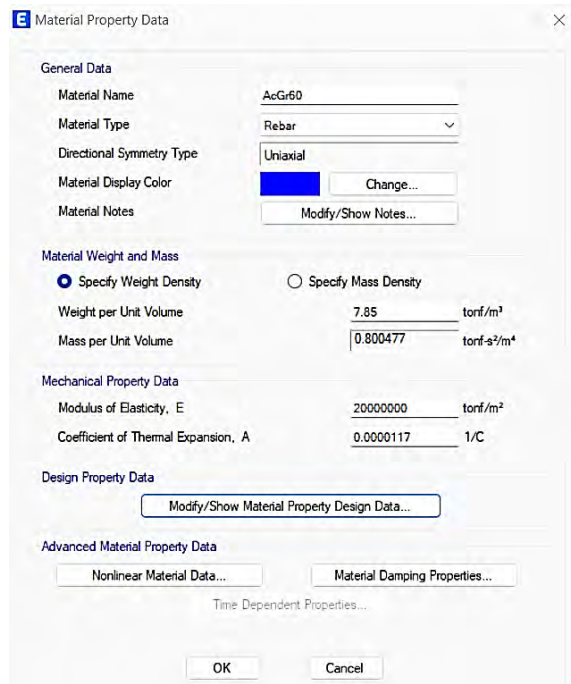
(6). El módulo de Poisson se determina de acuerdo a la norma ASTM C-469 que representa la relación de deformación unitaria transversal y longitudinal. En el cual consiste en la determinación del parámetro mediante ensayos estandarizados.



- Design property data
 - Modify/Show material property design data
 - ⇒ Design properties for concrete materials
 - ◆ Specified concrete compressive strength, f'_c : 2100 tonf/m²
 - ⇒ Ok



- Ok
- Acero: seleccionar A615Gr60 → Modify/ show material
 - General Data
 - Material name: [Nomenclatura]
 - Material Type: Rebar
 - Material Weight and mass
 - [check] Specify wight density
 - ⇒ Weight per Unit Volume: 7.85 tonf/m³
 - Mechanical property data
 - Modulus of Elasticity, E: $2 \cdot 10^7$ tonf/m²



Material Property Data dialog box showing general and mechanical properties for AcGr60 rebar.

General Data

- Material Name: AcGr60
- Material Type: Rebar
- Directional Symmetry Type: Uniaxial
- Material Display Color: [Blue swatch] Change...
- Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

- Specify Weight Density Specify Mass Density
- Weight per Unit Volume: 7.85 tonf/m³
- Mass per Unit Volume: 0.800477 tonf-s³/m⁴

Mechanical Property Data

- Modulus of Elasticity, E: 20000000 tonf/m²
- Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

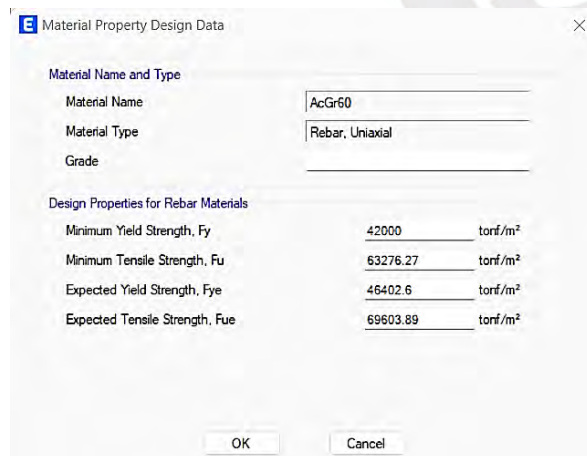
Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...
Time Dependent Properties...

OK Cancel

- Design property data → Modify/Show material property design data
 - Design properties for Rebar Materials
 - ⇒ Minimum Yield Strength, f_y : 42000 tonf/m²
 - Ok



Material Property Design Data dialog box showing design properties for AcGr60 rebar.

Material Name and Type

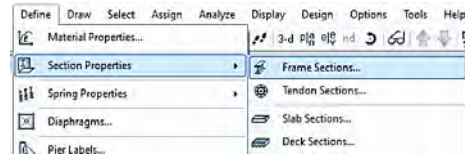
- Material Name: AcGr60
- Material Type: Rebar, Uniaxial
- Grade: [Empty field]

Design Properties for Rebar Materials

- Minimum Yield Strength, F_y : 42000 tonf/m²
- Minimum Tensile Strength, F_u : 63276.27 tonf/m²
- Expected Yield Strength, F_{ye} : 46402.6 tonf/m²
- Expected Tensile Strength, F_{ue} : 69603.89 tonf/m²

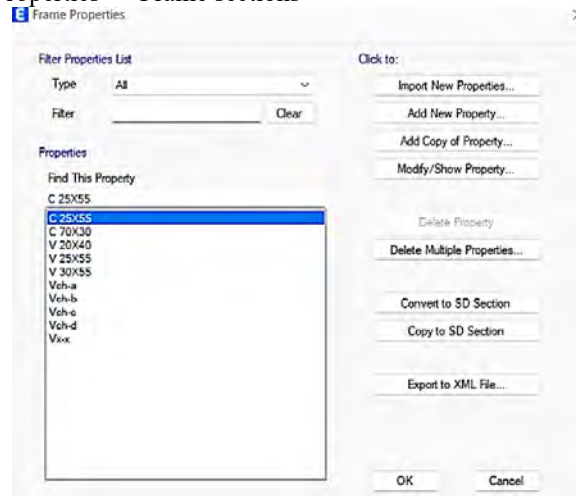
OK Cancel

E. Definir secciones



a. Vigas

- Pestaña Define → Section Properties → Frame sections



- o Delete Multiple Properties
 - Seleccionar todas las propiedades → Delete Selected Frame Sections



- Add New Property
 - Frequently Used Shape Types
 - Concrete: Rectangular section [Vigas rectangulares]




- ⇒ General data
 - ◆ Property name: [Nomenclatura]
 - ◆ Material: f'c 210
- ⇒ Shape
 - ◆ Section Shape: Concrete Rectangular
- ⇒ Section Dimensions
 - ◆ Depth: [Peralte]
 - ◆ Width: [Ancho]



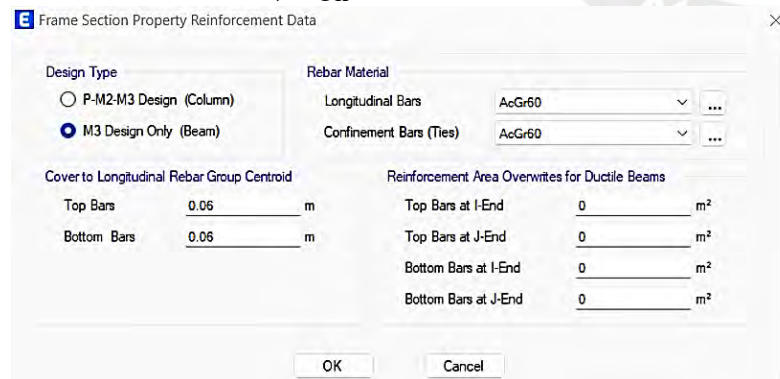
⇒ Property Modifiers →Modify/ Show Modifiers

- ◆ Torsional Constant: [Número cercano al 0 (0.000001)] (7)
- ◆ Ok



⇒ Reinforcement →Modify / show rebar....

- ◆ Design Type
 - [check] M3 Design Only (Beam)
- ◆ Rebar Material
 - Longitudinal Bars: Ac60
 - Confinement Bars (Ties): Ac60
- ◆ Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid
 - Top Bars: 0.06 m (8)
 - Bottom Bars: 0.06 m
- ◆ Ok



⇒ Ok

(7). Se coloca una constante mínima por que se considera que las vigas trabajan en conjunto con las losas formando una estructura monolítica por ello se desprecia el efecto por torsión en las vigas.

(8). El recubrimiento del acero va a depender de la norma según el tipo de elemento que se quiera modelar.

b. Columnas

- Pestaña Define → Section Properties → Frame sections
 - o Add New Property

- Frequently Used Shape Types

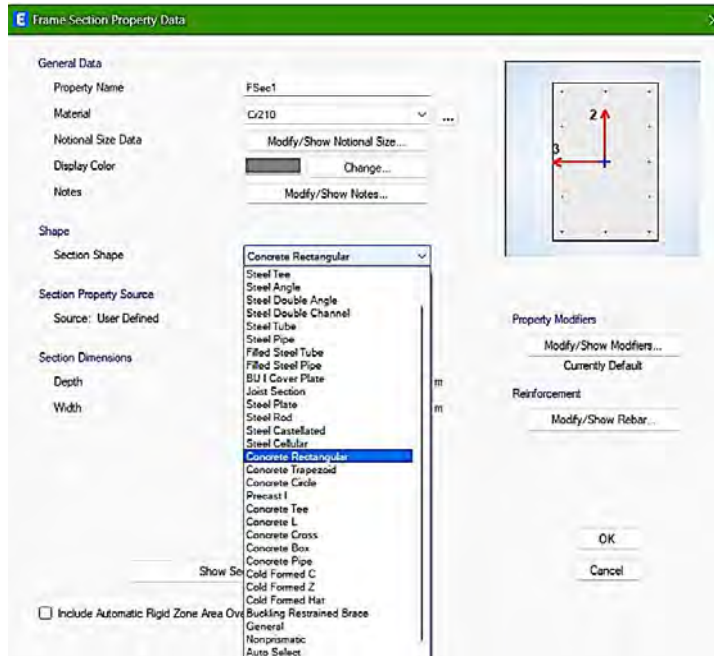
- Concrete: Rectangular section

⇒ General data

- ◆ Property name: [Nomenclatura]
- ◆ Material: fc 210

⇒ Shape

- ◆ Section Shape: Concrete Rectangular / Concrete Tee / Concrete L./ Concrete circle



⇒ Section Dimensions
Rectangular

- ◆ Depth: [Peralte]
- ◆ Width: [Ancho]



En T

- ◆ Total Depth: [Peralte total]
- ◆ Total Width: [Ancho total]
- ◆ Flange thickness: [Espesor del ala]
- ◆ Web thickness At Flange: [Ancho del alma a la base del ala]
- ◆ Web thickness At Tip: [Ancho del alma a la base del alma]

Section Dimensions

Total Depth	0.75	m
Total Width	0.75	m
Flange Thickness	0.2	m
Web Thickness At Flange	0.2	m
Web Thickness At Tip	0.2	m

Ignore Flange for Area, Weight and Mass

Show Section Properties...

Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Mirror

Mirror About Local 3-Axis

OK Cancel

En L

- ◆ Total Depth: [Peralte total]
- ◆ Total Width: [Ancho total]
- ◆ Horizontal Leg thickness: [Espesor de lado horizontal]
- ◆ Vertical Leg thickness At Corner: [Ancho del lado vertical en la esquina]
- ◆ Vertical Leg thickness At Tip: [Ancho del lado vertical a la base]

Section Dimensions

Total Depth	0.75	m
Total Width	0.75	m
Horizontal Leg Thickness	0.2	m
Vertical Leg Thickness At Corner	0.2	m
Vertical Leg Thickness At Tip	0.2	m

Ignore Flange for Area, Weight and Mass

Show Section Properties...

Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Mirror

Mirror About Local 3-Axis

OK Cancel

Circular

- ◆ Diameter: [Diámetro]

Section Dimensions

Diameter	0.9	m
----------	-----	---

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Show Section Properties...

Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Mirror

Mirror About Local 3-Axis

OK Cancel

- ⇒ Reinforcement → Modify / show rebar
 - ◆ Design Type → P-M2-M3 Design (Column)
 - ◆ Rebar Material
 - Longitudinal Bars: Ac60
 - Confinement Bars (Ties): Ac60
 - ◆ Confinement Bars
 - [check] Tiers o Spirals [🔗](#)
 - ◆ Longitudinal Bars
 - Clear Cover for Confinement Bars: 0.04 m
 - ◆ Ok

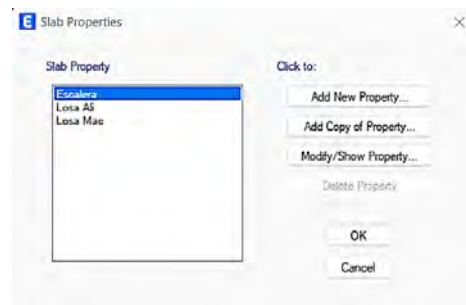


⇒ Ok

(9). La armadura transversal de la sección puede estar definida por Tiers (estribos) o Spirals (espirales) lo cual va a afectar cuando se diseña por cortante, en caso de que se quiera diseñar con el programa.

c. Losa Aligerada / Maciza

- Pestaña Define → Section Properties → Slab sections

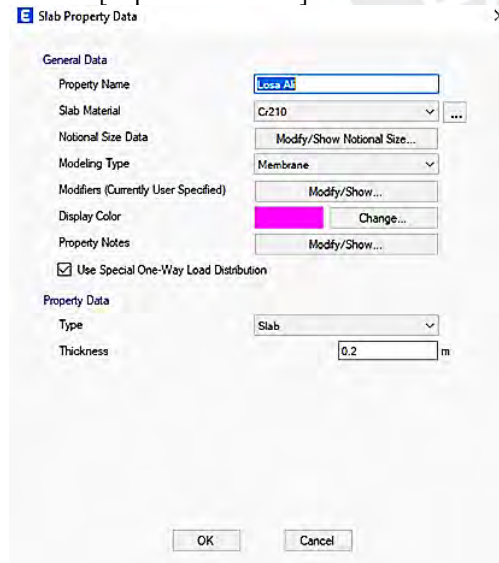


- Add New Property
 - General Data

- Property Name: [Nomenclatura de la sección]
- Slab Material: [Tipo de concreto]
- Modeling Type: Membrane (10) (11)
- Modifiers (Currently User Specified)
 - ⇒ Weight: 0.000001 [Valor más cercano a cero] (12)
 - ⇒ Ok



- Seleccionar: Use Special One-Way Load Distribution [Aligerados] (13)
No seleccionar: Use Special One-Way Load Distribution [Macizas]
- Property Data
 - Type: Slab (14)
 - Thickness: [Espesor de la losa]



(10). Se asigna la losa como Membrane (membrana) lo que permite que las cargas sobre las losas sean transferidas de manera correcta a las vigas. Ya que los modelos Shell contribuyen en la rigidez, por lo tanto, absorben parte de la resistencia por flexión de las cargas.

(11). Cuando se dibuja el tipo de losa Membrane (membrana) se requiere que tenga al menos 4 caras. De preferencia que las secciones sean rectangulares.

(12). Se introduce un peso no significativo, es decir, un valor cercano a cero. Esta propiedad permite introducir el peso exacto mediante asignación de cargas distribuidas. También se puede reducir el espesor (Thickness) en Property Data a un valor cercano a cero.

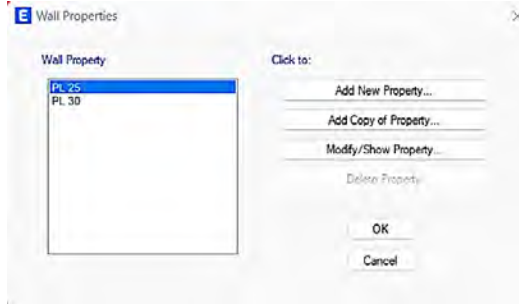
(13). Se selecciona que la losa trabajará en una sola dirección en el caso de los aligerados, ya que trabajan en la dirección de las viguetas, al menos que sea una losa aligerada de doble dirección.

(14). Hay varios tipos que son los siguientes:

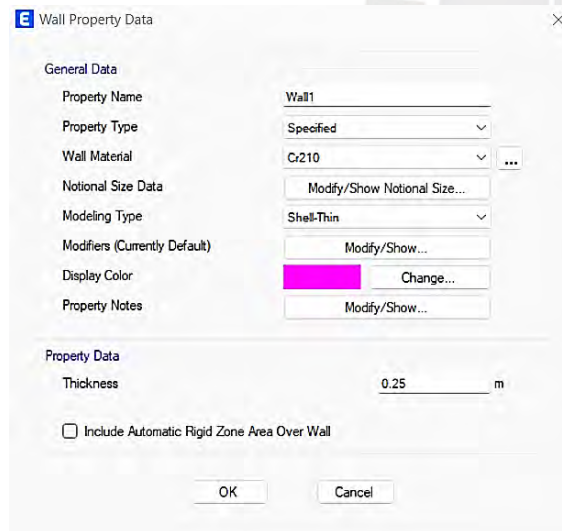
- Slab (Losas)
- Drop (Volado)
- Stiff (Rígido)
- Ribbed (Nervada)
- Waffle

d. Placa

- Pestaña Define → Section Properties → Wall sections
 - o Add New Property

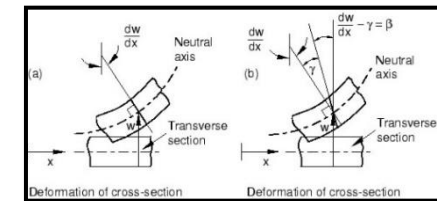


- General Data
 - Property Name: [Nomenclatura]
 - Wall Material: [Concreto]
 - Modeling Type: Shell Thin (15)
- Property Data
 - Thickness: [Ancho de placa]
- Ok



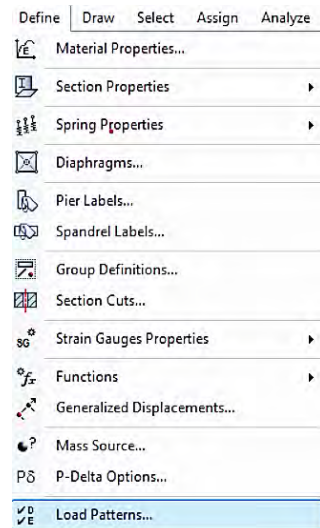
- o Ok

(15). Hay dos opciones de modelos para placas entre Shell-Thin (muros delgados) y Shell-Thick (muros gruesos). Ambos de ellos se diferencian de acuerdo a la relación de la longitud total del elemento vs el espesor. Los muros delgados desprecian los efectos de corte mientras que los muros gruesos consideran las deformaciones por corte importantes.



F. Definir cargas de gravedad

- Pestaña Define → Load Patterns



- Cargas por default
 - Load: Dead – Type: Dead – Self Weight Multiplier: 1 (16)
 - Load: Live – Type: Live – Self Weight Multiplier: 0
- Cargas por añadir
 - Escribir:
 - Load: Carga viva techo – Type: Roof Live – Self Weight Multiplier: 0 (17)

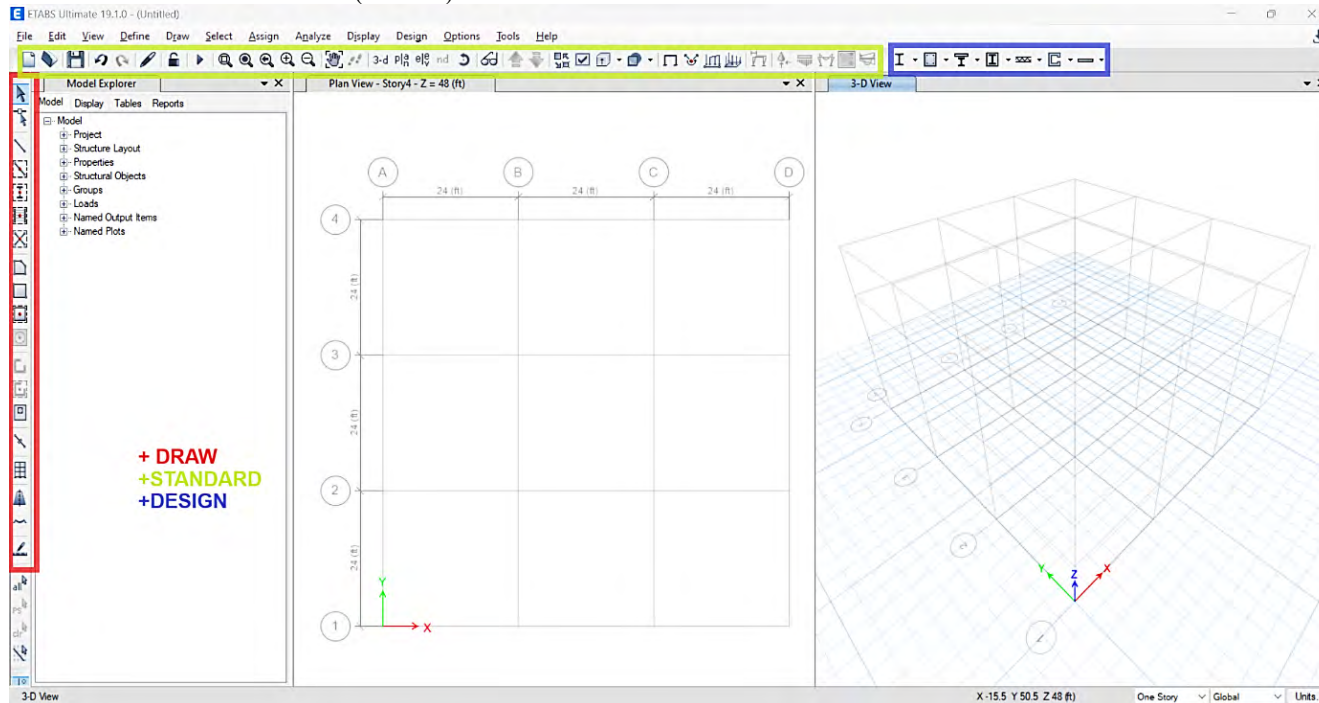


(16). Se define que en la carga Dead está incluido el peso propio de los elementos, tener en cuenta esta consideración para evitar dobles cargas en otras definiciones.




(17). Se tiene que tomar en cuenta para definir la masa sísmica, ya que dependiendo del tipo de edificio según la Norma E.030 se les asigna un factor a las cargas vivas del techo.

G. Herramientas para dibujar

- Barras de herramientas (tool bar)




o Barra de dibujo (draw)


-  : Select Object [Seleccionar objetos]
-  : Reshape Object [Redibujar objetos]
-  : Draw Beam/Column/Brace (Plan, Elev, 3D) [Dibuja viga o columna seleccionando dos puntos]
 - Property: [Seleccionar elemento a dibujar]
 - Line Drawing Type: Straight Line [Líneas rectas]

Properties of Object


Type of Line	Frame
Property	V 30X55
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal, m	0
Line Drawing Type	Straight Line
Drawing Control Type	None <space bar>

-  : Quick Draw Beam/Column (Plan, Elev, 3D) [Dibuja viga o columna seleccionando líneas del Grid]
 - Property: [Seleccionar elemento a dibujar]
 - Draw Object Using: Grids


Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	V 30X55
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal, m	0
Draw Object Using	Grids

-  : Quick Draw Columns (Plan, 3D) [Dibuja columnas seleccionando puntos en planta o en 3D]
 - Property: [Seleccionar elemento a dibujar]
 - Moment Releases: Continuous
 - Plan Offset X, m: [Distancia en X desde el punto seleccionado]
 - Plan Offset Y, m: [Distancia en Y desde el punto seleccionado]
 - Cardinal Point: [Ubica el punto de referencia del objeto]


Properties of Object	
Property	V 30X55
Moment Releases	Continuous
Angle, deg	0
Plan Offset X, m	0
Plan Offset Y, m	0
Cardinal Point	5 (Middle Center)
Draw Object Using	Grids

-  : Draw Floor/Wall (Plan, Elev, 3D) [Dibuja losas uniendo puntos]
 - Property: [Seleccionar elemento a dibujar]
 - Edge Drawing Type: Straight Line [Líneas rectas]
 - Drawing Control Type: None <space bar>


Properties of Object	
Property	Losa Ali
Local Axis	0
Edge Drawing Type	Straight Line
Drawing Control Type	None <space bar>

-  : Draw Rectangular Floor/Wall (Plan, Elev) [Dibuja losas rectangulares]
 - Property: [Seleccionar elemento a dibujar]


Properties of Object	
Property	Losa Ali
Local Axis	0
X Dimension (if no drag), m	0
Y Dimension (if no drag), m	0

-  : Quick Draw Floor/Wall (Plan, Elev; 3D) [Dibuja losas entre las líneas del Grid]
 - Property: [Seleccionar elemento a dibujar]
 - Draw Object Using: Grids

Properties of Object	
Property	Losa Ali
Local Axis	0
Draw Object Using	Grids










-  : Draw Walls (Plan) [Dibuja muros en planta]
 - Type of Area: Pier
 - Property: [Seleccionar elemento a dibujar]
 - Auto Pier/Spandrel IDs?: No
 - Line Drawing Type: Straight Line

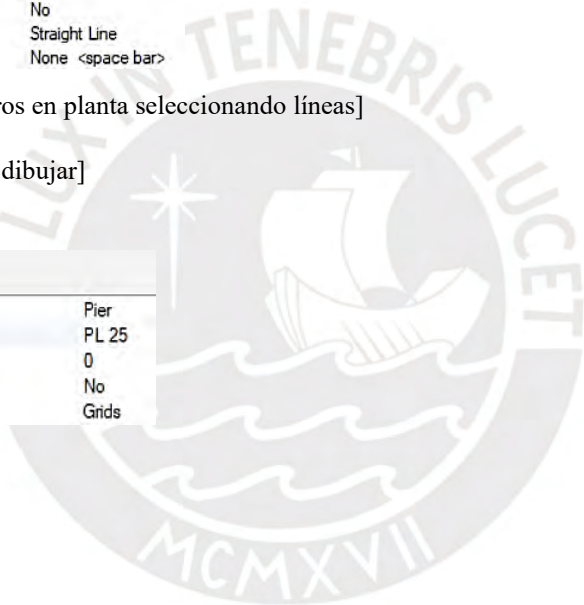
Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	PL 25
Plan Offset Normal, m	0
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Line Drawing Type	Straight Line
Drawing Control Type	None <space bar>

-  : Quick Draw Walls (Plan) [Dibuja muros en planta seleccionando líneas]
 - Type of Area: Pier
 - Property: [Seleccionar elemento a dibujar]
 - Auto Pier/Spandrel IDs?: No
 - Draw Object Using: Grid

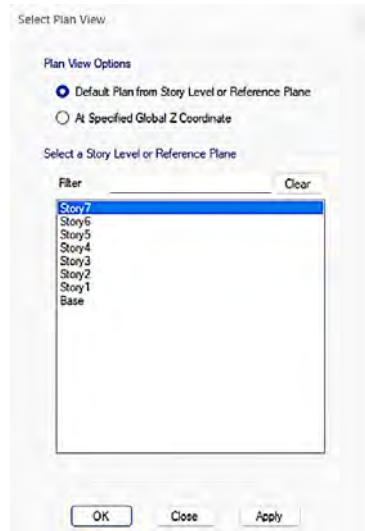
Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	PL 25
Plan Offset Normal, m	0
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Draw Object Using	Grids









○ Barra estándar (Standard)

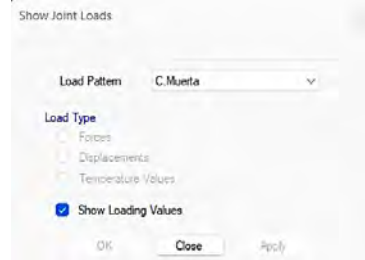
-  : New Model [Nuevo modelo]
-  : Open [Abrir un modelo guardado]
-  : Save [Guardar modelo]
-  : Undo [Deshacer acción]
-  : Redo [Rehacer acción]
-  : Lock / Unlock Model [Bloquear o desbloquear un modelo]
-  : Run Analysis [Correr el análisis del modelo]
-  : Set Default 3D View [Muestra el modelo en 3D]
-  : Set Plan View [Muestra una planta del modelo]
 - Plan View Options → Default Plan
 - Select a Story Level [Seleccionar el nivel]




- Ok

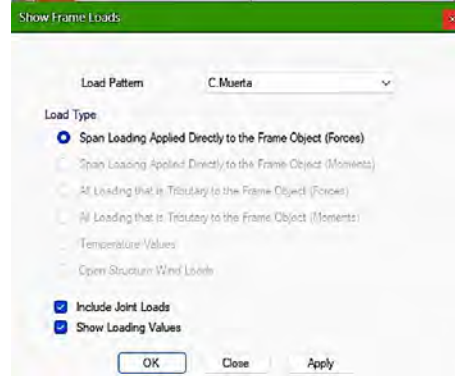



-  : Set Elevation View [Muestra una elevación del modelo]
-  : Move Up/Down in List [Cambiar de vista o planta]
-  : Object Shrink Toggle [Muestra objetos reducidos]
-  : Set Display Options [Muestra una lista de objetos visible o no]
-  : Extruded View Toggle [Muestra los elementos con su dimensión en 3D]
-  : Transparency Toggle [Muestra los elementos transparentes o no]
-  : Show Undeformed Shape [Muestra la estructura sin deformarse por las cargas]
-  : Display Joint Load Assigns [Muestra las cargas asignadas a un punto]
 - Load Pattern: [Escoge la carga que se va a usar]
 - Show Loading Values [Muestra los valores de la fuerza]

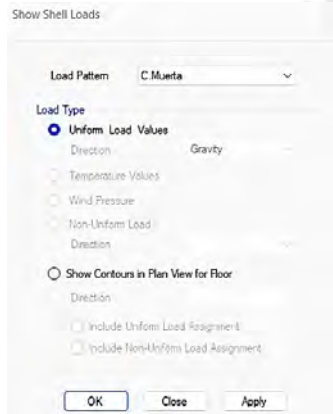


-  : Display Frame Load Assigns [Muestra las cargas asignadas en una viga]
 - Load Pattern: [Escoge la carga que se va a usar]

- Include Joint Loads [Muestra las cargas puntuales]
- Show Loading Values [Muestra los valores de la fuerza]

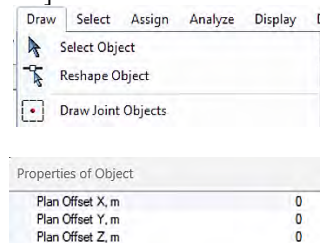


-  : Display Shell Load Assigns [Muestra las cargas asignadas en una viga]
 - Load Pattern: [Escoge la carga que se va a usar]
 - Load Type → Uniform Load Values



H. Herramientas adicionales

- Pestaña Draw → Draw Joint Objects
 - o Plan Offset X, m [Distancia en X]
 - o Plan Offset Y, m [Distancia en Y]
 - o Plan Offset Z, m [Distancia en Z]



- Pestaña Edit → Replicate

- Linear
 - Increment Data
 - dx [Distancia en X]
 - dy [Distancia en Y]
 - Number [Número de réplicas]

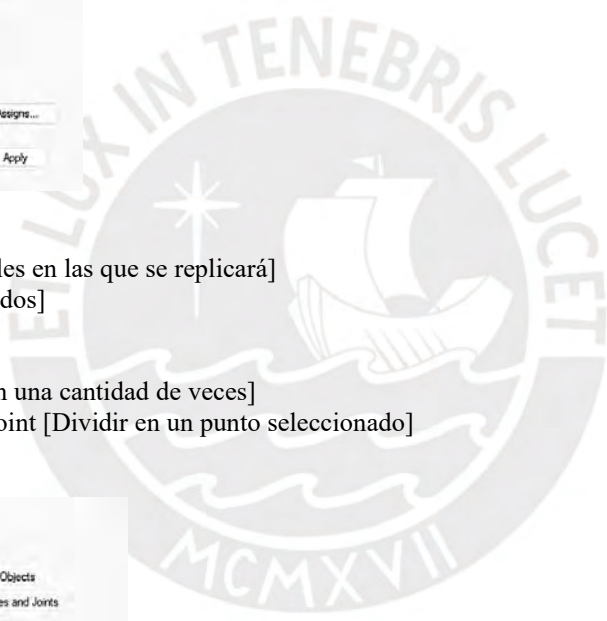


- Story
 - Replicate on Stories [Selecciona los niveles en las que se replicará]
- Delete Original Object [Borra los elementos copiados]

- Pestaña Edit → Edit frames → Divide frames
 - Divide into (n° de veces) Frame Object [Dividir en una cantidad de veces]
 - Break at Intersections with Selected Frames and Joint [Dividir en un punto seleccionado]
 - Break at intersections with Visible Grid Lines



- Pestaña Edit → Edit frames → Joint Frames
 - seleccionar los Frames a unir → Joint Frames

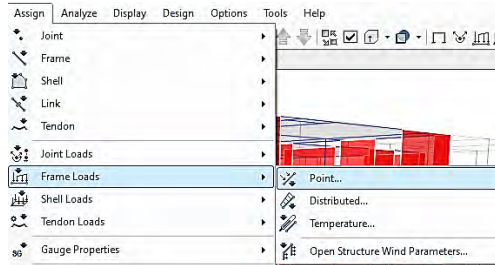


I. Asignar cargas a los elementos

a. Cargas en vigas

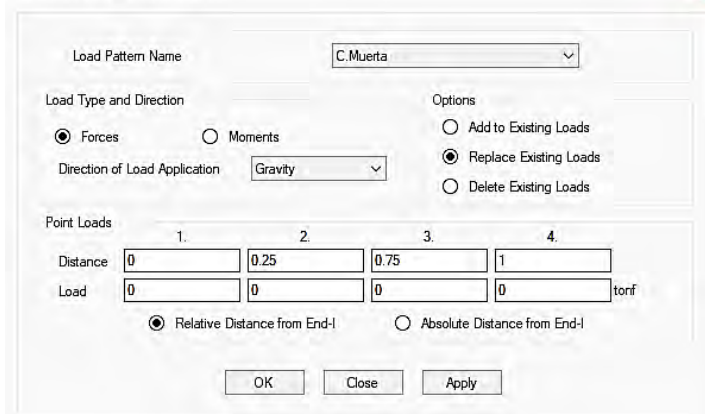
Carga puntual

- Seleccionar el punto
- Pestaña Assign → Frame Loads → Point



- Load Pattern: [Escoge la carga a usar]
- Load type and direction
 - Forces
 - Direction of load application: Gravity
- Option
 - Add to existing loads [Añadir a la carga existente]
 - Replace existing loads [Reemplazar la carga existente]
 - Delete existing loads [Borra todas las cargas]
- Point loads
 - [opción] Relative distance from End-I
 - Distance [Del 0 al 1 con respecto a la distancia total]
 - Load [Fuerza en el punto]
 - [opción] Absolute distance from End-I
 - Distance [Distancia total con respecto al extremo inicial]
 - Load [Fuerza en el punto]
- Ok

Frame Load Assignment - Point

A screenshot of the 'Frame Load Assignment - Point' dialog box. The dialog box has a title bar with a red close button. It contains the following fields and options:

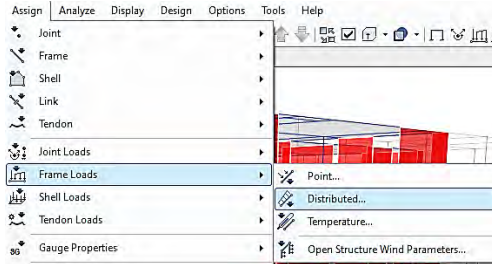
- Load Pattern Name: C.Muerta (dropdown menu)
- Load Type and Direction: Forces (selected with radio button), Moments (radio button)
- Direction of Load Application: Gravity (dropdown menu)
- Options: Add to Existing Loads (radio button), Replace Existing Loads (selected with radio button), Delete Existing Loads (radio button)
- Point Loads: A table with 4 columns and 2 rows.

	1.	2.	3.	4.
Distance	0	0.25	0.75	1
Load	0	0	0	0

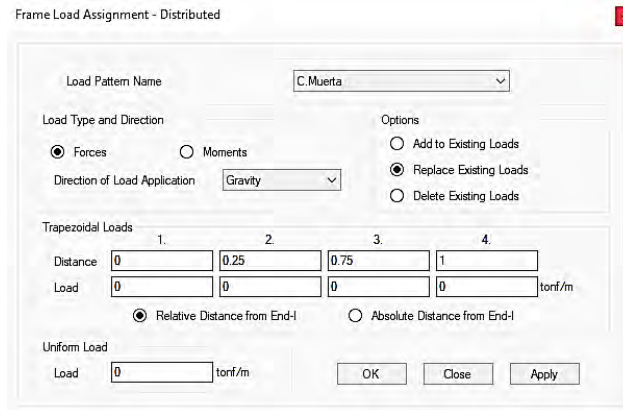
 The unit 'tonf' is shown to the right of the last cell.
- Relative Distance from End-I (selected with radio button), Absolute Distance from End-I (radio button)
- Buttons: OK, Close, Apply

Carga distribuida

- Pestaña Assign → Frame Loads → Distributed



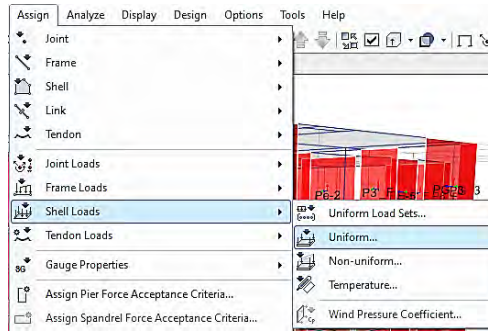
- Load Pattern: [Escoge la carga a usar]
- Load type and direction
 - Forces
 - Direction of load application: Gravity
- Option
 - Add to existing loads [Añadir a la carga existente]
 - Repleace existing loads [Reemplazar la carga exitente]
 - Delete existing loads [Borra todas las cargas]
- Trapezoidal loads (18)
 - [opción] Relative distance from End-I
 - Distance [Del 0 al 1 con respecto a la distancia total]
 - Load [Carga distribuida en la viga]
 - [opción] Absolute distance from End-I
 - Distance [Distancia total con respecto al extremo inicial]
 - Load [Carga distribuida en la viga]
- Uniform Load
 - Load [Carga uniforme que distribuye toda la viga]
- Ok



b. Cargas en losas

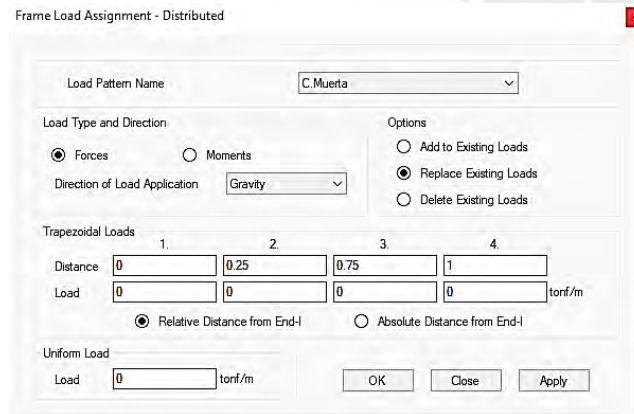
- Pestaña Assign → Shell Loads → Uniform

(18). Con esta opción también se puede colocar cargas distribuidas trapezoidales como es el caso de la representación de las cargas de las losas sobre las vigas.



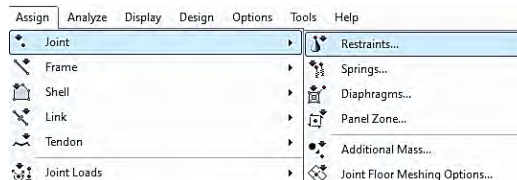
- Load Pattern: [Escoge la carga que se va a usar]
- Uniform load (19)
 - Load [Carga dsitribuida en la superficie]
 - Direction of load application: Gravity
- Option
 - Add to existing loads [Añadir a la carga existente]
 - Repleace existing loads [Reemplazar la carga exitente]
 - Delete existing loads [Borra todas las cargas]
- Ok


(19). Las cargas que se les asigna a los Shell son cargas distribuidas uniformemente en toda la superficie. Si se requiere representar la carga distribuida lineal de los muros sobre la losa, es recomendable convertirlo en una carga distribuida uniformemente ya que no se puede colocar cargas lineales en la losa sin afectar la distribución correcta de las cargas.

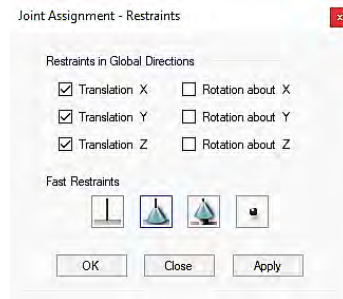


J. Asignar la base

- Seleccionar los puntos en la base
- Pestaña Assign → Joint



- Fast restraints
 -  [Empotrado] (20)
- Ok

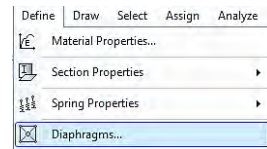


(20). Cuando el suelo es de tipo rígido o mayor, se puede asignar como empotrado en la base; sin embargo, cuando el terreno es del tipo flexible se le asigna como simplemente apoyado.

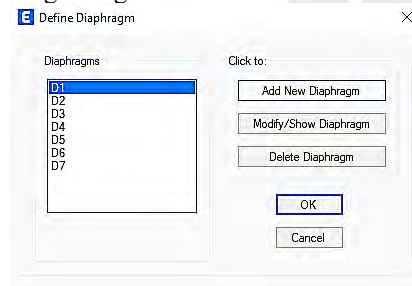
K. Antes de correr el modelo

a. Diafragma rígido

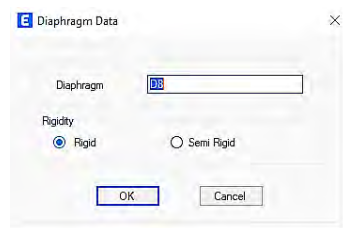
- Pestaña Define → Diaphragms



- Add new diaphragm [Diafragmas igual a la cantidad de niveles]



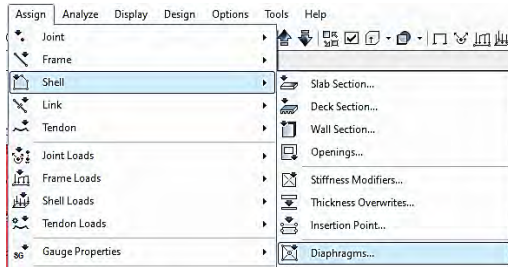
- Diaphragm: [Nomenclatura]
- Rigidity → Rigid (21)
- Ok



- Ok

(21). Se asigna un diafragma rígido ya que se considera que las losas no se deforman en su propio plano y permite distribuir las fuerzas laterales proporcionalmente a la rigidez de los elementos verticales.

- Seleccionar nivel por nivel
- Pestaña Assign → Shell → Diaphragms

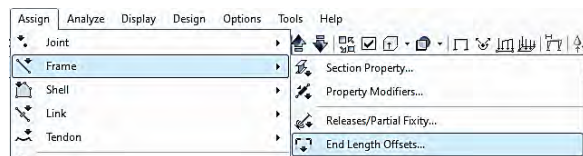


- o Seleccionar la nomenclatura
- o Apply → Ok
- o Repetir para cada nivel



b. Asignar brazo rígido

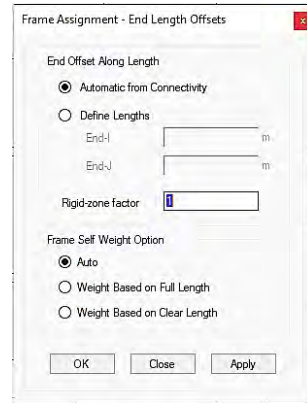
- Seleccionar todos los elementos
- Pestaña Assign → Frame → End length offsets



- o End offset along length
 - [check] Automatic from connectivity

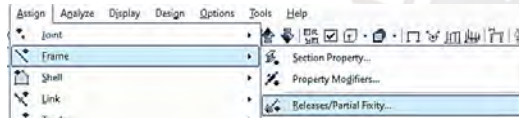


- Rigid zone factor: 1 [\(22\)](#)
- Ok



c. Definir los nudos sin momentos

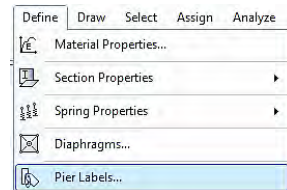
- Seleccionar el elemento a asignar
- Pestaña Assign → Frame → Releases/Partial fixity



- Moment 33 (Major)
 - Release: [check] start y/o end
 - Frame partial fixity springs: star y/o end = 0 [momento = 0] [\(23\)](#)
- Ok

d. Asignar nomenclatura a los Piers

- Pestaña Define → Piers → Pier label [\(24\)](#)

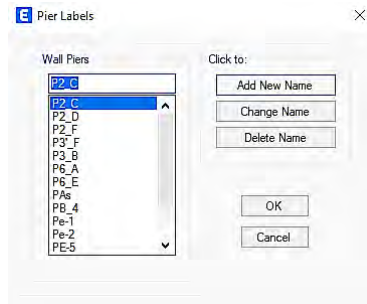


- Wall piers: [Escribir el nombre del muro]
- Click: Add new name
- Ok

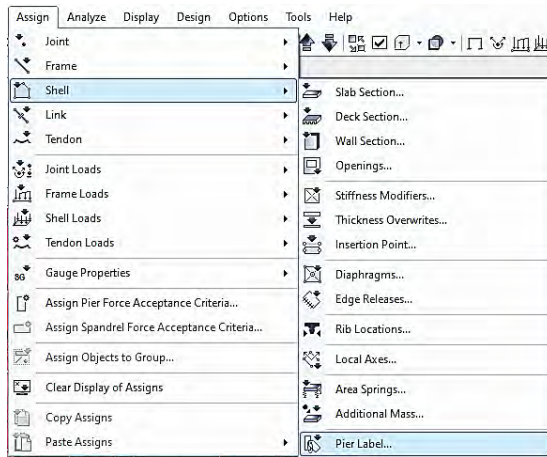
(22). Se asigna a los elementos Frame una rigidez en la zona de los nudos de las intersecciones entre elementos. Se asigna el valor de 1 para que toda la zona generada automáticamente o de forma manual se considere rígido.

(23). Se quita la restricción al giro de las vigas que se haya comprobado que sus aceros de refuerzo no pueden desarrollar su longitud de desarrollo en los nudos. Si bien los momentos en dichos casos no es del todo nulo se opta por el caso más crítico. Así mismo, las vigas que se apoyan en el intermedio de una viga ya se comportan como simplemente apoyadas por lo que no será necesario usar dicho procedimiento.

(24). Se asigna las nomenclaturas a los elementos tipo Piers para obtener del programa las fuerzas y por ende los diagramas de fuerza que se obtienen de los muros cortantes.



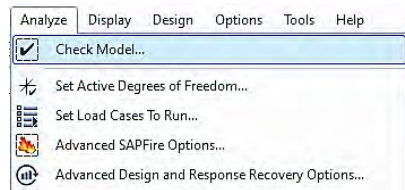
- Seleccionar todo un muro
 - o Pestaña Assign → Shell → Pier label



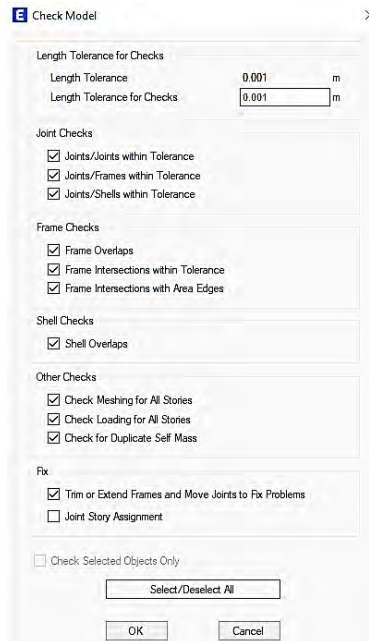
- Seleccionar el nombre a asignar
- Apply → Ok

e. Comprobar interferencias

- Pestaña Analyze → Check model



- o Select all
- o Ok

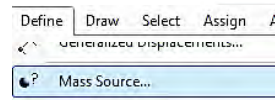


DISEÑO SÍSMICO

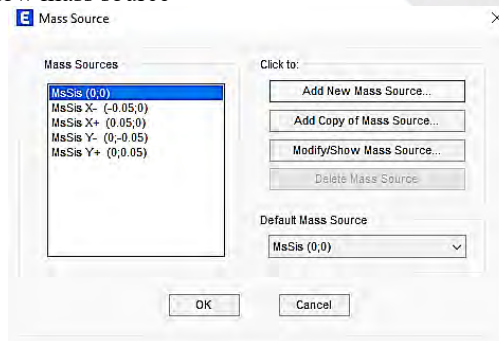
L. Definición del módulo y de masa sísmica

Masa céntrica

- Pestaña Define → Mass Source

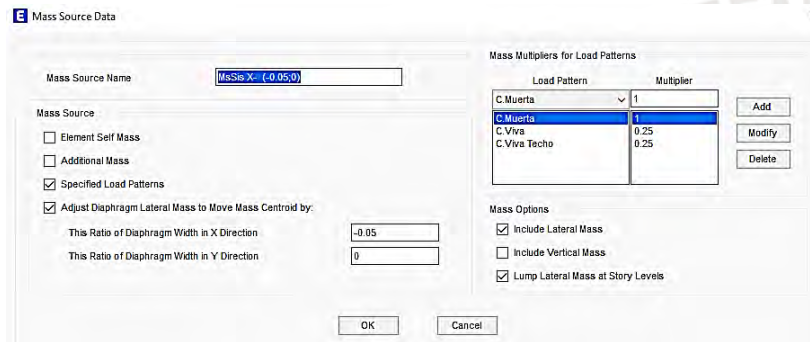


- o Click to: Modify/Show mass source



- Mass source name [Nomenclatura]
- Mass source

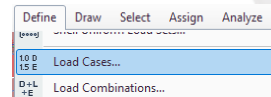
- [no] Element self mass (25)
- [no] Additional mass
- [check] Specified load patterns
- [no] Adjust diaphragm lateral mass to move mass centroid
- Mass multipliers for load patterns
 - Load Pattern [Tipo de carga]
 - Multiplier [Porcentaje de masa]
 - Add
- Mass options
 - [check] Include lateral mass
 - [no] Include Vertical Mass
 - [check] Lump lateral mass at story levels
- Ok



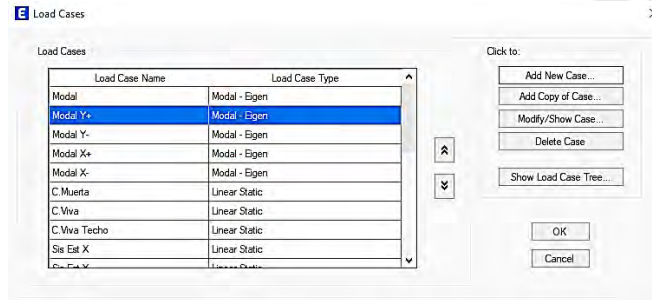
(25). Como se mencionó en la parte de definición de cargas, se debe tener en cuenta el peso propio de los elementos cuando se define a la carga muerta.

Modal

- Pestaña Define → Load Cases → Modal cases

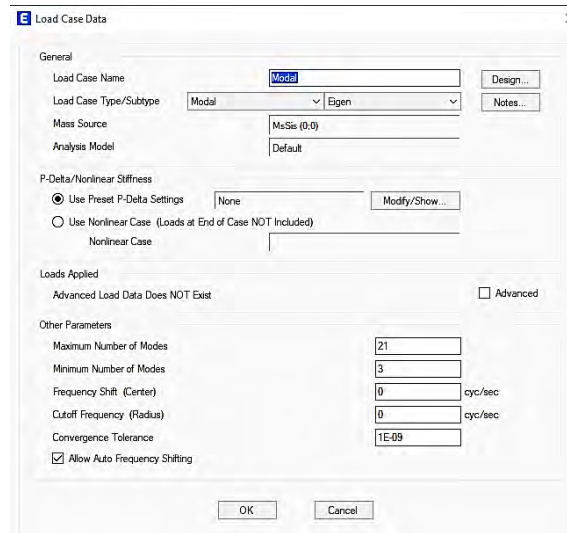


- o Click to: Add new case



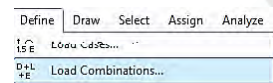
- General
 - Load case name [Nomenclatura]

- Load case type: Modal
- Subtype: Eigen
- P-Delta/Nonlinear stiffness
 - [check] Use present P-Delta settings: none
- Other parameters
 - Maximum number of modes [3 modos por el número de niveles]
 - Minum number of modes [Mínimo es 3 modos]

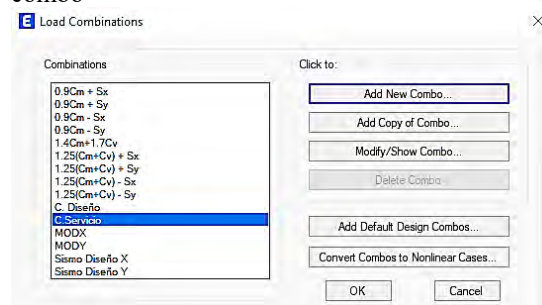


M. Definición de combinaciones de carga

- Pestaña Define → Load combination

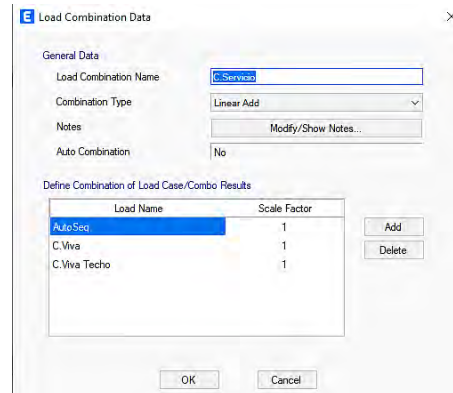


- o Click to: Add new combo



- General data
 - Load combination name: [Nomenclatura de la combinación]

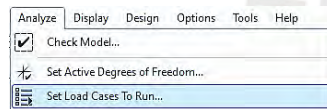
- Combination type: Linear add, Envelope (26)
- Define combination of load case/combo results
 - Load name: [Carga]; Scale factor: [Factor de amplificación]
 - Add
- Ok



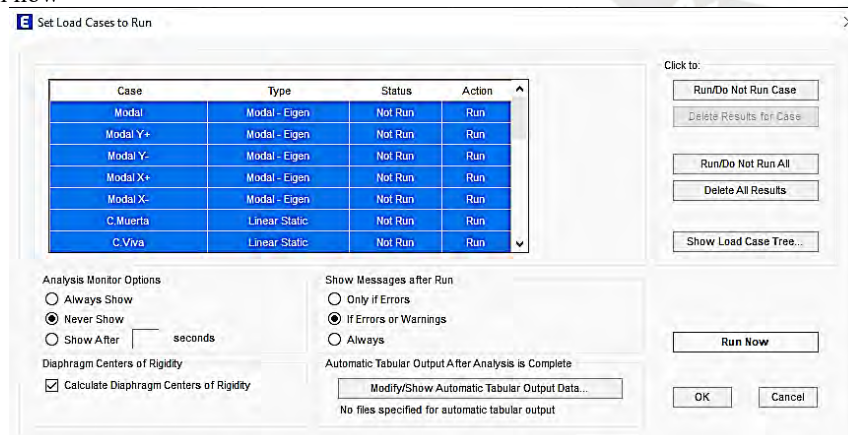
(26). El tipo de combinación de carga Linear add combina las cargas en adición y Envelope combina las cargas de forma envolvente entregando el mayor valor positivo y negativo.

N. Correr el modelo

- Pestaña Analyze → Set load cases to run



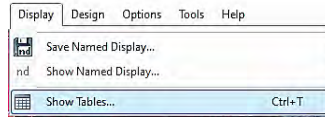
- Seleccionar todos los casos a estudiar → Click to: Run Cases
- Diaphragm center of rigidity
 - [check] Calculate diaphragm center of rigidity
- Run now



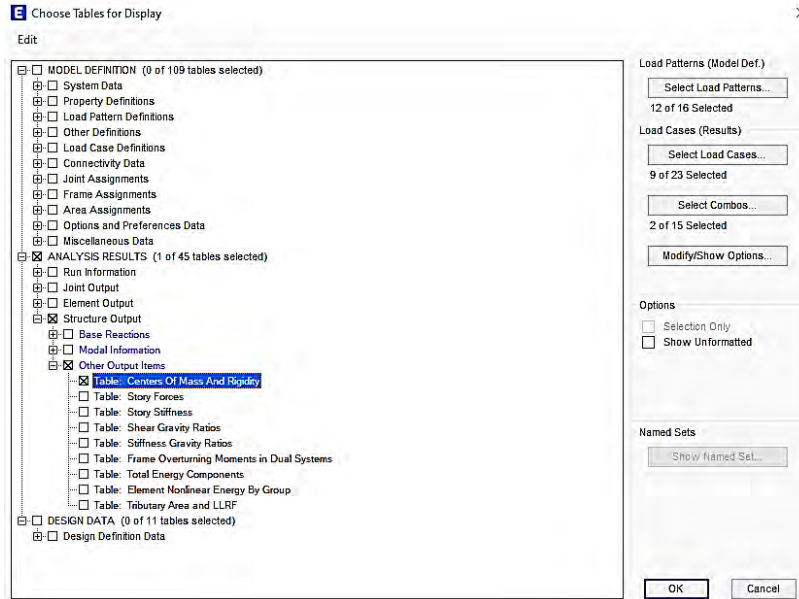
O. Obtención del periodo y masa sísmica

Masa sísmica

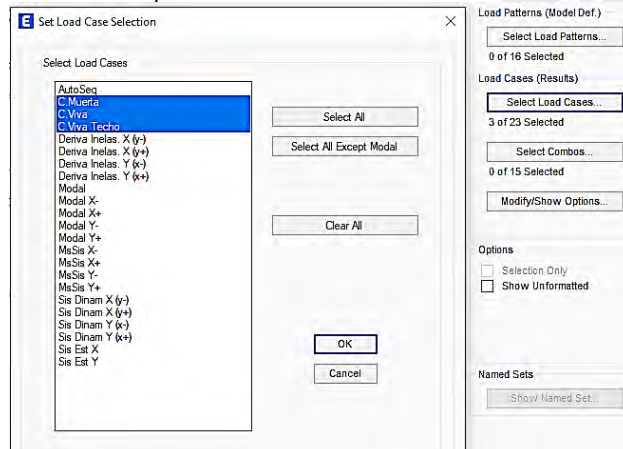
- Después de correr el modelo
- Pestaña Display → Show tables (Ctrl + t)



- o Seleccionar Structure output → Other output items → [check] Table: Centers of mass and rigidity




- o Load patterns → select load patterns

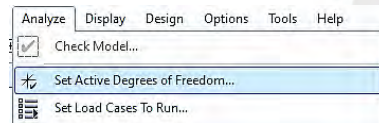


○ Ok

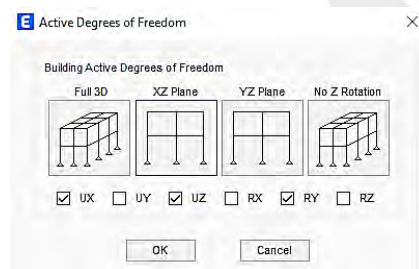
Story	Diaphragm	Mass X tonf-a ² /m	Mass Y tonf-a ² /m	XCM m	YCM m	Cum Mass X tonf-a ² /m	Cum Mass Y tonf-a ² /m	XCCM m	YCCM m
Story1	D1	44.82601	44.82601	9.7514	11.1401	44.82601	44.82601	9.7514	11.1401
Story2	D2	43.89574	43.89574	9.7306	11.1487	43.89574	43.89574	9.7306	11.1487
Story3	D3	43.89574	43.89574	9.7306	11.1487	43.89574	43.89574	9.7306	11.1487
Story4	D4	43.89574	43.89574	9.7306	11.1487	43.89574	43.89574	9.7306	11.1487
Story5	D5	43.89574	43.89574	9.7306	11.1487	43.89574	43.89574	9.7306	11.1487
Story6	D6	43.89574	43.89574	9.7306	11.1487	43.89574	43.89574	9.7306	11.1487
Story7	D7	29.63182	29.63182	9.6993	11.2426	29.63182	29.63182	9.6993	11.2426


Periodo

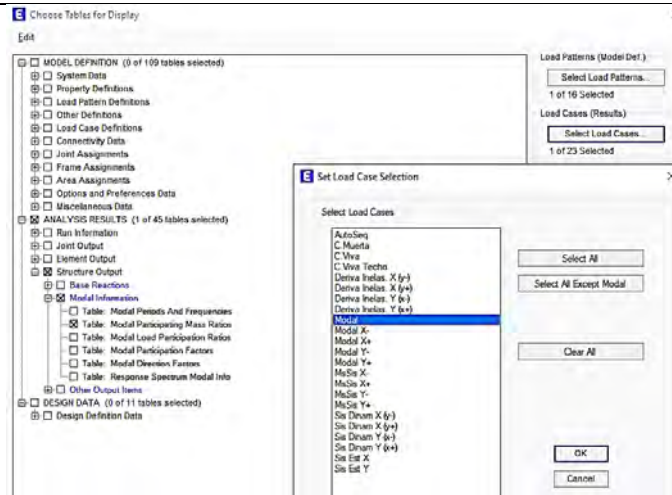
- Se obtiene el periodo de movimiento en una sola dirección para ambos
- Se desbloquea 
- Pestaña Analyze → Set active degrees of freedom



○ Seleccionar XZ plane (movimiento solo en X) o YZ plane (movimiento solo en Y)



- Run analyze 
- Pestaña Display → Show tables (Ctrl + t)
 - Seleccionar Structure output → Modal information → [check] Table: Modal participating mass ratios
 - Load patterns → select load patterns

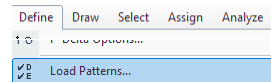


○ Ok

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
Modal	1	0.489	0.746	0	0
Modal	2	0.128	0.1555	0	0
Modal	3	0.050	0.0553	0	0
Modal	4	0.035	0.0244	0	0
Modal	5	0.024	0.0115	0	0
Modal	6	0.010	0.0055	0	0
Modal	7	0.015	0.0042	0	0

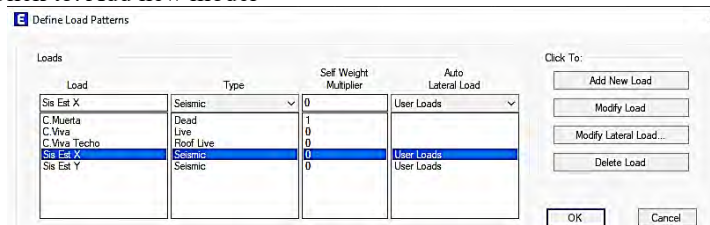
P. Introducción de fuerzas sísmicas estáticas

- Pestaña Define → Load Patterns



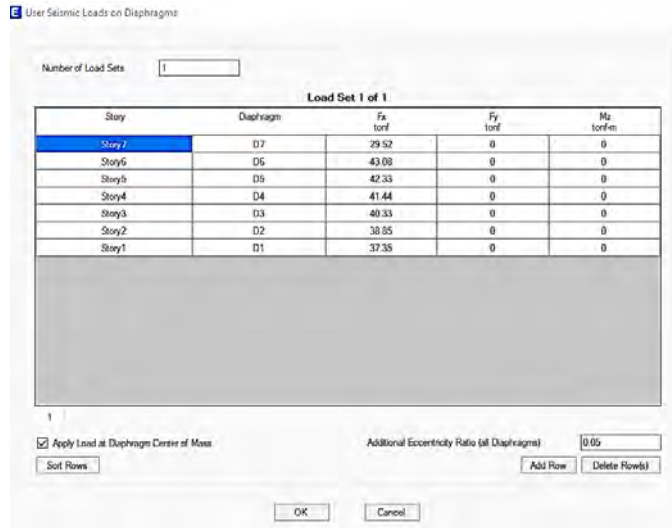
○ [Introducir] Load: Carga viva techo – Type: Seismic– Self weight multiplier: 0 – Auto lateral load: User loads

▪ Click to: Add new model



▪ Click to: Modify lateral load

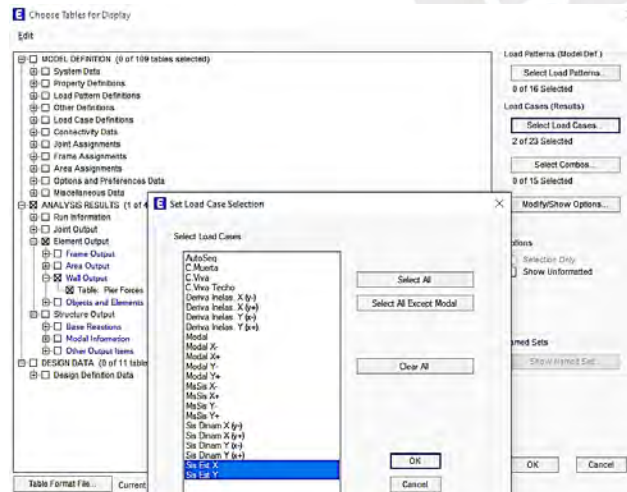
- Fx [Fuerzas sísmicas en X] y Fy [Fuerzas sísmicas en Y] (27)
- Additional eccentricity ratio (all diaphragms): 0.05



(27). Se ingresa los datos según la fuerza sísmica estática. Se tiene que modificar cada vez que alguna variable se modifique.

Q. Comprobación del sistema estructural del edificio

- Después de correr el modelo restringiendo para cada dirección
- Pestaña Display → Show tables (Ctrl + t)
 - o Seleccionar Element output → Wall output → [check] Table: Pier Forces
 - o Load patterns → select load patterns [sismos estáticos en X e Y]
 - o Ok



- Para exportar
 - File → export current table → to Excel

Pier Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Export Current Table To Excel

Elem Type	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	T tonf-m	M2 tonf-m
inStatic	Top	2.855	-0.52	0.454	0.266	5.432
inStatic	Bottom	2.855	-0.52	0.454	0.266	4.634
inStatic	Top	0	0	0	0	0
inStatic	Bottom	0	0	0	0	0
inStatic	Top	-0.659	1.029	0.665	-0.145	1.528
inStatic	Bottom	-0.659	1.029	0.665	-0.145	3.342
inStatic	Top	0	0	0	0	0
inStatic	Bottom	0	0	0	0	0
inStatic	Top	-0.96	2.728	0	0	0
inStatic	Bottom	-0.96	2.728	0	0	0
inStatic	Top	0	0	0	0	0
inStatic	Bottom	0	0	0	0	0
inStatic	Top	-0.171	4.011	0	0	0
inStatic	Bottom	-0.171	4.011	0	0	0
inStatic	Top	0	0	0	0	0
inStatic	Bottom	0	0	0	0	0

Record: << < 1 > >> of 448

Add Tables Done

- Se analiza de acuerdo a los ejes locales del elemento (28)
- [click] Set display options
 - Other assignments
 - ⇒ Pier assignments
 - ◆ [check] Labels
 - ◆ [check] Local axes

Set View Options

General Object Assignments Other Assignments

Pier Assignments

Labels

Local Axes

Link Assignments

Unique Names

Properties

Local Axes

Tendon Objects

Unique Names

Properties

Number of Strands

Tendon System

Vertical Profile Control Points

Vertical Profile Values

Total Length

Spandrel Assignments

Labels

Local Axes

Design Strip Objects

Labels

Unique Names

Show Width

Show Stations

Slab Rebar Objects

Label

Properties

Show Each Rebar

Show Spacing and Offset

Quad Strain Gauge

Property

Unique Names

Local Axes

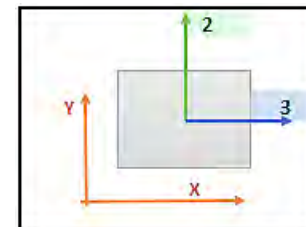
Line Strain Gauge

Property

Unique Names

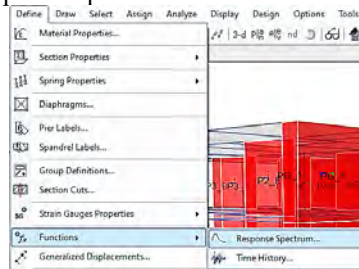
Local Axes

(28). Se debe tener en cuenta que ETABS maneja tanto un sistema de eje global como ejes locales de cada elemento. Los resultados que se presentan en las tablas son con respecto a los ejes locales. Los ejes VERDES tienen nominación 2, mientras que los ejes AZULES tienen nominación 3.

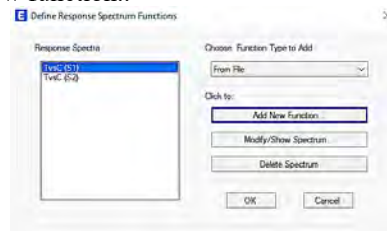


R. Introducción del espectro C (factor de amplificación) vs T (periodo)

- Pestaña Define → Functions → Response Spectrum



- Choose function type to add: From file
 - Click to: Add new function..

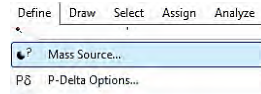


- Function name [nombre del espectro]
- Function damping ratio [ratio de amortiguamiento]
- Values are → Period vs Value
- Function file → Browse...
 - ⇒ Abrir el archivo (*.txt)
 - ⇒ Convert to user defined



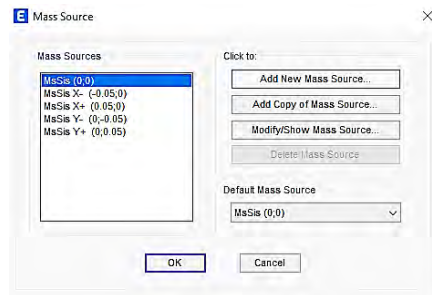
S. Definición de las excentricidades del centro de masa

- Pestaña Define → Mass Source

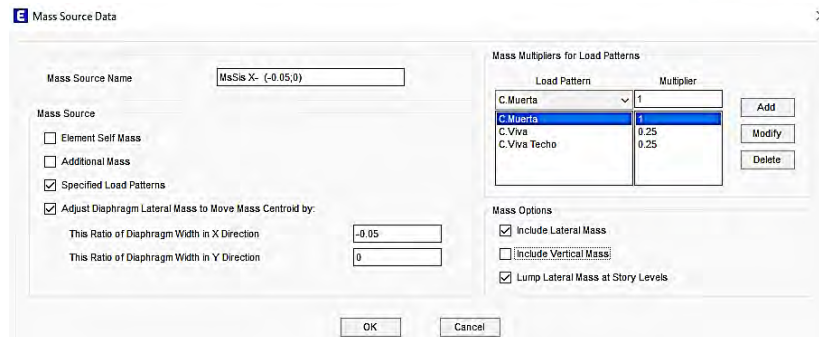


Masas excéntricas

- o Click to: Add new mass source

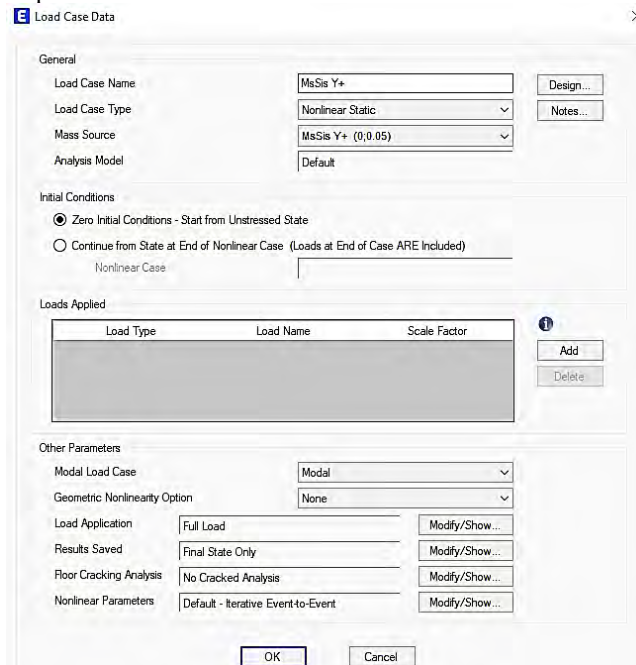


- Mass source name [Nomenclatura]
- Mass source
 - [no] Element self mass
 - [no] Additional mass
 - [check] Specified load patterns
 - [check] Adjust diaphragm lateral mass to move mass centroid [\(29\)](#)
 - ⇒ This ratio of diaphragm width in X direction [excentricidad de +/- 0.05 en X]
 - ⇒ This ratio of diaphragm width in Y direction [excentricidad de +/- 0.05 en Y]
- Mass multipliers for load patterns
 - Load Pattern [Tipo de carga]
 - Multiplier [Porcentaje de masa]
 - Add
- Mass options
 - [check] Include lateral mass
 - [no] Include Vertical Mass
 - [check] Lump lateral mass at story levels
- Ok



(29). Se plantea cuatro masas sísmicas todas con la misma configuración, pero con diferentes puntos de excentricidad de acuerdo a la Norma E.030

- Pestaña Define → Load cases
 - o Click to: Add new case
 - General
 - Load case name [Nombre igual a la masa excéntrica] (30)
 - Load case type: Nonlinear static
 - Mass source: [Masa correspondiente al nombre]
 - Other parameters
 - Modal load case: [Modal con excentricidad (no definido)]
 - Ok
 - Ok en la ventana emergente
 - Repetir para las 4 masas excéntricas

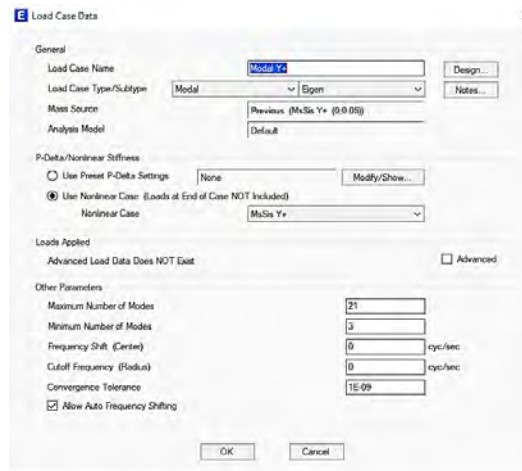


(30). Se crea estos casos de cargas para poder trabajar con las diferentes excentricidades sin la necesidad de volver a cargar el modelo cambiando el Default Mass Source en la ventana de Mass Source.

T. Definición de los modos excéntricos

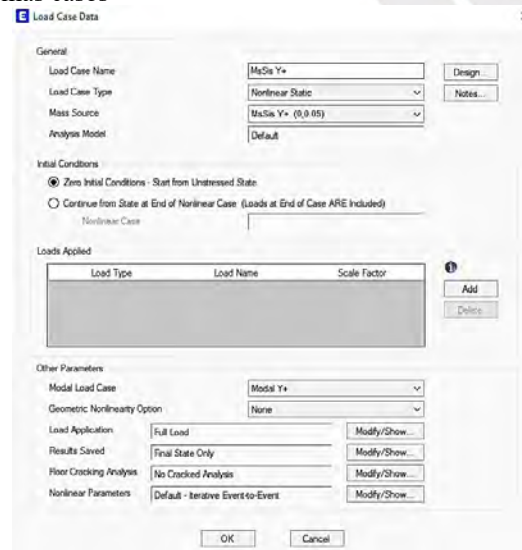
- Pestaña Define → Load cases
 - Modal excéntrico
 - o Click to: Add new case
 - General
 - Load case name [Nomenclatura]
 - Load case type: Modal
 - Subtype: Eigen
 - P-Delta/Nonlinear stiffness
 - [check] Use nonlinear case (Loads at end of case NOT included)
 - ⇒ Nonlinear case: [Seleccionar la masa excéntrica correspondiente]

- Other parameters
 - Maximum number of modes [3 por el número de niveles]
 - Minum number of modes [el mínimo es 3]
- Repetir para todos los casos excéntricos (31)
- Ok



(31). Siguiendo el paso anterior se crean modos con los casos de carga de las masas sísmicas excéntricas.

- Regresamos a definir las cargas de masas
 - Pestaña Define → Load cases
 - Click to: Modify/Show case
 - Other parameters
 - Modal load case: [Modal con excentricidad correspondiente]
 - Ok
 - Repetir para los demás casos



U. Definir las cargas de sismo

- Pestaña Define → Load cases
 - o Click to: Add new case
 - General
 - Load case name [Nombre de sismo con excentricidad] (32)
 - Load case type: Response spectrum
 - Loads applied
 - Add
 - ⇒ Load type: acceleration
 - ⇒ Load name: [De acuerdo a la dirección U1(en x), U2 (en y)]
 - ⇒ Function: [Seleccionar el espectro previamente cargado]
 - ⇒ Scale factor: [Factor determinado por $ZUS \cdot g/R$ en cada lado]
 - Other parameters
 - Modal load case: [Modal con excentricidad donde se aplica la carga] (33)
 - Modal combination method: CQC
 - Directional combination type: SRSS
 - Modal damping: Constant at 0.05
 - Ok

- o Click to: Add copy of case [Repetir lo anterior para los otros casos]
Ok

(32). Una vez obtenidos los casos modales se puede definir las cargas de sismo para las diferentes excentricidades.

(33). Se puede observar que al definir el Modal load case se define el Mass Source de manera automática al caso que determinaste al modal. Tener en cuenta que la excentricidad del centro de masa es perpendicular a la dirección de la carga del sismo.

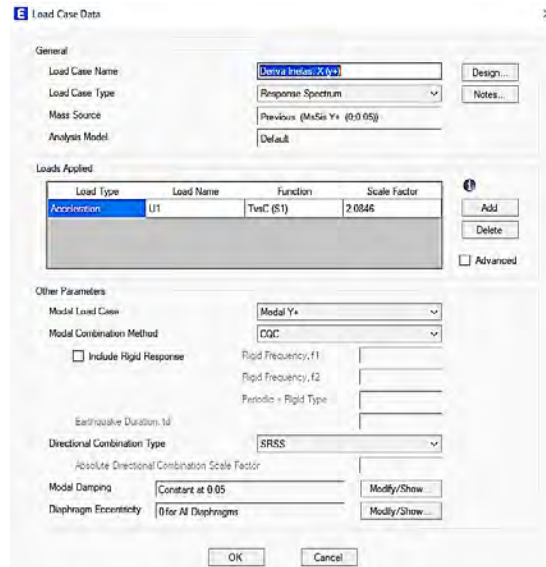
V. Definir las cargas de derivas

- Pestaña Define → Load cases
 - o Click to: Add copy of case [Copiar las cargas] (34)
*Solo se modifica

(34). Se definen casos de cargas que muestren los resultados de desplazamientos inelásticos. Es posible obviar este paso y obtener los valores mediante cálculos.

- General
 - Load case name [Nombre de deriva con excentricidad]
- Loads applied
 - Add
 - ⇒ Scale factor: [Factor determinado por $ZUS \cdot g/R$ en cada lado por 0.85R o 0.75R]
- Ok
 - Click to: Add copy of case [Repetir lo anterior para los otros casos]

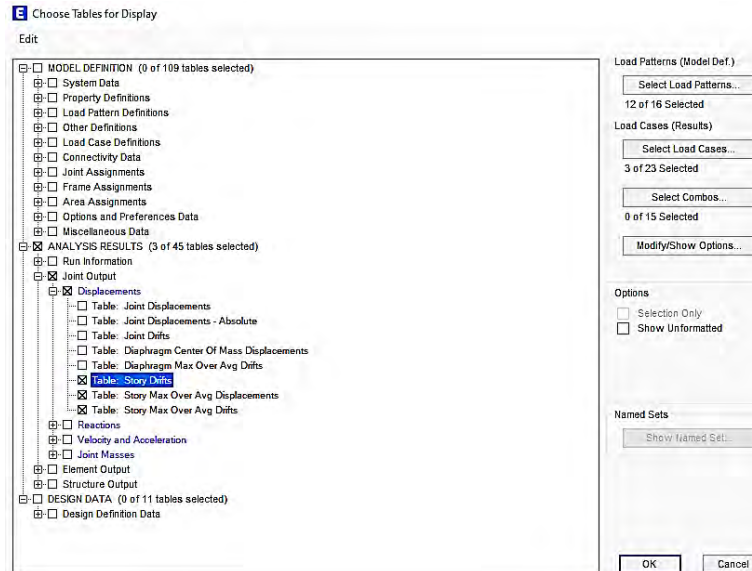
- Ok



W. Obtención de desplazamientos y comprobación de deriva

- Después de correr el modelo
 - Máximos desplazamientos
 - Pestaña Display → Show tables (Ctrl + t)
 - Seleccionar Joint output → Displacement → Story Max/Avg displacement
 - Load cases → select load cases [Seleccionar el caso de desplazamiento inelástico]
 - Ok
 - Exportar
 - Filtrar los desplazamientos para la dirección analizada
 - Máximos desplazamientos entre-piso
 - Pestaña Display → Show tables (Ctrl + t)
 - Seleccionar Joint output → Displacement → Story Max/Avg drift
 - Load cases → select load cases [Seleccionar el caso de desplazamiento inelástico]
 - Ok
 - Derivas máximas
 - Pestaña Display → Show tables (Ctrl + t)
 - Seleccionar Joint output → Displacement → Story Drift

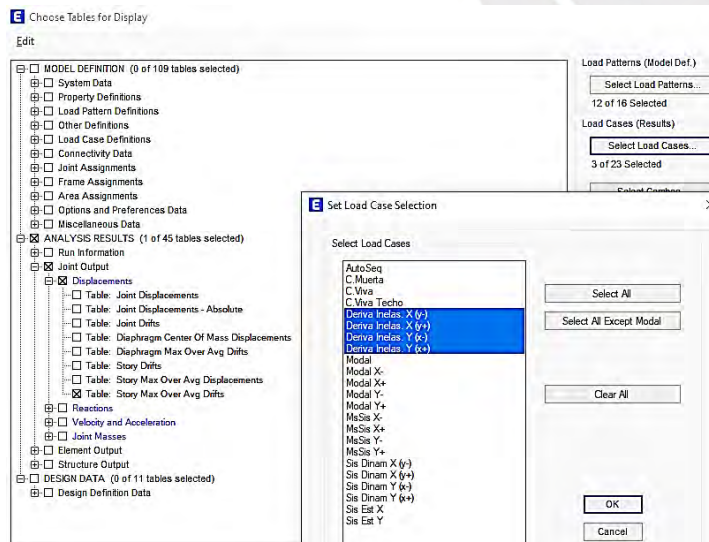
- Load cases → select load cases [Seleccionar el caso de desplazamiento inelástico]
- Ok



X. Comprobación de irregularidades

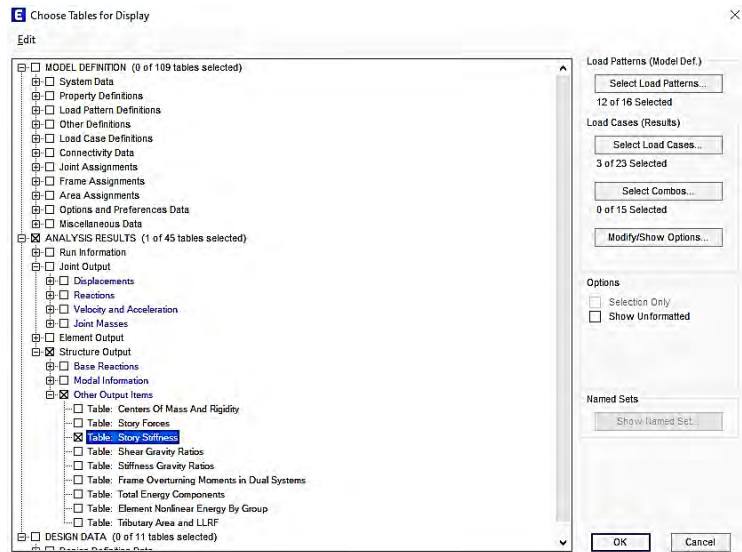
Irregularidad por torsión

- Después de correr el modelo
- Pestaña Display → Show tables (Ctrl + t)
 - Seleccionar Joint output → Displacement → Story Max/Avg drift
 - Load cases → select load cases [Seleccionar el caso de desplazamiento inelástico]
 - Ok



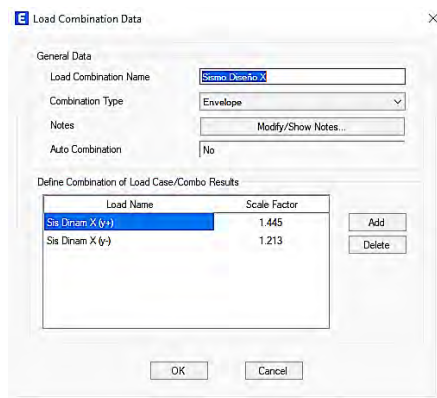
Irregularidad por piso blando

- Después de correr el modelo
- Pestaña Display → Show tables (Ctrl + t)
 - o Seleccionar Structure output → Other output → Stiffness
 - o Load cases → select load cases [Seleccionar el caso de desplazamiento inelástico]
 - o Ok




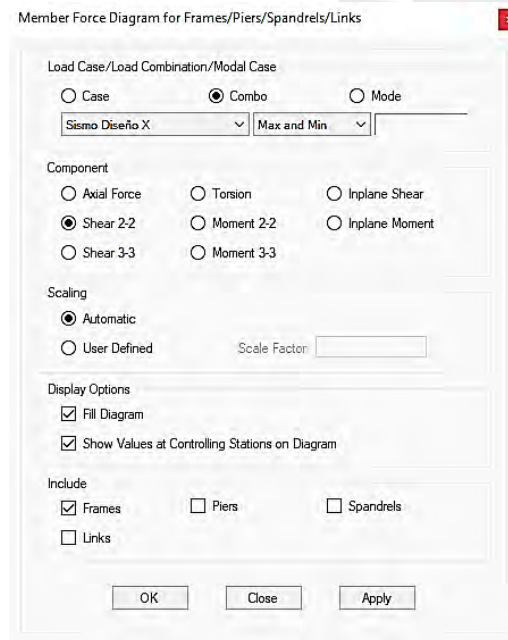
Y. Definición de sismo de diseño

- Pestaña Define → Load combination
 - o Click to: Add new combo
 - General data
 - Load combination name: [Nomenclatura, Sismo diseño]
 - Combination type: Envelope
 - Define combination of load case/combo results
 - Load name: [Sismo Dinámico]; Scale factor: [Factor de sismo de diseño]
 - Ok



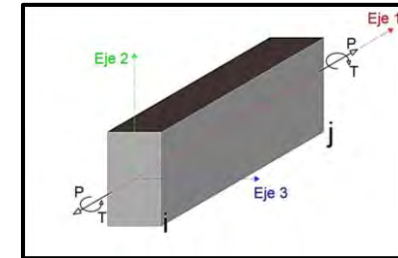
Z. Obtención de diagrama de fuerzas

- Después de correr el programa
- [click en] Member force diagram 
 - o Load case / Load combination / Modal case
 - [Check] Case o Combo o Modal
 - [Seleccionar la carga; Max o min]
 - o Component
 - Axial force [Fuerza axial]
 - Shear 2-2 [Fuerza cortante en el eje local 2-2]
 - Shear 3-3 [Fuerza cortante en el eje local 3-3]
 - Moment 2-2 [Momento en el eje local 2-2]
 - Moment 3-3 [\(35\)](#) [Momento en el eje local 3-3]
 - o Scaling
 - Automatic
 - User defined [Factor de escala manual]
 - o Display options
 - Fil diagram [Diagrama de relleno]
 - Show values at controlling stations on diagram [Muestra el máximo o mínimo valor]
 - o Include
 - Frames [Vigas y columnas]
 - Piers [muro de concreto armado]
 - o Ok



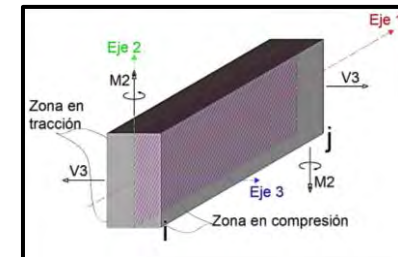
(35). Se debe considerar los siguientes sistemas de signos:

- Frame y Piers
- o Fuerzas axiales y torque positivos



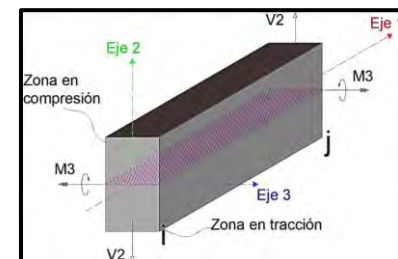
El torque axial positivo (T) y las fuerzas internas positivas (P, V₂ y V₃) que actúan sobre una cara positiva 1 están alineadas con el eje de coordenadas local positivo del elemento asociado. Por ejemplo, V₂ se orienta hacia el eje local positivo 2 cuando es positivo y actúa sobre la cara positiva 1, y viceversa cuando es negativo.

- o Momentos y cortantes positivos en el plano 1-2



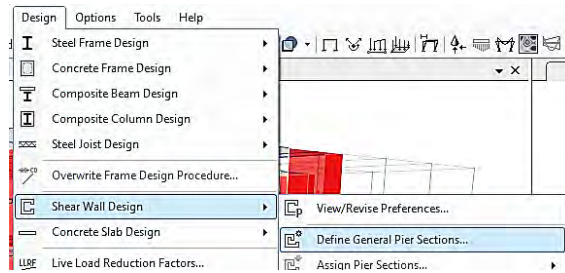
La compresión en el lado positivo 3 y la tensión en el lado negativo 3 son causadas por momentos flectores positivos M₂.

- o Momentos y cortantes positivos en el plano 1-3



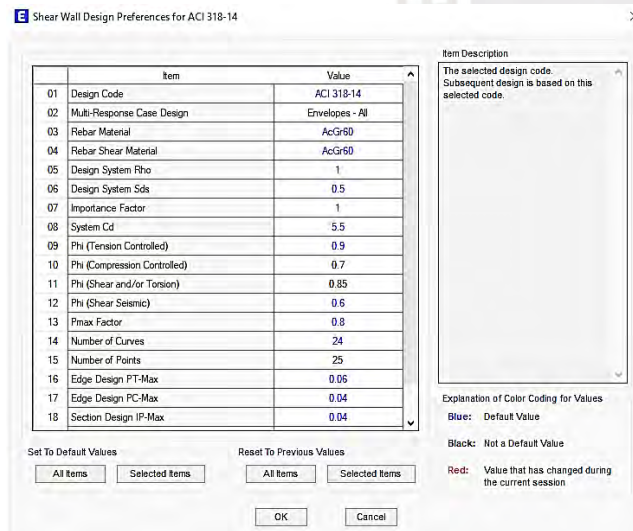
AA. Obtención de diagrama de interacción de diseño de placas y columnas

- Antes de iniciar
- Pestaña Design → Shear wall design → View/Revise preferences



○ View/Revise preferences

- Item – Value (36)
 - Phi (Tension controlled) – 0.9
 - Phi (Compression controlled) – 0.7
 - Phi (Tension controlled) – 0.9
 - Phi (Shear and/or torsion) – 0.85
 - Number of curves – 24
 - Number of points – 25 [Recomendado] (37)
- Ok



- Después de asignar Pier Label
- Pestaña Design → Shear wall design → Define general pier section
 - Click to: Add pier section

La compresión en el lado positivo 2 y la tensión en el lado negativo 2 son causadas por momentos flectores positivos M_3 .

* La dirección de los momentos indicada por las flechas dobles en la ilustración se determina aplicando la regla de la mano derecha.

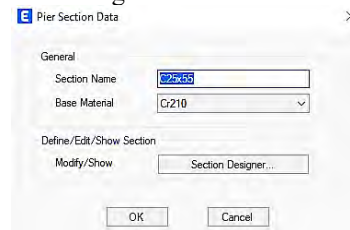
(36). Los factores de reducción de resistencia se modifican de acuerdo a la Norma E.060. El cual se asigna de acuerdo al tipo de carga.

- Flexión sin carga axial 0,90
- Carga axial de tracción c/s flexión 0,90
- Carga axial de compresión c/s flexión 0,70
- Carga axial de compresión c/s flexión con refuerzo en espiral 0,75
- Cortante y torsión 0,85

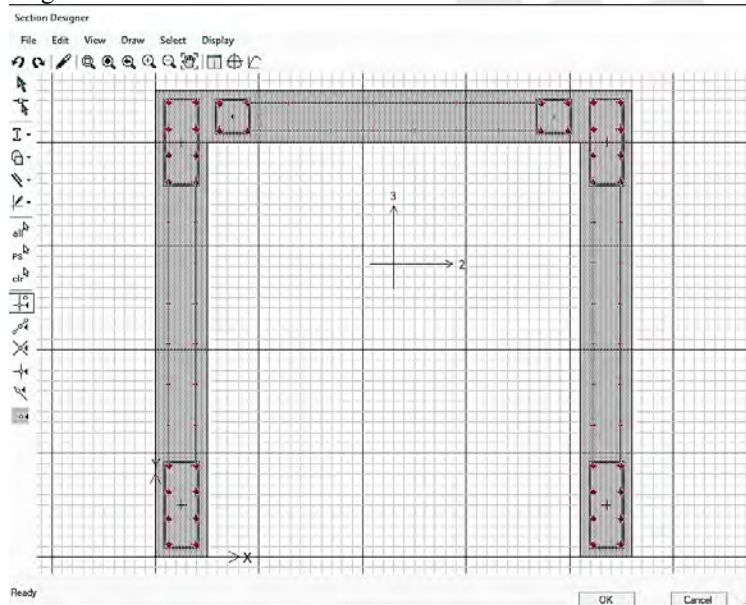
(37). Una mayor cantidad de puntos genera un diagrama de interacción con una mejor precisión.






























- General
 - Section name: [Nomenclatura]
 - Base material: [Seleccionar el material]
- Add pier
 - [Check] Start from existing wall pier
 - ⇒ Story: Story 1
 - ⇒ Pier: [Seleccionar la placa] (38)
- Define/Edit/Show section
 - [click] Section designer



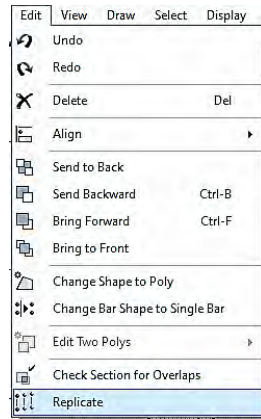
○ Section Designer



(38). Muchas veces al escoger esta opción, cuando se trata de placas compuestas como placas en L o en C, la figura no es precisa y se requiere modificar con las herramientas presentadas más adelante.

- Barra de herramientas
 - : Undo [Deshacer acción]
 - : Redo [Rehacer acción]
 - : Refresh window [Actualiza la ventana]
 - : Rubberband zoom [Zoom manual]
 - : Restore full view [Zoom general]
 - : Restore previous zoom [Restaurar anterior zoom]
 - : Zoom in one step [Acercamiento]
 - : Zoom out one step [Alejamiento]
 - : Pan [Mover pantalla]
 - : Section properties [Propiedades de la sección]
 - : Interaction surface [Diagrama de interacción según norma escogida]
 - : Moment curvature [Curvatura de momento]
- Barra de dibujo
 - : Select objects [Seleccionar objeto]
 - : Reshape object [Redibujar el objeto]
 - : Draw steel shape [Dibuja perfiles de acero]
 - : Draw concrete shape [Dibuja figuras de concreto]
 - : Draw rebar shape [Dibuja los perfiles de acero]
 - : Draw reference shape [Dibuja puntos y líneas de referencia]
 - : Select all [Selecciona todos los elementos]
 - : Restore previous selection [Restaurar anterior selección]
 - : Clear selection [Borrar selección]
 - : Snap to points and guideline inserctions [Colocar sobre puntos y líneas guías de intersección]
 - : Snap to lines ends and midpoints [Colocar sobre el final de las líneas y puntos medios]
 - : Snap to line intersection [Colocar sobre la intersección de líneas]
 - : Snap to perpendicular projections [Colocar sobre la proyección de perpendiculares]
 - : Snap to to lines and edges [Colocar sobre líneas y bordes]
 - : Snap to fine grids [Colocar sobre la cuadrícula]


- Herramientas adicionales

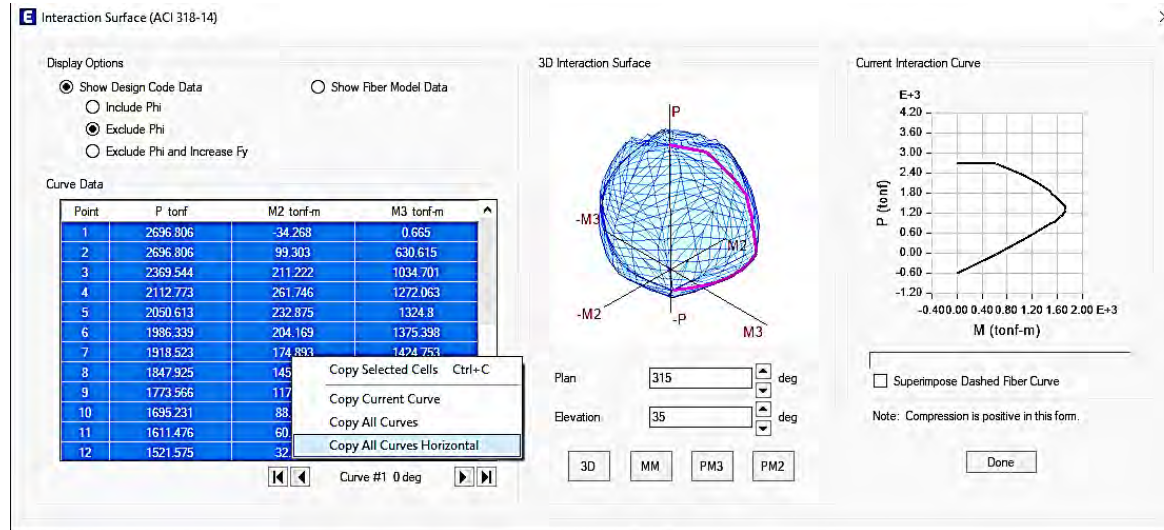


- Pestaña Edit

- ⇒ Send to back [Mandar el objeto detrás]
- ⇒ Send backward [Mandar el objeto detrás de todo]
- ⇒ Bring forward [Mandar el objeto delante de todo]
- ⇒ Bring to front [Mandar el objeto delante]
- ⇒ Replicate [Replicar]
 - ◆ Linear
 - Increment
 - ⌘ dx [Desplazamiento en X]
 - ⌘ dy [Desplazamiento en Y]
 - Increment data
 - ⌘ Number [Número de réplicas]
 - ◆ [check/no check] Delete selected objects [Borrar el objeto replicado]
 - ◆ Ok



- Después de terminar el dibujo se obtiene el diagrama de diseño
 - [click] Interaction surface 
 - ⇒ Display options
 - ◆ Show design code data
 - Exclude Phi (39)
 - ⇒ Curve data
 - ◆ Seleccionar todos los datos
 - ◆ Anticlick sobre los datos seleccionados
 - Copy all curves horizontal



- Copiar en un hoja de Excel
- Considerar
 - ✕ Momento en el eje 3
 - ➡ Curve #1 (0 deg)
 - ➡ Curve #13 (180 deg)
 - ✕ Momento en el eje 2
 - ➡ Curve #7 (90 deg)
 - ➡ Curve #19 (270 deg)

(39). Se debe de excluir el factor de reducción del diagrama, ya que la norma de diseño del programa ETABS es diferente a la norma peruana. Es recomendable que mediante una hoja de cálculo se realice la reducción según lo establecido en la Norma E.060.

ANEXO 03

GUÍA PARA EL MODELADO Y ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

USANDO EL PROGRAMA SAFE



Índice

1. Introducción	1
2. Exportación de la grilla y de las cargas de gravedad	1
3. Cargas de reacción en los nudos generados por cargas sísmicas.....	2
3.1 Modos fundamentales de vibración de la estructura.....	3
3.2 Corrección de cargas de reacción por cargas sísmicas	5
3.3 Asignación de cargas corregidas en los nudos de la base de cimentación.....	7
4. Definición de los materiales para la cimentación	9
4.1 Definición de las propiedades del concreto	9
4.2 Definición de las propiedades del acero	10
4.3 Definición de propiedades del elemento rígido	11
5. Ejemplo ilustrativo.....	12
5.1 Dibujo de cimentación	13
5.2 Definición de combinaciones de carga en servicio.....	17
5.3 Verificación de esfuerzos sobre el suelo (cargas de gravedad y de sismo)	19
5.4 Creación de combinaciones últimas de carga	23
5.5 Esfuerzos últimos máximos en la zapata	23
5.6 Diagrama por fuerza cortante última en ambas direcciones	24
5.7 Diagrama de momentos por cargas últimas	26

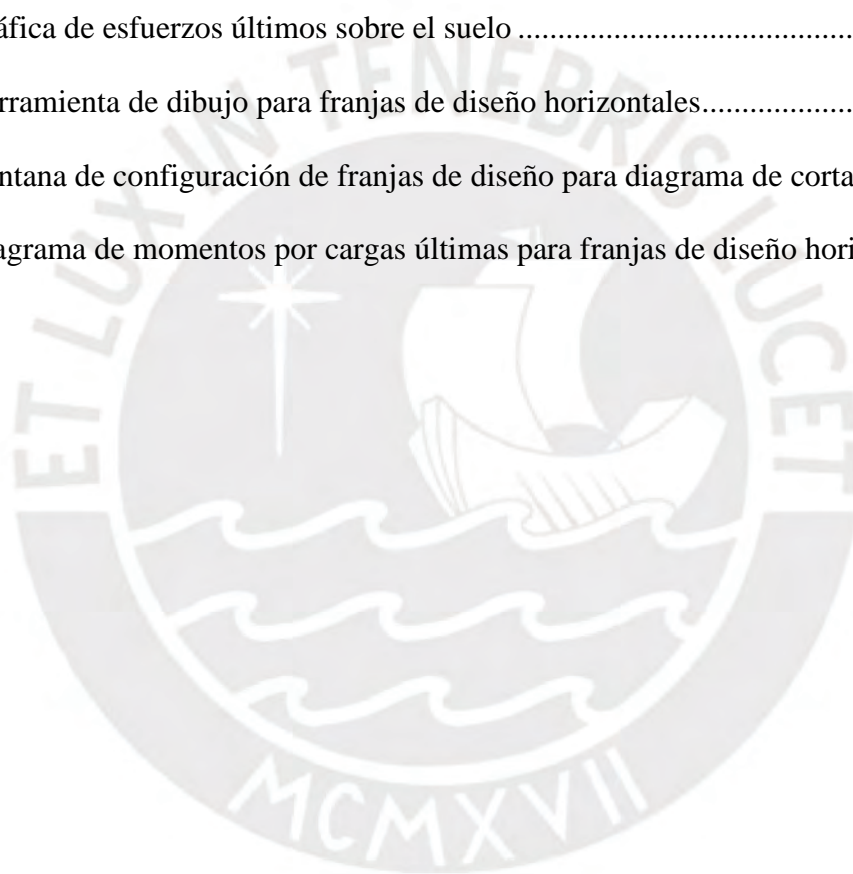
Índice de Tablas

Tabla 1 Carga de reacción en el nudo 234 de la zapata aislada eje E-5	13
Tabla 2 Carga de reacción en el nudo 235 de la zapata aislada eje E-5	13
Tabla 3 Coeficientes de Balasto.....	16

Índice de Figuras

Figura 1 Ventana de exportación de cargas de ETABS a SAFE	1
Figura 2 Ventana de configuración de las unidades en el programa SAFE.....	2
Figura 3 Lista de los resultados modales de la estructura.....	3
Figura 4 Definición de los modos fundamentales de vibración en dirección X e Y	4
Figura 5 Formulario de tablas de resultados y ventanas de selección de combinación de carga	5
Figura 6 Lista de reacciones en los nudos de la base de la estructura	6
Figura 7 Lista en Excel de fuerzas y momentos por cargas de sismo en la dirección X	7
Figura 8 Ventana de los patrones de carga	7
Figura 9 Ventana de edición de información para asignación de carga	8
Figura 10 Ventana de asignación de carga en los nudos de la base de la estructura	9
Figura 11 Ventana de definición de propiedades del material concreto	10
Figura 12 Ventana de definición de propiedades del material acero	11
Figura 13 Ventana de definición de propiedades del elemento rígido.....	12
Figura 14 Sección de la zapata aislada ejes E-5	12
Figura 15 Ventana de configuración de la sección de zapata	14
Figura 16 Ventana de configuración de la sección del elemento rígido	14
Figura 17 Dibujo de la sección de zapata	15
Figura 18 Dibujo de la sección de la placa	15

Figura 19 Ventana de configuración de propiedades del suelo	17
Figura 20 Opciones de modelado avanzado en el análisis de la cimentación	19
Figura 21 Ventana de configuración de esfuerzos sobre el suelo bajo cargas de gravedad	20
Figura 22 Gráfica de esfuerzos sobre el suelo bajo cargas de gravedad.....	20
Figura 23 Ventana de configuración de esfuerzos sobre el suelo bajo cargas de gravedad y sismo	21
Figura 24 Gráfica de esfuerzos sobre el suelo bajo cargas de gravedad y sismo	22
Figura 25 Gráfica de esfuerzos últimos sobre el suelo	24
Figura 26 Herramienta de dibujo para franjas de diseño horizontales.....	25
Figura 27 Ventana de configuración de franjas de diseño para diagrama de cortante última .	25
Figura 28 Diagrama de momentos por cargas últimas para franjas de diseño horizontales	26



1. Introducción

La presente guía se realizó con la finalidad de explicar el procedimiento a seguir en el modelado y el análisis de la cimentación superficial de la edificación del presente trabajo de tesis. En este sentido, cabe mencionar que el modelo estructural de la cimentación se creará utilizando el software SAFE versión 16.0.2. A continuación, se describirá el procedimiento:

2. Exportación de la grilla y de las cargas de gravedad

Iniciar con la exportación de información desde el programa ETABS al SAFE, para lo cual primero se debe realizar los siguientes pasos dentro del programa ETABS:

- En el menú **File > Export**, seleccionar la opción **Story as SAFE V12 .f2k File...** para abrir la ventana **Options for export to SAFE**. Ver Figura 1.
- En la ventana abierta, dentro de **Story** seleccionar la opción **Base**, en la parte de **Loads to Export** seleccionar la opción **Export Floor Loads and Loads from Above** y finalmente en la parte de **Load Cases and Load Combinations to Export** ingresar a **Select Load Cases** para elegir las cargas de gravedad.
- Luego presionar el botón **OK** para colocar el nombre al archivo y guardarlo.

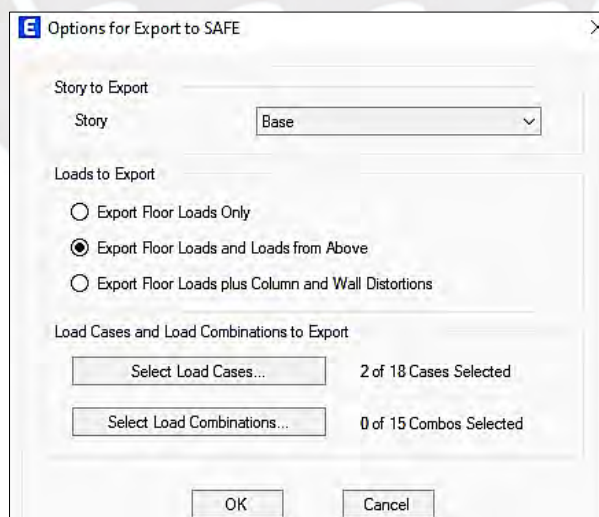


Figura 1 Ventana de exportación de cargas de ETABS a SAFE

Cuando se tenga el archivo guardado, abrir el programa SAFE para importar la información y realice las siguientes acciones:

- En el menú **File > Import**, seleccionar **SAFE .F2K File...** para abrir la ventana **Import Safe Text File**, dentro de esta ventana buscar y abrir el archivo con extensión F2K que se guardó en el anterior paso.

Una vez abierto el archivo importado y antes de comenzar a modelar la cimentación en SAFE, se debe configurar las unidades, para esto ingresar al menú **Option > Units**, en la parte de **Quick Units** seleccionar la opción **Consistent Units** y seleccionar la opción que tenga las unidades de toneladas (ton) y metro (m). Ver Figura 2.

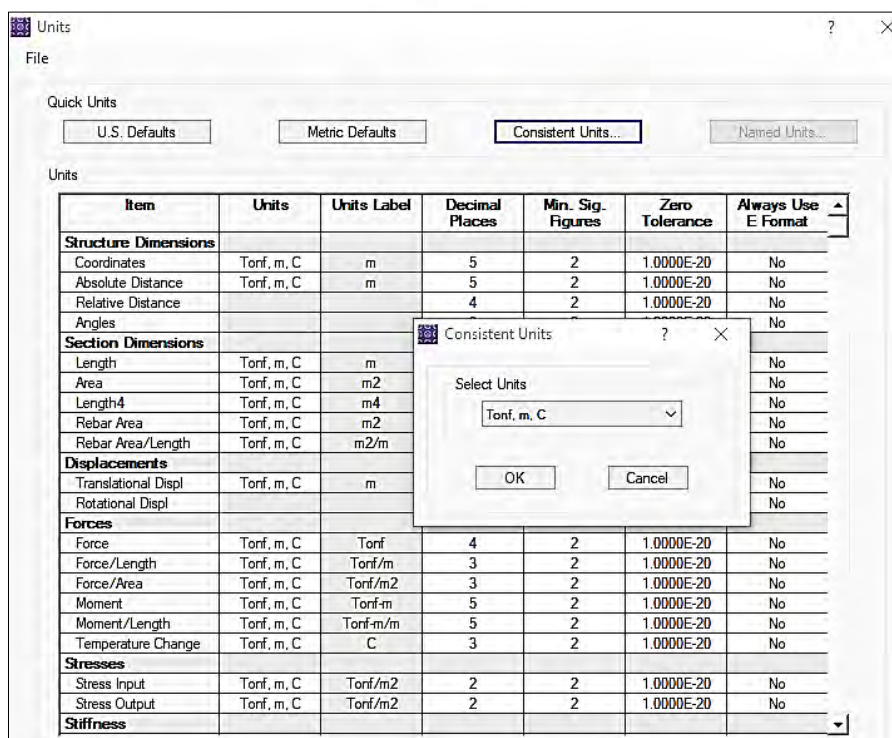


Figura 2 Ventana de configuración de las unidades en el programa SAFE

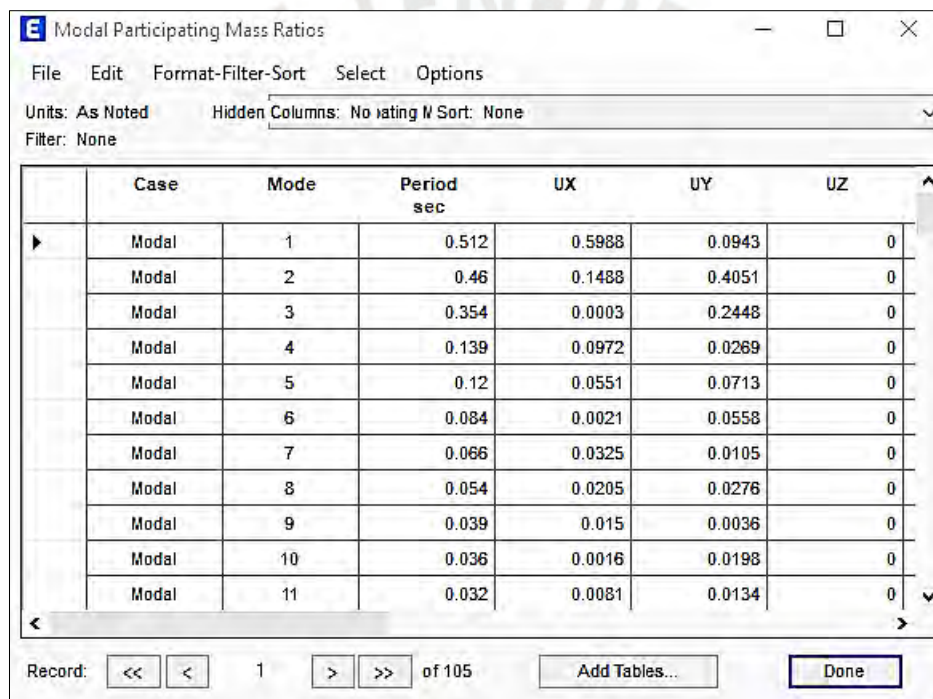
3. Cargas de reacción en los nudos generados por cargas sísmicas

Previamente a la colocación de las cargas de reacción originadas por las cargas sísmicas se debe corregir sus signos, ya que dentro del análisis dinámico modal espectral (Norma E.030) se está usando criterios de combinación cuadrática produciendo la pérdida de los signos en las reacciones de la base del edificio.

3.1 Modos fundamentales de vibración de la estructura

Para iniciar con la corrección de los signos de las cargas se va a emplear los modos fundamentales de vibración de la estructura para recuperar el signo, por ello se debe realizar los siguientes pasos dentro del programa ETABS:

- Ingresar al menú **Display > Show Tables** y dentro de **ANALYSIS RESULTS** ingresar a **Structure Output > Modal Information** y seleccionar la opción **Table: Modal Participating Mass Ratios**.
- Luego presionar el botón **OK** y aparecerá la lista de los modos existentes. Ver Figura 3



Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
Modal	1	0.512	0.5988	0.0943	0
Modal	2	0.46	0.1488	0.4051	0
Modal	3	0.354	0.0003	0.2448	0
Modal	4	0.139	0.0972	0.0269	0
Modal	5	0.12	0.0551	0.0713	0
Modal	6	0.084	0.0021	0.0558	0
Modal	7	0.066	0.0325	0.0105	0
Modal	8	0.054	0.0205	0.0276	0
Modal	9	0.039	0.015	0.0036	0
Modal	10	0.036	0.0016	0.0198	0
Modal	11	0.032	0.0081	0.0134	0

Figura 3 Lista de los resultados modales de la estructura

De acuerdo a la Figura 3 se puede observar que el modo 1 tiene una masa efectiva más significativa para la dirección X; en cambio, el modo 2 presenta la mayor masa efectiva para la dirección Y. En consecuencia, cada uno de los modos mencionados corresponden a sus modos fundamentales de vibración en sus respectivas direcciones.

3.1.1 Combinaciones de carga para los modos de vibración

A partir de los modos de vibración identificados, se debe crear combinaciones de carga siguiendo los siguientes pasos:

- En el menú **Define > Load Combinations...**, seleccionar **Add New Combo...** para abrir la ventana **Load Combination Data**.
- En la ventana abierta, primero crear la combinación de carga para el modo de vibración en la dirección X, por ello dentro de **Load Combination Name** ingresar el nombre **MODO X**, en la parte de **Combination Type** seleccionar la opción **Linear Add** y finalmente en la parte de **Define Combination of Load Case/Combo Results** ingresar el caso de carga modal llamado **Modal**, ingresar el modo (**Mode**) 1 y con un factor de escala de (**Scale Factor**) 1. Luego presionar el botón **OK** para guardar.
- Presionar nuevamente **Add New Combo...** para crear ahora la combinación de carga del modo de vibración en la dirección Y. Seguir los pasos antes mencionados, pero con la diferencia que el modo a ingresar es el número 2. Ver Figura 4.

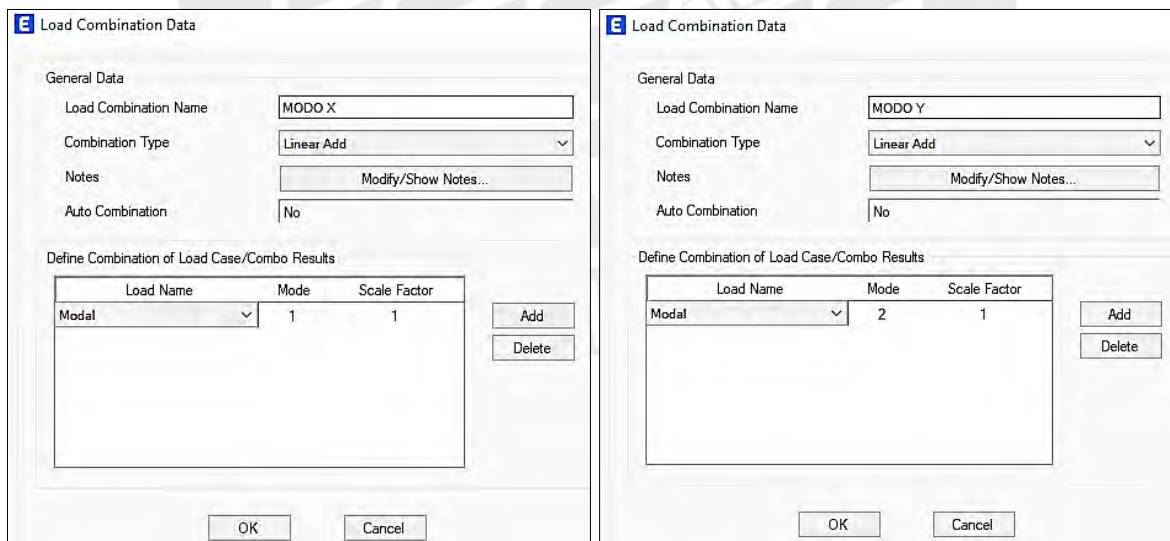


Figura 4 Definición de los modos fundamentales de vibración en dirección X e Y

3.2 Corrección de cargas de reacción por cargas sísmicas

Para continuar con la corrección de los signos de las cargas de reacción por cargas sísmicas, se debe tener en consideración dos tipos de carga, las primeras, son las cargas en la base del edificio generadas por el caso de carga de **sismo de diseño**; y las segundas, son las que se generan por las combinaciones de carga de los modos de vibración creadas (MODO X e Y). Estas cargas se extraen del programa ETABS y se generan en listas, para ello:

- En el menú **Display > Show Tables** y dentro de **ANALYSIS RESULTS** ingresar a **Joint Output > Reactions** y seleccionar la opción **Table: Joint Reactions**. En la parte de los casos de carga (**Load Cases (Results)**), seleccionar **Select Combos...** para elegir las combinaciones de los modos de vibración creados anteriormente y de los **sismos de diseños** de ambas direcciones. Ver Figura 5.

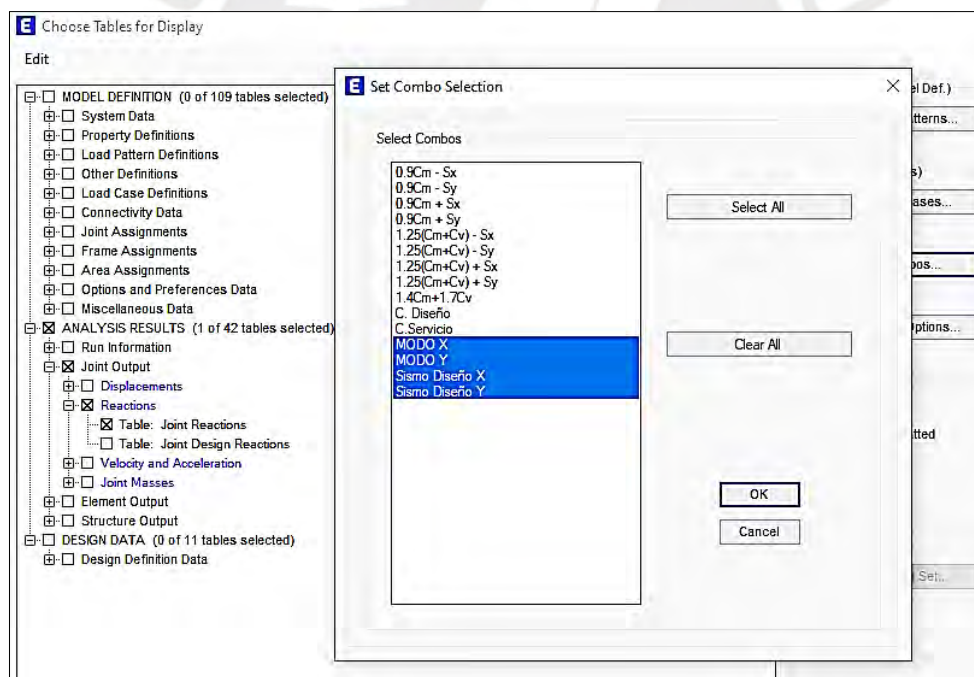


Figura 5 Formulario de tablas de resultados y ventanas de selección de combinación de carga

- Luego de presionar el botón **OK** se presenta la lista de cargas de reacción en la base de la edificación para cada caso de carga seleccionado. Ver Figura 6.

Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf
Base	1	295	Sismo Diseño X	Combination	Max	6.85	5.797
Base	1	295	Sismo Diseño X	Combination	Min	-6.85	-5.797
Base	1	295	Sismo Diseño Y	Combination	Max	12.986	7.512
Base	1	295	Sismo Diseño Y	Combination	Min	-12.986	-7.512
Base	1	295	MODO X	Combination		0.012	0.009
Base	1	295	MODO Y	Combination		0.035	-0.025
Base	2	302	Sismo Diseño X	Combination	Max	25.508	0.025
Base	2	302	Sismo Diseño X	Combination	Min	-25.508	-0.025
Base	2	302	Sismo Diseño Y	Combination	Max	30.192	0.091
Base	2	302	Sismo Diseño Y	Combination	Min	-30.192	-0.091
Base	2	302	MODO X	Combination		-0.071	-1.972E-05
Base	2	302	MODO Y	Combination		0.053	3.325E-05

Figura 6 Lista de reacciones en los nudos de la base de la estructura

- Dentro de la ventana **Joint Reactions** (Figura 6), exportar los resultados en documentos Excel. Para ello, primero filtrar el caso de carga seleccionando con el botón derecho en el encabezado de la columna **Output Case** y seleccionar el caso de carga. Luego ingresar al menú **File > Export All Tables** y seleccionar la opción **To Excel** para abrirlo como un documento Excel.

Si se inicia con la corrección de los signos de las cargas en la dirección X, abrir los documentos Excel del MODO X y del **Sismo Diseño X**, cada uno de estos contiene las fuerzas y momentos en tres direcciones asociados a un nudo en la cimentación y cada nudo se identifica por un número (**Unique Name**). Una vez obtenido este par de documentos Excel, multiplicar los resultados generados por el **Sismo Diseño X** con el signo de los resultados generados por el MODO X según al nudo que corresponda. Luego, repetir el procedimiento, pero para los resultados en la dirección Y.

Para poder ingresar estas cargas de sismo corregidas al modelo creado en SAFE, configurar los resultados y crear una lista en Excel que los agrupe y ordene. En la primera columna colocar el número que representa el nudo (**Unique Name**), lo siguiente es colocar el patrón de carga

(**Load Patterns**), continúan las fuerzas en las 3 direcciones (**Fx, Fy, Fz**) y finalmente los valores de momentos (**Mx, My, Mz**). Además, como se están considerando solo las fuerzas en la dirección Z y momentos en las direcciones X e Y, el resto de los valores de fuerzas y momentos se completan con el valor de cero. Ver Figura 7.

Unique Name	Load Patterns	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
295	SISMO X	0	0	-33.62	3.75	-4.36	0
302	SISMO X	0	0	73.85	0.59	-3.65	0
324	SISMO X	0	0	22.20	1.41	-0.82	0
316	SISMO X	0	0	-45.84	0.52	-2.83	0
331	SISMO X	0	0	-32.08	-0.09	-1.26	0
206	SISMO X	0	0	-19.02	0.11	-0.49	0
272	SISMO X	0	0	55.91	-3.78	-1.29	0
249	SISMO X	0	0	-15.54	-0.04	-0.90	0
235	SISMO X	0	0	22.06	0.12	-4.60	0
234	SISMO X	0	0	-53.30	0.12	-4.39	0
154	SISMO X	0	0	-11.54	2.60	-0.86	0
139	SISMO X	0	0	38.00	2.99	-0.87	0
124	SISMO X	0	0	13.36	1.32	-0.41	0
123	SISMO X	0	0	-16.88	1.29	-0.40	0
110	SISMO X	0	0	29.70	0.44	-0.18	0
280	SISMO X	0	0	-30.99	0.85	-0.31	0

Figura 7 Lista en Excel de fuerzas y momentos por cargas de sismo en la dirección X

3.3 Asignación de cargas corregidas en los nudos de la base de cimentación

Antes de ingresar los valores corregidos al programa, se debe crear los patrones de carga sísmica, como se indica:

- Ingresar al menú **Define > Load Patterns...** y dentro de esta ventana seleccionar **Add Load Pattern** para crear la carga sísmica en cada dirección (**SISMO X, SISMO Y**), en la columna **TYPE** seleccionar la opción **OTHER** y completar con el valor de 0 en **Self Weight Multiplier**. Ver Figura 8.

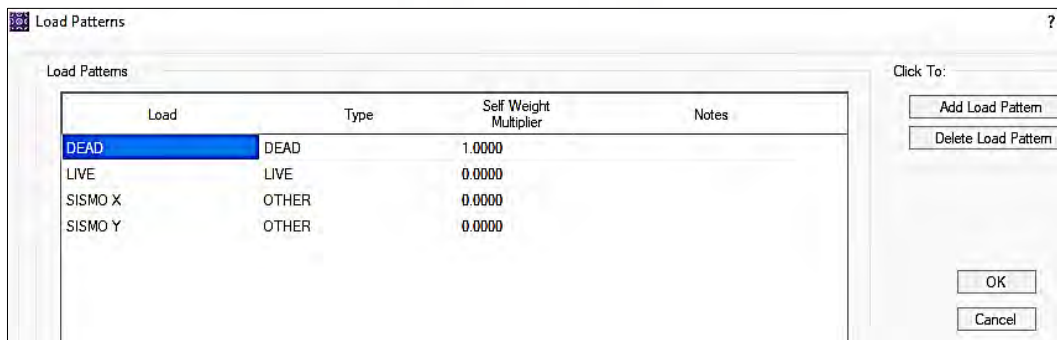


Figura 8 Ventana de los patrones de carga

Con los patrones de carga de sismo creados, ingresar las cargas corregidas al SAFE:

- Ingresar al menú **Edit > Interactive Database Editing...**, dentro de esta ventana ingresar a **Assignments > Load Assignments** y seleccionar la opción **Table: Load Assignments – Point Loads**. En la parte de los patrones de carga (**Load Patterns**), presionar el botón **Select Load Patterns...** y seleccionar uno a uno el patrón de carga de sismo según su dirección. Ver Figura 9.

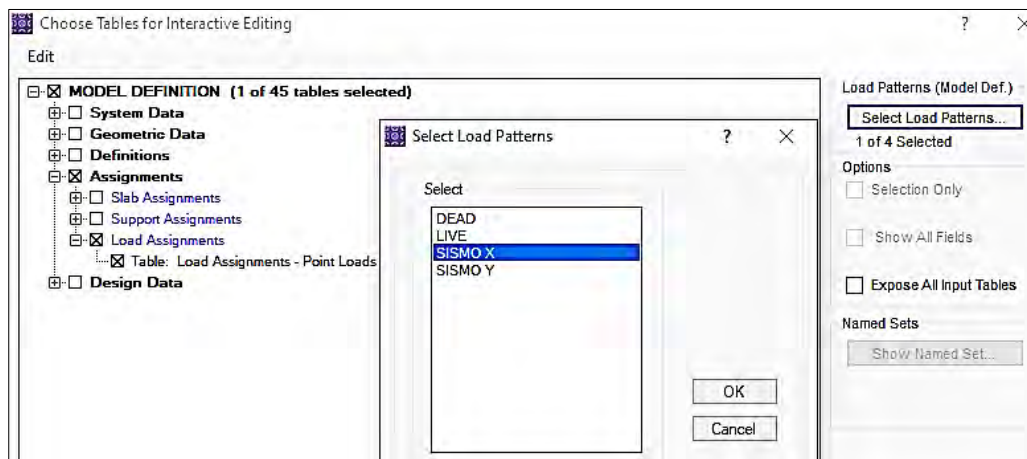


Figura 9 Ventana de edición de información para asignación de carga

- En la ventana que se va a abrir (Figura 10), ingresar los valores corregidos de fuerzas y momentos, para ello seleccionar y copiar los valores que se encuentran en las hojas de Excel y dentro de la ventana abierta hacemos clic en **Paste** para pegar los valores y luego seleccionar **Apply to Model** para guardar los cambios. Repetir este procedimiento para ingresar los valores que correspondan al patrón de carga de sismo faltante.

Interactive Database Editing - Load Assignments - Point Loads

File Excel Edit View Options

Load Assignments - Point Loads

Point	LoadPat	Fx	Fy	Fgrav	Mx	My	Mz	
Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	
1	43	SISMO X	0.0000	0.0000	-18.6400	0.36000	-2.75000	0.00000
2	44	SISMO X	0.0000	0.0000	35.7900	0.33000	-2.67000	0.00000
3	57	SISMO X	0.0000	0.0000	-16.6000	0.36000	-2.42000	0.00000
4	58	SISMO X	0.0000	0.0000	31.1600	0.33000	-2.39000	0.00000
5	72	SISMO X	0.0000	0.0000	-42.4500	5.91000	-1.09000	0.00000
6	73	SISMO X	0.0000	0.0000	47.2900	5.97000	-0.81000	0.00000
7	87	SISMO X	0.0000	0.0000	-65.5600	1.62000	-8.57000	0.00000
8	88	SISMO X	0.0000	0.0000	83.8700	0.76000	-8.92000	0.00000
9	102	SISMO X	0.0000	0.0000	-90.1300	0.45000	-8.91000	0.00000
10	103	SISMO X	0.0000	0.0000	54.1500	0.80000	-8.49000	0.00000
11	110	SISMO X	0.0000	0.0000	29.7000	0.44000	-0.18000	0.00000
12	123	SISMO X	0.0000	0.0000	-16.8800	1.29000	-0.40000	0.00000
13	124	SISMO X	0.0000	0.0000	13.3600	1.32000	-0.41000	0.00000
14	138	SISMO X	0.0000	0.0000	-10.9500	3.52000	-0.78000	0.00000
15	139	SISMO X	0.0000	0.0000	38.0000	2.99000	-0.87000	0.00000

Only Display Import Log if Error or Warning Occurs

Overwrite Mode is Off

Copy
Paste
Paste Insert
Paste Append
Delete Record
Append Blank
Find...
Replace...
To Excel
From Excel
Cancel Excel
Advanced
Undo Last Apply
Apply to Model
Done

Figura 10 Ventana de asignación de carga en los nudos de la base de la estructura

4. Definición de los materiales para la cimentación

Previamente al inicio del dibujo de la cimentación se define los materiales a través del menú **Define > Materials...** y dentro de esta ventana seleccionar **Add New Materials...** para ir creando los materiales.

4.1 Definición de las propiedades del concreto

- En las opciones del tipo de material (**Material Type**) seleccionar **Concrete**. Ver Figura 11.
- En el peso del concreto (**Weight per Unit Volume**) colocar el valor de 2.4 ton/m³.
- Para calcular el valor del módulo de elasticidad (**Modulus of Elasticity, E**) usar la siguiente fórmula $E = 150000 * \sqrt{f'c}$ (ton/m²), tener en consideración que la resistencia del concreto (f'c) será de 210 kg/cm².
- En el módulo de Poisson del concreto (**Poisson's Ratio, U**) colocar el valor de 0.15.
- En la resistencia del concreto (**Specified Concrete Compressive Strength**) colocar el valor de 2100 ton/m².

The image shows a 'Material Property Data' dialog box with the following fields and values:

- General Data:**
 - Material Name: Fc210
 - Material Type: Concrete
 - Material Display Color: Yellow
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight:**
 - Weight per Unit Volume: 2.4E+00 Tonf/m3
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2173706.51 Tonf/m2
 - Poisson's Ratio, U: 0.15
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.9E-06 1/C
 - Shear Modulus, G: 945089.79 Tonf/m2
- Other Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 2100 Tonf/m2
 - Lightweight Concrete:
 - Shear Strength Reduction Factor: [Empty field]
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:**
 - Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)
 - User Specified [Empty field]

Figura 11 Ventana de definición de propiedades del material concreto

4.2 Definición de las propiedades del acero

- En las opciones de **Material Type** seleccionar **Rebar**. Ver Figura 12.
- En **Weight per Unit Volume** colocar el valor de 7.85 ton/m^3 .
- En **Modulus of Elasticity** colocar el valor de $2 \times 10^7 \text{ ton/m}^2$.
- Modificar las resistencias a la fluencia (**Minium Yield Stress, F_y**) y a la tracción (**Minium Tensile Stress, F_u**), con los valores de 42000 ton/m^2 y 63000 ton/m^2 respectivamente.

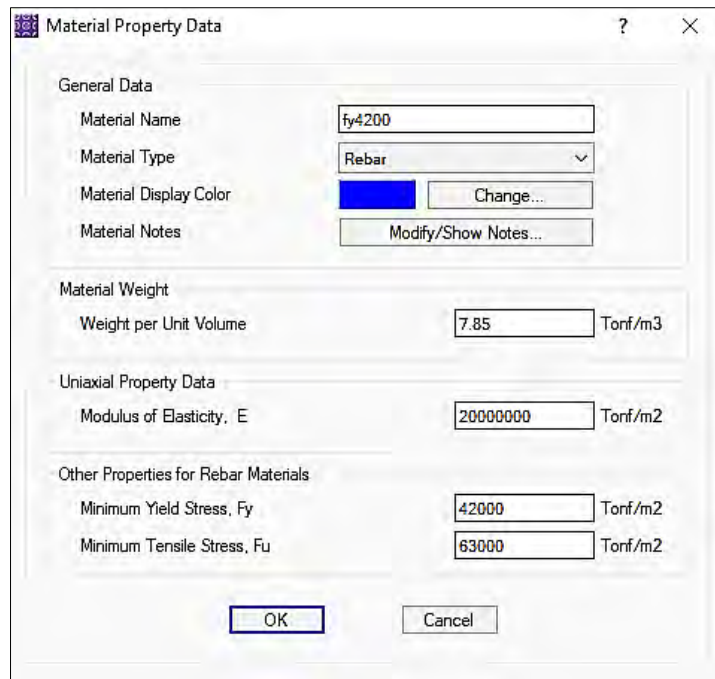


Figura 12 Ventana de definición de propiedades del material acero

En la zona de interacción entre la zapata y la columna o placa, se debe crear un material que nos brinde una alta rigidez, pero con un peso no significativo; la cual va a presentar las siguientes características:

4.3 Definición de propiedades del elemento rígido

- En las opciones de **Material Type** seleccionar **Concrete**. Ver Figura 13.
- En **Weight per Unit Volume** colocar el valor de 0.00001 ton/m^3 .
- El **Modulus of Elasticity** se va a calcular con la misma fórmula que se empleó para el material de concreto.
- En **Poisson's Ratio** colocar el valor de 0.15.
- En **Specified Concrete Compressive Strength** colocar el valor de $4\,200 \text{ ton/m}^2$, ya que se requiere un material con un valor de alta rigidez.

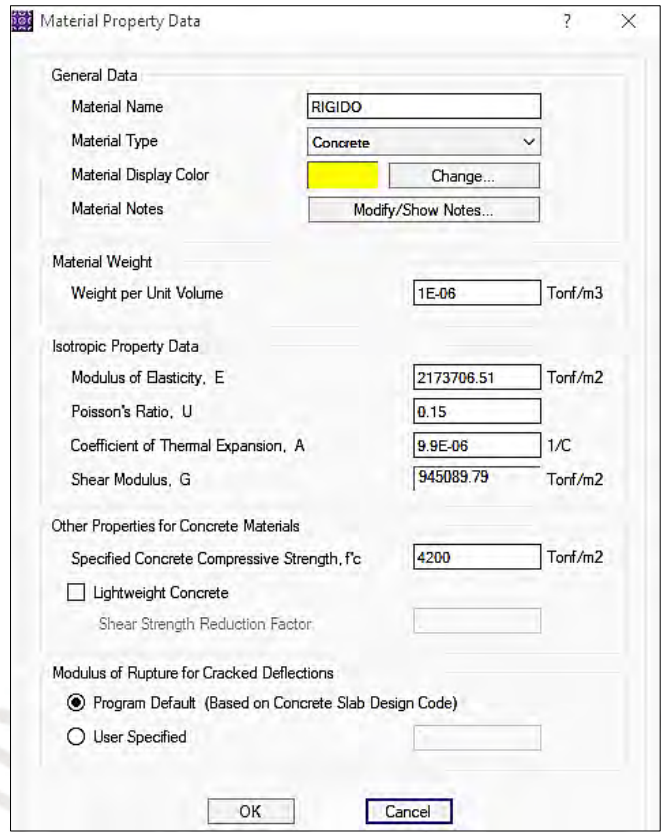


Figura 13 Ventana de definición de propiedades del elemento rígido

5. Ejemplo ilustrativo

Se comienza con el modelado de la zapata aislada ubicado en la intersección del eje E y el eje 5, con dimensiones de 3.3 m x 1.65 m (Figura 14). Estas dimensiones fueron obtenidas por un procedimiento de iteración para cumplir con los esfuerzos admisibles del suelo.

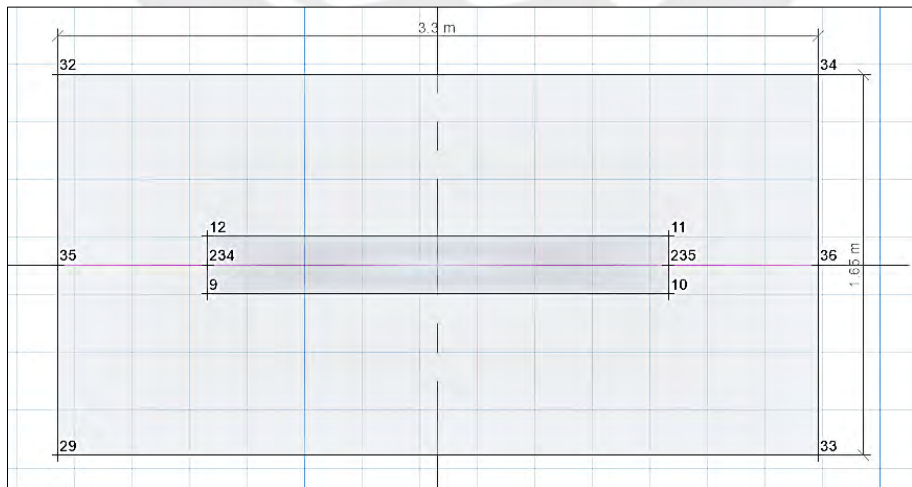


Figura 14 Sección de la zapata aislada ejes E-5

Las cargas de esta zapata fueron obtenidas a través de la exportación de las de gravedad (capítulo 2) y de la corrección de cargas para cargas sísmicas (capítulo 3), estas se presentan como cargas en los nudos sobre la base de la zapata. Ver tablas 1 y 2.

Tabla 1 Carga de reacción en el nudo 234 de la zapata aislada eje E-5

Nudo 234	Carga muerta	Carga viva	Carga sismo en X	Carga sismo en Y
Fuerza axial (ton)	37.96	5.99	-53.30	-40.93
Momento en el eje X (ton.m)	-0.01	0	0.12	-0.41
Momento en el eje Y (ton.m)	-0.15	-0.03	-4.39	-3.02

Tabla 2 Carga de reacción en el nudo 235 de la zapata aislada eje E-5

Nudo 235	Carga muerta	Carga viva	Carga sismo en X	Carga sismo en Y
Fuerza axial (ton)	41.30	6.37	22.06	22.89
Momento en el eje X (ton.m)	-0.01	0	0.12	-0.40
Momento en el eje Y (ton.m)	-0.08	-0.02	-4.60	-3.14

5.1 Dibujo de cimentación

El modelado de la cimentación está compuesto por el dibujo de dos secciones, la sección de la zapata y la sección del elemento rígido. A continuación, se define las propiedades de las secciones mencionadas:

Definición de las propiedades de la zapata:

- En el menú **Define > Slab Properties...** y dentro de esta ventana elegir **Add New Property...**, en esta nueva ventana colocar el nombre de la zapata (**Property Name**) llamada **Z60**, en la sección de material (**Slab Material**) seleccionar el material de concreto (**f'c210**). Dentro de **Analysis Property Data**, colocar que se está analizando como zapata (**Footing**) y con un espesor (**Thickness**) de **0.6m**, además de seleccionar la opción de lámina gruesa (**Thick Plate**). Ver Figura 15.

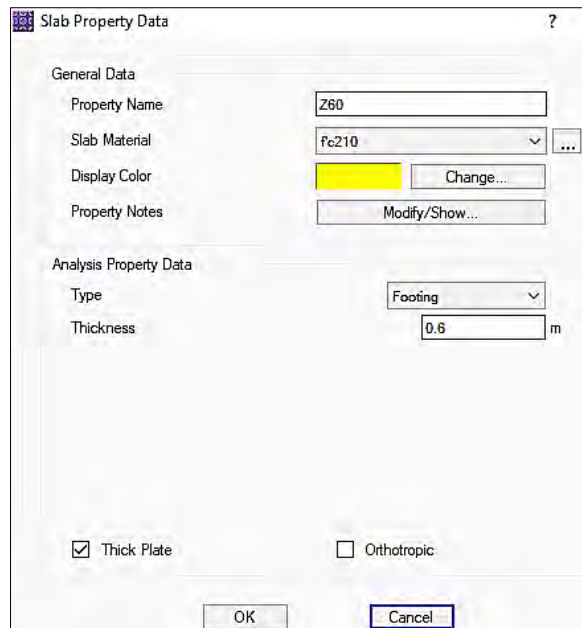


Figura 15 Ventana de configuración de la sección de zapata

Definición de las propiedades del elemento rígido:

- Ingresar al menú **Define > Slab Properties...** y dentro de esta ventana elegir **Add New Property...**, en esta nueva ventana colocar **C60** como **Property Name** y en **Slab Material** seleccionar el material **RIGIDO**. Dentro de **Analysis Property Data**, colocar que se está analizando como **Stiff** y con **Thickness** de 0.6m, además seleccionar la opción **Thick Plate**. Ver Figura 16.

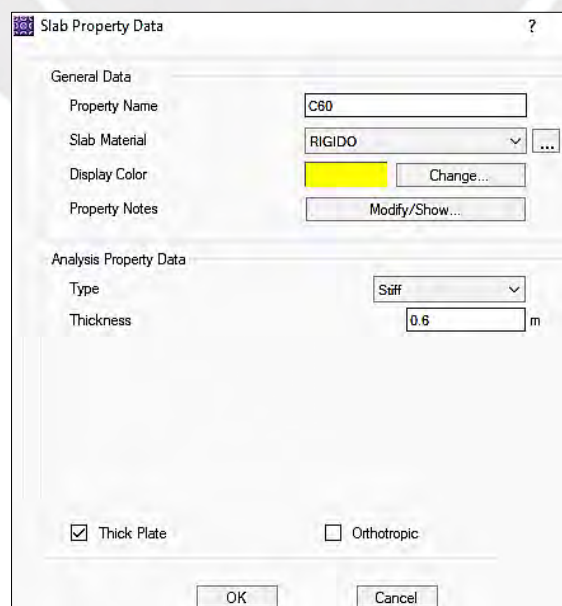


Figura 16 Ventana de configuración de la sección del elemento rígido

Una vez concluido con la definición de las propiedades, empezar con el dibujo de las secciones de la zapata y de la placa, para ello usar la herramienta de dibujo **Quick Draw Áreas Around Points**, que se encuentra como ícono de pantalla, para crear secciones alrededor de un punto. Se debe iniciar con el dibujo de la sección de la zapata con dimensiones en el eje X de 3.3 m y en el eje Y de 1.65 m (Figura 17). Asimismo, el punto de referencia que utilizaremos será la intersección del eje E y eje 5.

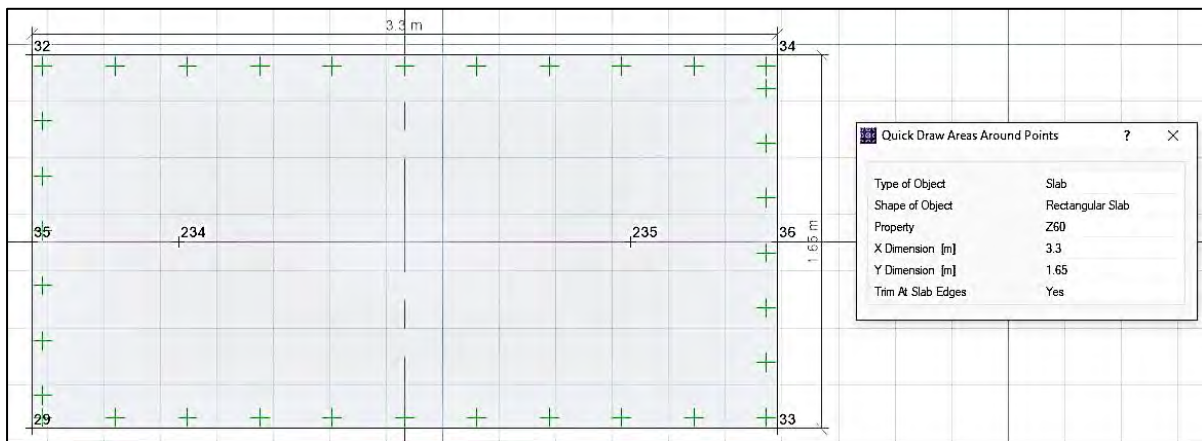


Figura 17 Dibujo de la sección de zapata

Continuando con el dibujo, crear la sección de la placa, cuyas dimensiones son 2.0 m en el eje X y 0.25 m en el eje Y (Figura 18). Cabe mencionar, que se toma el mismo punto de referencia anteriormente mencionado (intersección del eje E y eje 5).

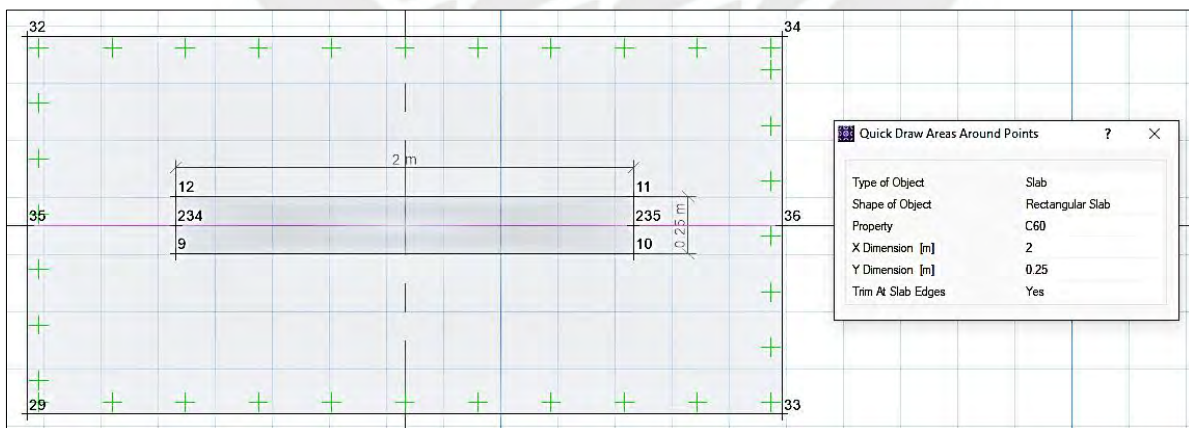


Figura 18 Dibujo de la sección de la placa

Coefficiente de Balasto (módulo de Winkler):

En caso de no obtener el coeficiente del estudio de mecánica de suelo para ingresar al programa SAFE, utilizar la correlación establecida en la Tabla 3, cuyos valores se fundamentan en la tesis de maestría “Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler” por Nelson Morrison (1993). Para ello, los valores del coeficiente de balasto en función de la resistencia permitida del suelo se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 3 Coeficientes de Balasto

Resistencia admisible (kg/cm^2)	Módulo Winkler (kg/cm^3)	Resistencia admisible (kg/cm^2)	Módulo Winkler (kg/cm^3)	Resistencia admisible (kg/cm^2)	Módulo Winkler (kg/cm^3)
0.25	0.50	1.55	3.10	2.85	5.70
0.30	0.60	1.60	3.20	2.90	5.80
0.35	0.70	1.65	3.30	2.95	5.90
0.40	0.80	1.70	3.40	3.00	6.00
0.45	0.90	1.75	3.50	3.05	6.10
0.50	1.00	1.80	3.60	3.10	6.20
0.55	1.10	1.85	3.70	3.15	6.30
0.60	1.20	1.90	3.80	3.20	6.40
0.65	1.30	1.95	3.90	3.25	6.50
0.70	1.40	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.50	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.60	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.70	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	1.80	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	1.90	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.00	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.10	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.20	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.30	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.40	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.50	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.60	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.70	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.80	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	2.90	2.75	5.50		
1.50	3.00	2.80	5.60		

Fuente: Morrison, N. (1993). Interacción Suelo-Estructuras: Semi-espacio de Winkler.

Teniendo en cuenta la tabla anterior y el valor de resistencia admisible del suelo de $3.5kg/cm^2$, continuamos con los siguientes pasos:

- Ingresar al menú **Define > Soil Subgrade Properties** y dentro de esta ventana seleccionar **Add New Property** y asignar un nombre a la propiedad en **Property name**.
- En el coeficiente de Balasto (**Subgrade Modulus**) colocar el valor de 7.00 kg/cm³, correspondiente a la resistencia 3.5 kg/cm² según la Tabla 3.
- En **Modulus of Elasticity** colocar el valor de 2x10⁷ ton/m².
- Dentro de las opciones de comportamiento no lineal del suelo (**Nonlinear Option**), seleccionar el caso de solo compresión (**Compression Only**). Ver Figura 19.

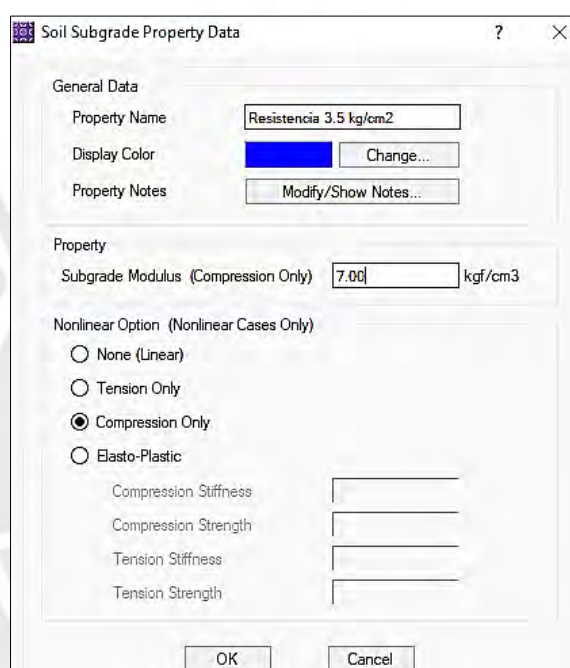


Figura 19 Ventana de configuración de propiedades del suelo

Una vez definido el coeficiente de Balasto, asignar este valor a la zapata. Es en este sentido que se debe comenzar seleccionando la sección de la zapata creada, luego ingresar al menú **Assign > Support Data > Soil Properties** y dentro de la ventana abierta seleccionar el coeficiente de Balasto creado y hacer clic en **OK** para asignarlo al modelo.

5.2 Definición de combinaciones de carga en servicio

Para dimensionar en planta la zapata, se debe crear las combinaciones de carga según «Norma E.060 Concreto Armado», en la cual consideran cargas de gravedad y de sismo en servicio,

analizando en la dirección X e Y. Primero se inicia con la reducción de la carga sísmica, para lo cual:

- Ingresar al menú **Define > Load Cases...** y para caso de carga de sismo seleccionar **Modify/Show Case...** en la cual se va a modificar su factor de escala.
- Dentro de la ventana abierta **Load Case Data – Linear Static** en la sección de **Loads Applied** modificar el factor de escala a 0.8.

Luego se continua con la creación de combinaciones de carga:

- Ingresar al menú **Define > Load Combinations...** y dentro de la ventana abierta seleccionar **Add New Combo...** para definir las combinaciones de las cargas.
- Dentro de la ventana **Load Combination Data** definir el nombre de la combinación y en el tipo de combinación seleccionar **Linear Add**.
- Colocar las cargas según sea la combinación y con un **Scale Factor** de 1 y cuando sean cargas de sismo negativo colocar -1. Además, en la sección de **Design Selection** seleccionar la opción de **Service – Normal**.

Este análisis considera el desplazamiento en el eje Z y rotación en los ejes X e Y, para ello, debemos seguir los siguientes pasos:

- Ingresar al menú **Run > Advanced Modeling Options...** (Figura 20) y dentro de esta ventana seleccionar en **Active Degrees of Freedom** la alternativa **2D Plate – UZ, RX, RY Only**.

Una vez configurado el tipo de modelado, se ejecuta el modelo mediante el ícono en pantalla **Run Analysis & Design**.

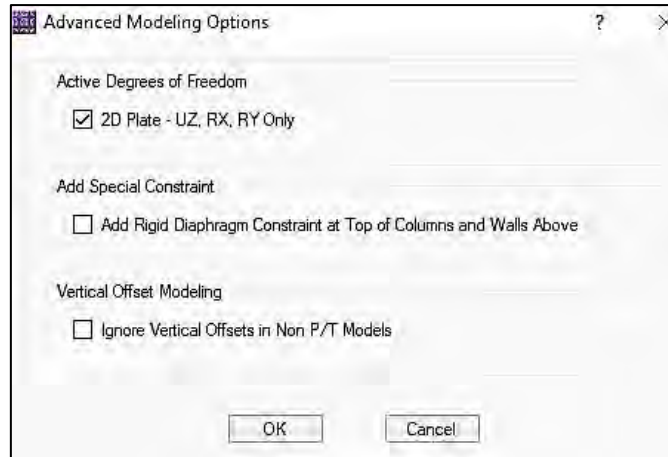


Figura 20 Opciones de modelado avanzado en el análisis de la cimentación

5.3 Verificación de esfuerzos sobre el suelo (cargas de gravedad y de sismo)

Primero se va a realizar la verificación de esfuerzos empleando las cargas en servicio, la cual considera cargas de gravedad, usando el modelo de la zapata se mostrará los esfuerzos actuantes. Para ello, seguir los siguientes pasos:

- Seleccionar el ícono de pantalla **Show Reaction Forces** para abrir la ventana **Reactions**. Ver Figura 21.
- En la sección de **Load Case** seleccionar el caso de carga de gravedad.
- En el tipo de reacción seleccionar la opción **Soil Pressures**.
- Para poder observar mejor la variación de los esfuerzos ajustar el rango de presiones (**Contour Range**), en este caso indicar como valor mínimo -25 ton/m^2 y como valor máximo 0 ton/m^2 ; el valor máximo permite verificar si existen valores de esfuerzos de tracción y el valor mínimo depende del valor de mayor esfuerzo de compresión de acuerdo a cada cimentación.

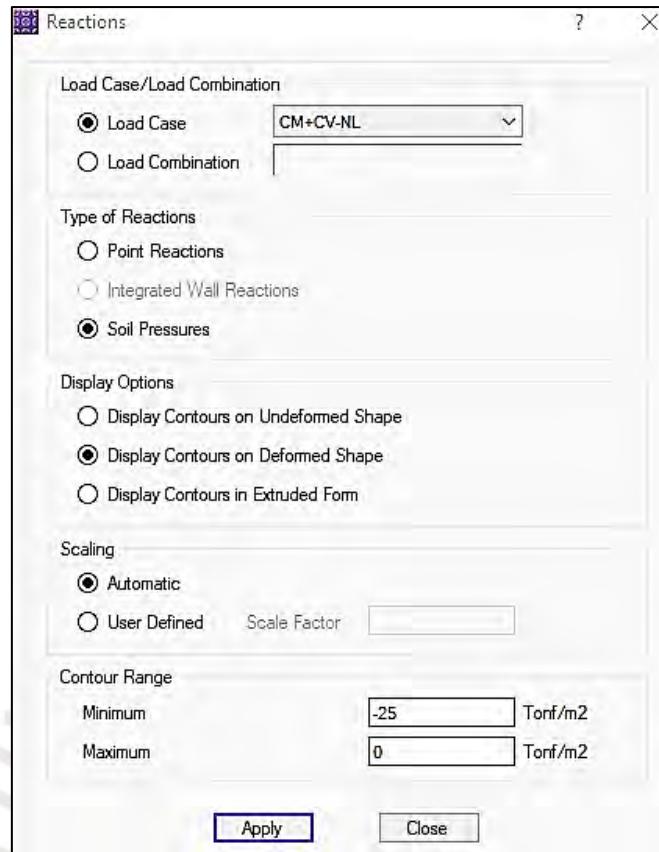


Figura 21 Ventana de configuración de esfuerzos sobre el suelo bajo cargas de gravedad
Una vez configurado la ventana de **Reactions** hacer clic en **Apply** para ver los cambios realizados en la gráfica de esfuerzos. Ver Figura 22.

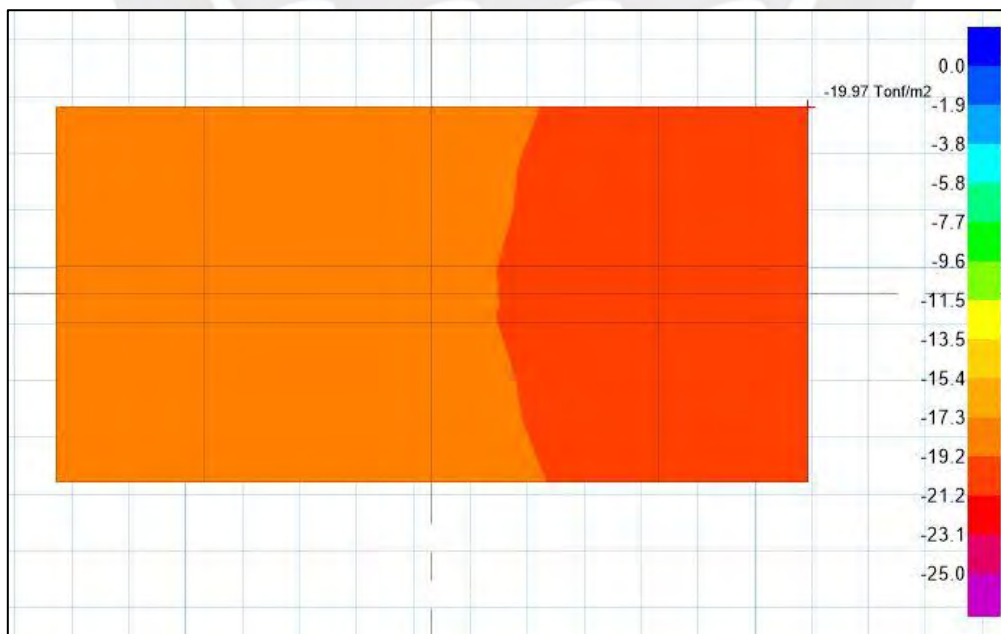


Figura 22 Gráfica de esfuerzos sobre el suelo bajo cargas de gravedad

Para interpretar los valores del gráfico, se debe tener en consideración que el signo negativo del valor del esfuerzo indica que la zona del suelo se encuentra en compresión. De acuerdo a la imagen referenciada (Figura 22), nos permite evidenciar que el valor máximo de esfuerzo sobre el suelo es 19.97 t/m^2 , dicho valor cumple con el esfuerzo máximo permitido del suelo de 35 t/m^2 .

Continuando con la comparación de esfuerzos se va a considerar las cargas de gravedad y sismo en servicio. Para ello regresar a la ventana **Reactions** (Figura 23) para configurar las condiciones de caso de carga, además de actualizar el rango de esfuerzos según los nuevos valores obtenidos.

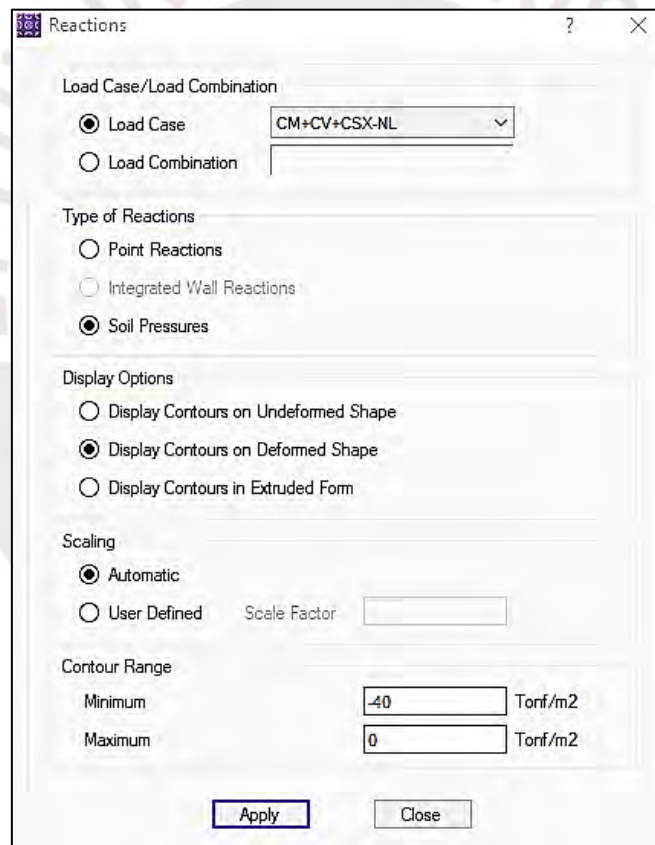


Figura 23 Ventana de configuración de esfuerzos sobre el suelo bajo cargas de gravedad y sismo

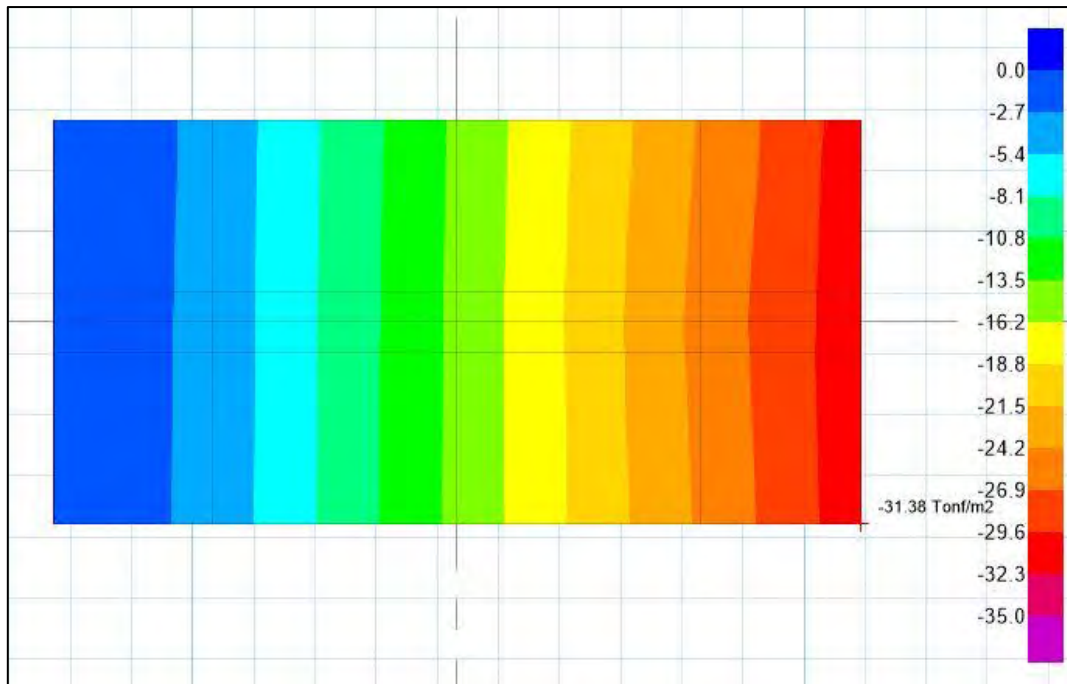


Figura 24 Gráfica de esfuerzos sobre el suelo bajo cargas de gravedad y sismo

Según la imagen anterior (Figura 24), permite corroborar que el valor máximo de esfuerzo sobre el suelo es de 31.38 t/m^2 , el cual se evidencia que no sobrepasa el límite máximo de 46.6 t/m^2 .

Esfuerzos de tracción sobre el suelo:

La presencia de esfuerzos positivos en algunas zonas de los gráficos, indica que presentan esfuerzos de tracción sobre el suelo. Para este tipo de situaciones se va a plantear casos de carga que modifiquen dichos valores, para ello seguir los siguientes pasos:

- Ingresar al menú **Define > Load Cases...** y dentro de esta ventana seleccionar **Add New Case**.
- En la ventana abierta, modificar el tipo de análisis (**Analysis Type**) y elegir la opción **Nonlinear – Allow Uplift**.
- Iniciar creando el caso de carga muerta y viva, además como parte de las condiciones iniciales seleccionar **Zero Initial Conditions – Start from Unstressed State**.
- En la parte de **Loads Applied** ingresar la carga muerta y viva, con un factor de escala de 1 para ambos casos.

- Crear un segundo caso de carga que contenga cargas de gravedad y sismo, previamente analizar la dirección del sismo que necesite corregir los esfuerzos de tracción, seleccionar nuevamente **Add New Case** para crear el nuevo caso de carga.
- En **Analysis Type** elegir la opción **Nonlinear – Allow Uplift**.
- En las condiciones iniciales seleccionar **Continue from State at End of Nonlinear Case** y escoger el caso de carga creado anteriormente (carga muerta y viva).
- En la sección de **Loads Applied** agregar la carga sísmica según la dirección que requiera y colocar un factor de escala de 0.8.

5.4 Creación de combinaciones últimas de carga

Para presentar las resistencias requeridas de los elementos estructurales, se debe amplificar las cargas y con ello lograr las combinaciones últimas de carga según «Norma E.060 Concreto Armado». Realizar este procedimiento siguiendo los pasos detallados en el subcapítulo 5.2 «Definición de combinaciones de carga en servicio ».

5.5 Esfuerzos últimos máximos en la zapata

Para mostrar el gráfico de esfuerzos últimos sobre el suelo (Figura 25) configurar la ventana de **Reactions**:

- Seleccionar el ícono de pantalla **Show Reaction Forces** para abrir la ventana **Reactions**.
- En la sección de **Load Combination** seleccionar **ENVOLVENTE DISEÑO**.
- En el tipo de reacción seleccionar la opción **Soil Pressures**.
- Para poder observar mejor la variación de los esfuerzos ajustar el **Contour Range**, de acuerdo a los valores de obtenidos.

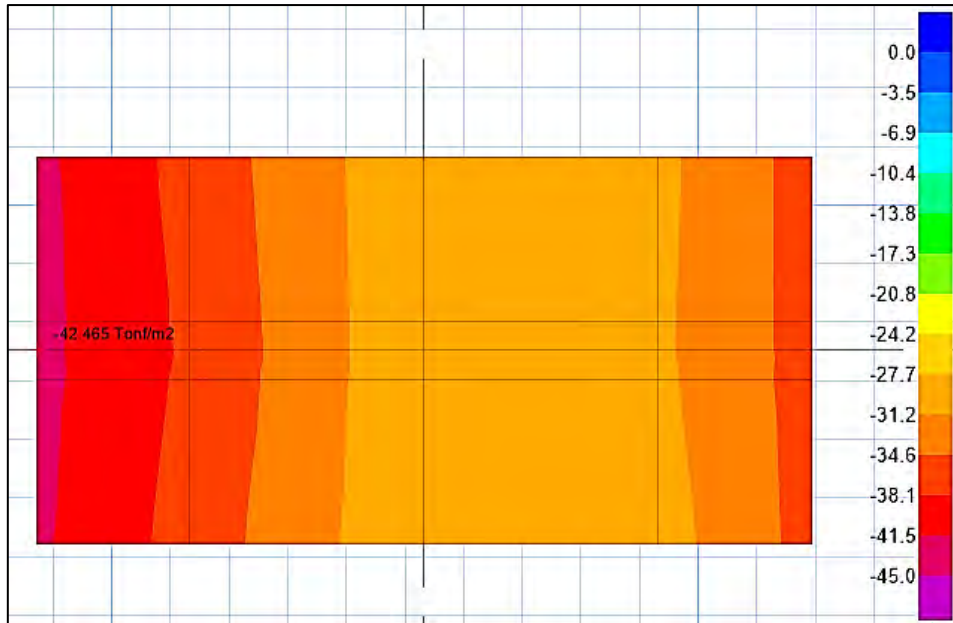


Figura 25 Gráfica de esfuerzos últimos sobre el suelo

5.6 Diagrama por fuerza cortante última en ambas direcciones

Para obtener los diagramas de momento y cortante, iniciar con el dibujo de las franjas de diseño con la herramienta **Draw Design Strips** considerando anchos de 1m. Ver Figura 26.

A continuación, se indicará los pasos a seguir:

- Seleccionar el ícono de pantalla **Draw Design Strips**.
- En la sección de **Strip Layer** indicar “A” para las franjas de diseño horizontales.
- Colocar un ancho de inicio a fin de 0.5m para los lados de izquierda y derecha.
- Con el puntero iniciar el dibujo de la franja de diseño en un extremo de la zapata de izquierda a derecha.
- En la sección de **Strip Layer** cambiar a “B” para las franjas de diseño verticales y manteniendo un ancho de 0.5m.

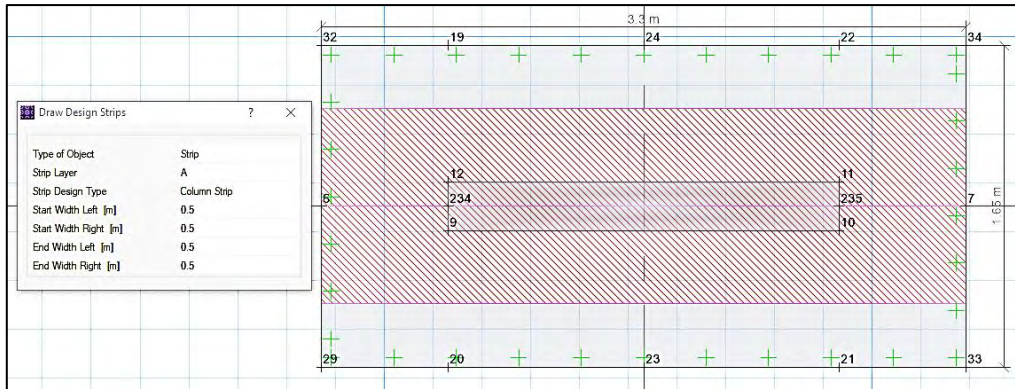


Figura 26 Herramienta de dibujo para franjas de diseño horizontales

Con el uso de la herramienta **Show Strip Forces** obtener los diagramas de corte, para ello configurar con los siguientes pasos:

- Seleccionar la combinación de carga **ENVOLVENTE DISEÑO** y analizar los valores máximos y mínimos.
- Elegir el componente **Shear Force**.
- Dentro de las opciones de las franjas de diseño se puede mostrar los diagramas de corte en ambas direcciones seleccionando los **Layer A** y **Layer B**. Ver Figura 27.

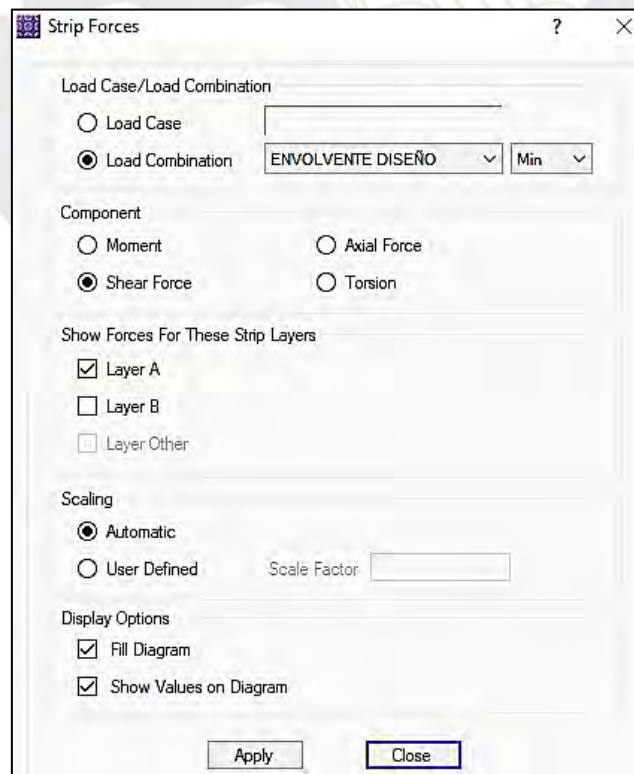


Figura 27 Ventana de configuración de franjas de diseño para diagrama de cortante última

5.7 Diagrama de momentos por cargas últimas

Para el diagrama de momentos usar la herramienta **Show Strip Forces** siguiendo los pasos anteriormente detallados en el subcapítulo 5.6 «Diagrama por fuerza cortante última en ambas direcciones», el único cambio será seleccionar el componente **Moment**. Una vez configurado la ventana de **Strip Forces** seleccionar **Apply** para mostrar los cambios realizados. Ver Figura 28.

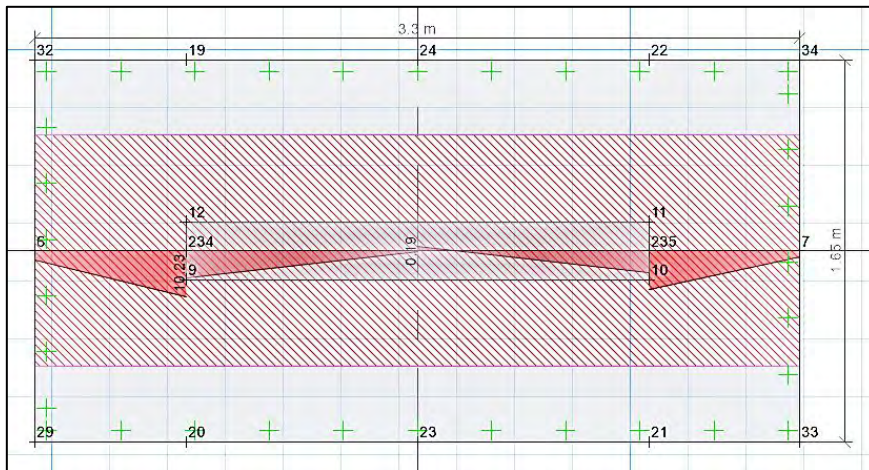


Figura 28 Diagrama de momentos por cargas últimas para franjas de diseño horizontales