

Área de Conocimiento de Ingeniería y Afines

“DISEÑO SÍSMICO PARA EDIFICIO DE OFICINAS DE DOS PLANTAS DE CONCRETO REFORZADO APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE PARA LA CIUDAD DE MANAGUA”.

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Junnior Efraín
Rodríguez Valdivia
Carnet: 2004-20930

Br. Carlos Otilio Ortiz
Carnet: 2005-21223

Tutor:

MSc. Ing. Juan Carlos
Mendoza

27 de septiembre 2024
Managua, Nicaragua

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a monográfico a mi familia por ser la fuente de motivación de culminar este proyecto.

Junnior E Rodriguez

Dedico este trabajo monográfico primeramente a Dios, ser maravilloso por darme la oportunidad de alcanzar esta meta tan importante en el camino que elegí para mi vida.

A mis padres.

A mi familia, mi esposa Amanda Sánchez López e hijos que han sido mi fortaleza y respaldo en cada uno de mis proyectos y quiero expresarles que este logro es tan suyo como mío y de una manera sencilla es un reconocimiento de agradecimiento por su apoyo incondicional.

Carlos O. Ortiz

Agradecimientos

A Dios por sus bendiciones.

A todos los maestros que desde que de forma directa o indirecta han contribuido en mi formación académica.

Junnior E Rodriguez

El desarrollo de este trabajo monográfico es el resultado de una larga trayectoria de esfuerzo y dedicación, muchas hay sido las personas clave en este arduo trabajo, pero sin la fortaleza de Dios, esto no hubiese sido posible.

Queremos agradecer infinitamente:

- A Dios por darnos la luz y guía espiritual para perseverar en este camino.
- A nuestra familia por su apoyo incondicional.
- Al MCS Ing. Juan Carlos Mendoza por su orientación en la tutoría de este trabajo monográfico

RESUMEN

El presente documento consiste en el desarrollo del análisis y diseño de un edificio de dos plantas de concreto reforzado con un uso destinado para oficinas localizado en la ciudad de Managua. Se plantea el sistema estructural resistente a solicitaciones sísmicas a base de marcos especiales resistentes a momento de concreto reforzado.

Se muestra el procedimiento paso a paso del análisis y diseño de la estructura basado en las disposiciones prescritas por la Norma Sismorresistente para la ciudad de Managua (NSM) y el código ACI 318-19 respectivamente.

El desarrollo de los cálculos y modelado de la estructura se realiza a través del software de análisis y diseño de edificaciones ETABS v22.

Se analizó la estructura por los métodos estático y dinámico descritos en la norma NSM, se comparan los datos y realizan los ajustes pertinentes para mantener un diseño óptimo enfocado en la seguridad de la estructura. Así mismo se evalúan las deformaciones y distorsiones de piso para poder predecir un comportamiento adecuado de la estructura ante un sismo de diseño.

El documento contiene el detallado de las vigas, columnas y nudos. Se utiliza de igual manera el código nacional, Norma Mínima de Diseño y Construcción de Concreto Estructural.

Índice

CAPÍTULO I. GENERALIDADES	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes	2
1.3 Justificación	4
1.4 Objetivos	5
1.4.1 Objetivo General.....	5
1.4.2 Objetivos Específicos	5
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	6
2.1 Análisis estructural	7
2.1.1 Principios básicos del análisis estructural	7
2.1.2. Clasificación de las estructuras	11
Tabla 1. Factor de importancia	11
2.1.3 Sistemas Estructurales.....	13
2.1.4 Factor de comportamiento sísmico del sistema estructural, R_0	14
2.1.5 Aceleraciones de diseño.....	15
2.1.6 Categoría de diseño sísmico	18
Tabla 2. Categoría de diseño sísmico	18
2.1.7 Clasificación de sitio	18
2.1.8 Periodo fundamental	19
2.1.9 Peso sísmico efectivo de un edificio	20
2.1.10 Diafragmas	20
2.1.11 Métodos de análisis sísmicos	22
Tabla 3. Coeficiente para el límite superior del periodo máximo calculado... 25	
2.1.1.2 Método Dinámico Modal Espectral	27
2.1.1.2. Efecto P- Δ	32
2.1.1.3 Amplificación por Momento Torsional Accidental.....	33
2.1.1.4 Determinación de la deriva de piso	34
2.2 Diseño estructural.....	35
2.2.1 Métodos de diseño.....	36
2.2.2 Código ACI 318-19.....	36
2.2.3 Combinaciones de cargas	37
2.3.4 Reducción de resistencia.....	39

2.3.4 Requerimientos de diseño	40
CAPÍTULO III. DESARROLLO Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	51
3.1 Descripción de la estructura.....	51
Tabla 4. Separación de ejes	52
3.2 Predimensionamiento.....	52
3.2.1 SMF.....	52
Tabla 4. Altura mínima de vigas no presforzadas.....	53
3.2.2 Losas.....	54
3.3 Definición de los materiales	54
3.4 Definición de elementos de SMF:	54
3.3.4 Masa participativa	55
3.3.5 Definición de patrones de carga (load pattern).....	56
3.3.6 Elemento losa reticulada (waffle).....	56
3.3.7 Diafragmas.....	56
3.4 Clasificación de la estructura y amenaza sísmica	57
3.5 Parámetros de acción sísmica.....	57
3.6 Combinaciones de carga.....	57
3.7 Definición del caso modal	58
3.8 Análisis sísmico.....	60
3.8.1 Análisis método de la fuerza lateral equivalente (FLE).....	60
3.8.1.1 Cálculo del coeficiente sísmico (C_s)	61
3.8.2 Análisis por el método dinámico modal espectral (DME)	70
3.8.2.1 Verificación de la masa participativa.....	70
3.8.2.2 Determinación de los espectros elástico y reducido.....	71
3.8.2.6 Cálculo de derivas y distorsiones de piso (DME).....	78
3.8.2.9 Verificaciones de análisis P- Δ (DME)	80
3.9 Diseño sísmico	81
3.9.1 Diseño de los elementos estructurales	82
3.9.1.2 Diseño de vigas.....	85
3.10 Detallado de los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmica: vigas, columnas y nudos.....	97
Capítulo IV. Conclusiones y recomendaciones.....	99
4.1 Conclusiones.....	99

4.2 Recomendaciones.....	99
BIBLIOGRAFÍA.....	101
ANEXOS.....	i

Índice de ilustraciones

Ilustración 1: Valores de $A_{(T)}$ para el espectro de la respuesta elástica.....	15
Ilustración: 2 Espectro de diseño elástico normalizado para las distintas zonas sísmicas.	16
Ilustración 3: Espectro de diseño reducido para la primera rama ascendente	17
Ilustración: 4 Espectro de diseño elástico y reducido	17
Ilustración 5 Flexibilidad del diafragma	21
Ilustración 6: Ecuaciones para el cálculo de C_s	24
Ilustración 7 Coeficiente de distribución vertical de la fuerza cortante.....	26
Ilustración 8:Distribución triangular de la fuerza vertical	26
Ilustración 9:Oscilador Simple	28
Ilustración 10 : Análisis modal espectral	31
Ilustración 11:Factor de amplificación torsional, A_x	34
Ilustración 12: Determinación de la Deriva de Piso.....	35
Ilustración 13: Ejemplo de fuerzas actuantes en el nudo por equilibrio estático. 49	
Ilustración 14: Área efectiva del nudo	50
Ilustración 15:Estructura en estudio	51
Ilustración 16: Definición de Materiales	54
Ilustración 17: Elementos tipo frame (SMF)	55
Ilustración 18: Definición de diafragmas	56
Ilustración 19:Combinaciones de Carga (1)	57
Ilustración 20:Combinaciones de carga (2)	58
`Ilustración 21: <i>Modos de vibración</i>	58
Ilustración 22:Primer modo de vibración (traslación), $T_{fundamental}=0.2934s$	59
Ilustración 23:Segundo modo de vibración (traslación).....	59
Ilustración 24: Tercer modo de vibración (torsión).....	60
Ilustración 25: Definición del coeficiente sísmico en “X y Y”.....	62
Ilustración 26: Efecto bidireccional, sismo en X	63
Ilustración 27: Efecto bidireccional, sismo en Y	63
Ilustración 28: Cortante de piso para el sismo en X.....	64
Ilustración 29:Cortante de piso para el sismo en Y.....	65

Ilustración 30:Reducción de inercia en columnas	66
Ilustración 31: <i>Reducción de inercia en vigas</i>	66
Ilustración 32:Reducción de inercia para la losa	67
Ilustración 33:Desplazamientos máximos de piso en “X”.	68
Ilustración 34:Desplazamientos máximos de piso en “X”	68
Ilustración 35:Desplazamientos máximos de piso en “Y”	68
Ilustración 36:Desplazamientos máximos de piso en Y (2).	69
Ilustración 37: Cocientes de participación de masa.....	71
Ilustración 38: Espectro elástico y reducido	72
Ilustración 39: Espectro elástico vs reducido	72
Ilustración 40: Espectros en ETABS v22	73
Ilustración 41: Espectro Elástico	73
Ilustración 42:Espectro Reducido	74
Ilustración 43: Factor de escala ETABS en (X).....	76
Ilustración 44:Factor de escala ETABS en (Y).....	76
Ilustración 45:Cortante dinámico en X	77
Ilustración 46: Cortante dinámico en Y	78
Ilustración 47:Desplazamientos máximos de piso en X (1) (DME)	78
Ilustración 48:Desplazamientos máximos de piso en X (2) (DME)	79
Ilustración 49: Desplazamientos máximos de piso en 4 (1) (DME).....	79
Ilustración 50: Desplazamientos máximos de piso en Y (2) (DME)	80
Ilustración 51: Definición del sistema estructural.....	81
Ilustración 52: Preferencias de diseño para el ACI 318-19.....	82
Ilustración 53: Diseño de los elementos estructurales.....	83
Ilustración 54: Identificación de fallas en la estructura	84
Ilustración 55: Diagrama de esfuerzos en marcos.....	85
Ilustración 56: Requerimientos de refuerzo a flexión viga crítica.....	87
Ilustración 57: Ejemplo de detallado de acero longitudinal	90
Ilustración 58:Salida de datos de ETABS para el refuerzo transversal.....	90
Ilustración 59:Espaciamiento para refuerzo transversal.....	91
Ilustración 60: Columna típica	92

Ilustración 61: (6/5) relación Viga Columna de demanda capacidad	96
Ilustración 62: Detalle de columna y nudo en elevación	97
Ilustración 63: Detalle de viga.....	98
Ilustración 64: Detalle nudo viga-columna.....	98

CAPÍTULO I.
GENERALIDADES

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1 Introducción

Nicaragua al estar sobre El Cinturón de Fuego del Pacífico presenta un nivel de vulnerabilidad sísmica muy alto, lo cual obliga al sector construcción a tener reglamentos rigurosos que garanticen la integridad de las estructuras ante potenciales movimientos telúricos de gran magnitud. A nivel local, la ciudad de Managua posee un riesgo sísmico elevado ya que está rodeada de diferentes fallas sísmicas como las de: Chico Pelón, Calvario y Aeropuerto, por lo que las edificaciones requieren de un minucioso análisis y diseño de sus miembros estructurales.

Nuestro trabajo monográfico consiste en el análisis y diseño sísmico de un edificio para uso de oficinas de dos plantas localizado en las inmediaciones del Instituto Nacional del Deporte en la ciudad de Managua, con un área de 160.5m² en cada nivel. Se utilizó el software ETABS v22 para la realización de los cálculos del análisis y diseño.

El análisis sísmico de la estructura se basó en las disposiciones de la Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua (NSM). Las losas de techo y entrepiso serán reticulares en dos direcciones y su dimensionamiento se basó en el código nacional, Norma Mínima de Diseño y Construcción de Concreto Estructural (CR-001) y, los elementos del sistema resistente a solicitaciones sísmica a base de marcos especiales resistentes a momento (SMF) de concreto reforzado fueron diseñados en base a las disposiciones especiales del capítulo 18 del código ACI 318-19. Los coeficientes de reducción de inercia también fueron tomados del CR-001.

Se entrega el detallado de los elementos críticos del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

1.2 Antecedentes

A nivel internacional muchas organizaciones se dedican al análisis y diseño de estructuras y su respuesta a los terremotos. Cada terremoto nos presenta nuevas lecciones las que nos sirven para refinar los requisitos de los códigos de diseño y construcción. El Instituto Americano del Concreto, ACI (por sus siglas en inglés) y La Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles, ASCE (*The American Society of Civil Engineers*) desarrollan estándares, normas y recomendaciones técnicas con referencia al concreto reforzado y a la mitigación y reducción del riesgo que presentan los terremotos respectivamente.

A nivel nacional, el 18 de mayo de 1983 se establece el Reglamento Nacional de la Construcción donde se plantean los requerimientos que deben cumplir las edificaciones para soportar las posibles fuerzas sísmicas y eólicas a las cuales estas podrían estar expuestas.

Subsecuentemente, en el año 2007 se publica la actualización al Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07). En mayo 2017 se publica la Norma Mínima de Diseño y Construcción de Concreto Estructural (CR-001), la cual proporciona los requisitos mínimos para los materiales, el diseño, la construcción, y la evaluación de la resistencia de miembros y sistemas de concreto estructural de cualquier edificación.

Bajo resolución ministerial No 242-2021, el 11 de noviembre de 2021, se aprueba la creación de la NSM, la que se publica en junio de 2022. Esta aborda peculiaridades de la ciudad de Managua tales como su caracterización geológica y amenaza sísmica. La NSM en sus alcances y limitaciones define los criterios mínimos para el análisis y diseño sismorresistente, así como la reparación y refuerzo de edificaciones previas (MTI, 2022, p.5).

Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) han desarrollado diferentes monografías sobre temas similares donde se aborda el aspecto sismorresistente, así como la alternativa al sistema estructural a base de SMF de concreto reforzado, en las que destacan: Diseño Sísmico de un Edificio de

Concreto Reforzado de Tres Pisos, 2008 elaborado por Claudia Blandón Velásquez, Claudia Vallejos Arauz y Moisés Suárez Campos, y la tesina para optar al grado de especialista en obras verticales: Diseño Estructural de Edificio Multiusos de 4 Niveles con Pórticos Especiales de Concreto Reforzado Resistentes a Momento, Ubicado en la Ciudad de Granada, Nicaragua , 2019, elaborado por la Ing. Tere Eunice Rose Portillo.

1.3 Justificación

Dada las características geológicas y de vulnerabilidad sísmica de la zona del pacífico nicaragüense, es imperativo un diseño estructural profesional para cualquier tipo de edificación. El hecho de que las eventualidades sísmicas importantes se den en intervalos largos de tiempo, de cuarenta años o más, puede crear en la población una falsa sensación de seguridad, lo cual abre puertas al empirismo y a que personas no calificadas planifiquen y desarrollen edificaciones las cuales ponen en riesgo la vida de sus ocupantes.

En el presente trabajo monográfico pusimos en práctica las normativas nacionales, internacionales y locales para la ciudad de Managua haciendo énfasis en el análisis estructural, el diseño del sistema resistente a solicitaciones sísmicas a base de SMF de concreto reforzado, y en el riesgo sísmico inherente en la zona. Se diseñaron los elementos estructurales tales que estos permitan el apropiado aprovechamiento de la edificación y a su vez asegurar que esta cumpla con los requisitos sismorresistentes pertinentes.

Se pretende que el documento sirva como ejemplo de la utilización de la NSM para el análisis de edificaciones futuras, así como del diseño de sus elementos estructurales en base al código ACI 318-19.

El sistema de SMF de concreto reforzado es una de las soluciones estructurales permitidas para la zona de Managua. Estos marcos a su vez permiten un adecuado aprovechamiento de los espacios lo que maximiza la rentabilidad económica de la edificación ya que esta está concebida para un uso comercial de oficinas.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General

Diseñar sísmicamente la estructura de concreto reforzado para un edificio de oficinas de dos plantas.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Realizar el análisis sísmico de la estructura aplicando el método de la fuerza lateral equivalente.
- Aplicar a la estructura el método de análisis modal espectral de la Normativa Sismorresistente para la ciudad de managua (NSM).
- Elaborar el detallado de los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmica: vigas, columnas y nudos.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

Los movimientos del suelo durante un terremoto pueden dañar severamente a una edificación ya que transmiten aceleraciones a la estructura. Estas aceleraciones cuando se propagan se amplifican. A esta respuesta amplificada se le llama aceleración de respuesta. Este movimiento amplificado puede generar fuerzas internas y desplazamientos los cuales podrían ser mayores que la resistencia de la estructura, (Hassoun & Al-Manaseer, 2020, p.679).

Múltiples factores influyen en la intensidad del movimiento de una edificación como: la magnitud del sismo, distancia a la falla o epicentro, la duración del sismo, las condiciones del suelo en el sitio, y la frecuencia con que sucede el sismo. Los elementos estructurales deben ser diseñados dependiendo del tipo de estructuras y su uso, para así tener niveles aceptables de respuesta a la hora de un sismo.

La corteza exterior de la tierra está compuesta de placas tectónicas las que flotan sobre roca fundida subyacente a ellas. Estas placas se mueven constantemente a un ritmo similar al del crecimiento de nuestras uñas. En las zonas donde estas placas tectónicas convergen se generan la mayor cantidad de sismos. Cercana a las costas del pacífico nicaragüense se encuentra una zona de subducción de las placas Coco y Caribe.

En la historia reciente a nivel internacional, ha habido sismos que nos han dado muchas lecciones sobre la vulnerabilidad de las estructuras ante sismos de gran magnitud en los que destacan los sismos de Armenia en 1988 donde más de 50,000 personas murieron, el sismo de Loma Prieta y Northridge en California y recientemente el sismo de Turquía y Siria con más de 59,000 fatalidades y miles de dólares en daños materiales.

Dos eventualidades sísmicas que sobresalen en la historia nicaragüense son los terremotos de Managua de 1931 (31 de marzo, 6.0 en la escala de Richter) y 1972 (23 de diciembre, magnitud 6.2), dejando cuantitativas pérdidas materiales, y alrededor de dos mil muertos en el 31, y aproximadamente entre diecinueve y

veinte mil muertos (el número exacto de fallecidos nunca fue publicado), y más de doscientos ochenta mil damnificados en el 72.

Estos sismos han demostrado que las edificaciones que no han sido diseñadas tomando en cuenta sus efectos, pueden ser destruidas aun por un sismo que no sea severo. El análisis de la estructura debe ser riguroso e incluir los efectos de los sismos y así permitir que los elementos de la estructura posean un detallado y dimensionamiento necesario para poder soportarlos.

2.1 Análisis estructural

Al aplicársele cargas a una estructura estas ocasionan en ella deformaciones las cuales a su vez generan fuerzas internas en los elementos que componen a dichas estructuras. “Se denomina análisis estructural al cálculo de las magnitudes de estas fuerzas, así como las deformaciones que las causaron” (McCormac, 2010, p.25). El proceso de análisis de la estructura es de vital importancia en el desarrollo de las edificaciones. Una estimación correcta de los esfuerzos que experimentarán los miembros que componen a las estructuras dará lugar a una obra más económica sin comprometer su resistencia a los embates de la naturaleza.

s

2.1.1 Principios básicos del análisis estructural

Aunque las obras más comunes sean edificios de mediana altura y puentes de claros de luz corta, un ingeniero estructural debe estar preparado para poder analizar cualquier tipo de estructuras. Para poder llevar a cabo este análisis el ingeniero debe de comprender los principios fundamentales del análisis estructural.

El análisis estructural se basa en el principio de la mecánica clásica que plantea que la sumatoria de todas las fuerzas actuantes en los cuerpos será igual al producto de su masa por la aceleración de esta, $\Sigma F = m \times a$ Ec.1 (McCormac, 2010, p.33).

Para los cuerpos en reposo la sumatoria de estas fuerzas será igual a cero. A esta condición se le llama equilibrio estático. Las fuerzas que actúan sobre una estructura, sus desplazamientos y las fuerzas resultantes en los miembros que componen dicha estructura pueden calcularse utilizando este principio de equilibrio estático.

Una vez que los planos de la edificación están terminados, el ingeniero civil estructural debe proponer un sistema resistente a solicitaciones sísmicas y escoger el método de análisis a utilizar. Se requiere de cierta información de la obra como; la ciudad donde se construirá la edificación (zona), el tipo de suelo en el sitio y el uso que se le dará a esta, y así poder determinar la categoría de diseño sísmico para la obra.

Dado que en Managua se pueden generar valores de aceleraciones pico del suelo muy altos se requiere que las edificaciones posean un sistema estructural que permita brindarles una adecuada ductilidad y a su vez mantener costos de construcción factibles, esto con el fin de facilitar el desarrollo urbanístico de la ciudad al proponer diseños económicos.

2.1.1.1 Idealización estructural

“El proceso de reemplazar una estructura real por un sistema simple susceptible de análisis se llama idealización estructural” (McCormac, 2010, p.25).

Este proceso de idealización es necesario ya que las fuerzas aplicadas en una estructura no se distribuyen de forma regular por lo que el análisis exacto de una estructura es imposible de realizar, sin embargo, tanto las estructuras como las fuerzas actuantes en ellas se pueden idealizar para así llegar a respuestas aceptables que nos permiten llevar a conclusiones certeras.

2.1.1.2 Fuerzas estructurales

Las fuerzas que actúan en las estructuras también involucran a las cargas que se encuentran aplicadas a estas. Se consideran cargas aplicadas aquellas cargas conocidas como son las cargas de ocupación, peso propio de los elementos, cargas ambientales, entre otras (McCormac, 2010, p.52).

2.1.1.3 Cargas estructurales

Las cargas estructurales pueden clasificarse en tres tipos: cargas permanentes, cargas variables y cargas ambientales. A continuación, se listan las cargas utilizadas basado en McCormac, 2010, p.58,59.

- **Cargas permanentes**

Son cargas de carácter constante en la edificación. Este tipo de carga incluye el peso mismo de la estructura, así como cualquier carga que permanecerá en la edificación como: el peso del piso, cielorraso, tuberías, entre otros.

Las cargas permanentes que actúan en una estructura se estiman en base a los planos de la edificación.

- **Cargas variables**

Las cargas variables como su nombre lo indica, son aquella que pueden variar en el tiempo y posición. Estas cargas incluyen a las cargas generadas por la ocupación de la estructura, cargas de construcción, cargas de servicio.

- **Cargas variables de techo**

Las cargas vivas de techo están influenciadas por su pendiente ya que esta afecta a la cantidad de carga que puede colocarse. Las cargas vivas de techo usualmente se generan debido a labores de mantenimiento por lo que es poco probable que estas ocurran sobre toda su área a la vez.

El anexo A-1 muestra las tablas con las cargas permanentes y variables

- **Cargas ambientales**

Las cargas ambientales en realidad son cargas vivas producidas por el ambiente que rodea a la estructura. Estas incluyen cargas generas por la acción del viento, cambios de temperatura, lluvia, sismo, nieve y ceniza.

- **Cargas por viento**

Las fuerzas eólicas actúan como presiones o succiones sobre las estructuras. Estas fuerzas o cargas no son fáciles de estimar. La norma ASCE 7-22 proporciona las ecuaciones para estimar las presiones que ejerce el viento en

distintas partes del edificio. A nivel nacional estas cargas se determinan según el título IV del RNC-07.

- **Cargas sísmicas**

Las cargas sísmicas difieren a las de viento en su manera de actuar sobre la estructura. Las cargas de viento son proporcionales al área expuesta del edificio mientras que las cargas por sismo son proporcionales a la distribución de masa de la estructura arriba del nivel particular en consideración. La carga por sismo debe tomarse en cuenta aún en zonas con baja actividad sísmica en el análisis y diseño de edificaciones de gran altura y esenciales como hospitales, estaciones de policía y bomberos (McCormac, 2010, p.79).

El diseño para fuerzas sísmicas es de vital importancia para la zona del pacífico nicaragüense. La NSM brinda un mapa de aceleraciones sísmicas del terreno el cual puede encontrarse en el anexo A-2. Este mapa nos presenta las aceleraciones pico estimadas del terreno para las diferentes zonas del país con un periodo de retorno de 475 años.

Los desplazamientos del terreno generan aceleraciones en las edificaciones que producen un desplazamiento diferencial en los niveles del edificio, por lo tanto, los efectos del sismo no son aplicados directamente a las edificaciones por encima de su base, sino que estos son transmitidos a ella al estar conectada al suelo. Las cargas aplicadas en las estructuras deben luego combinarse con las cargas producidas por la acción de los sismos.

El procedimiento acostumbrado para analizar a las estructuras en cuanto a fuerzas sísmicas consiste en representarlas como un conjunto de cargas equivalentes cuya magnitud depende de la distribución de las masas en la edificación, la aceleración del terreno, el sistema estructural y la condición del suelo. Cabe señalar que suelos arcillosos pueden amplificar los movimientos de la roca de los estratos subyacentes.

2.1.2. Clasificación de las estructuras

La NSM en la sección 5.1 lista las formas en cómo se puede clasificar una estructura: según su grupo de importancia, categoría de riesgo, categoría de diseño sísmico, regularidad estructural, material de construcción y sistema estructural (MTI, 2022, p.22).

2.1.2.1 Clasificación por grupo de importancia

La NSM define los grupos de importancia para las edificaciones. Estos grupos de importancia dependen del uso que se le dará a la edificación y a si el fallo de estas puede dar lugar a cuantiosas pérdidas de vida. El Anexo A-4 muestra los grupos de importancia descritos en la NSM.

La tabla 5.1.1 de la NSM muestra la relación entre el grupo de importancia, la categoría de riesgo y el sismo de diseño. Esta tabla puede encontrarse en el anexo A-5.

- **Factor de importancia**

Tabla 1. Factor de importancia

Categoría de Riesgo	I
I	0.75
II	1
III	1.3
IV	1.65

(MTI, 2022, p.23)

El factor de importancia, I, de una estructura proporciona una medida de las consecuencias de las fallas de la estructura en la sociedad. Este número es ascendente, mientras mayor sea el número mayor será la importancia de la edificación. El factor de importancia está relacionado con la categoría de riesgo de la estructura (MTI, 2022, p.23).

2.1.2.2 Clasificación por irregularidad

“Las estructuras deberán clasificarse como regulares o irregulares en cada una de sus direcciones de análisis basado en criterios de su configuración estructural” (MTI, 202, p.27). Estas irregularidades podrían afectar el desempeño de las estructuras y provocar una incursión inelástica no homogénea durante los sismos. Algunas irregularidades pueden introducir demandas que podrían ser subestimadas durante el proceso inicial del análisis. En la misma sección 5.4 la NSM menciona al factor de regularidad en planta y elevación los cuales se utilizan para penalizar al diseño con el fin de tomar en cuentas dichas irregularidades.

La tabla 5.4.1 de la NSM muestra los factores de regularidad en planta y elevación. Ver anexo A-8.

La tabla 5.4.2 de la NSM muestra las tipologías más comunes de irregularidades tanto en planta como elevación. ver anexo A-9.1 y A-9.2.

2.1.2.3 Clasificación por material y sistema estructural

Esta clasificación refleja las características de absorción y disipación de energía de los distintos sistemas estructurales empleados, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes sistemas (MTI, 2022, p. 33).

La clasificación por sistema estructural permite establecer:

- El valor del coeficiente de modificación de respuesta R .
- El material con el cual se construye el sistema.
- El factor de sobrerresistencia, Ω_0 .
- El factor de amplificación de la deflexión, C_d , usado para convertir los desplazamientos elásticos en inelásticos.
- La cantidad máxima de pisos permitida, definidos en términos de su altura en metros.
- Distorsión máxima de piso permitida, γ_{max} .

La NSM lista los sistemas sismorresistentes y sus limitaciones en la tabla 5.5.1, p.34-37. Para cada dirección de análisis el sistema sismorresistente deberá ser clasificado en uno o más de los sistemas mostrados por la norma (MTI, 2022, p.33) Ver anexo A-9.1- y A-9.2.

2.1.3 Sistemas Estructurales

La NSM reconocen cinco tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica (MTI, 2022, p.38).

2.1.3.1 Tipos de Sistemas Estructurales

- Sistemas de muros de carga.
- Sistemas de marcos estructurales.
- Sistemas de marcos resistentes a momento.
- Sistemas duales.

- **Sistemas de muros de carga**

Los muros de carga soportan la mayor parte de las cargas gravitacionales y proporcionan rigidez y resistencia y en plano del muro para resistir las cargas laterales simultáneamente. Para la falta de redundancia para el soporte de las cargas verticales y horizontales hace que los valores de R sean menores en comparación con otros sistemas.

- **Sistema de marcos estructurales**

Las cargas de gravedad se transportan principalmente por un marco en lugar de muros de carga. El porcentaje de carga transportado sobre muros de cara representa un porcentaje relativo pequeño del área de piso o techo.

- **Sistema de marcos resistentes a momento**

Es un sistema estructural en la cual la viga-columna proporciona diferentes niveles de rigidez en su conexión para así proveer resistencia lateral al marco. Estos se clasifican como marcos ordinarios, intermedio y especiales.

- **Sistemas duales**

Es un sistema estructural que tiene un marco especial o intermedio resistente a momento, combinado con muros estructurales o marcos arriostrados.

- **Péndulos invertidos o sistema estructurales con una sola línea resistente**

Son sistemas estructurales en los cuales las cargas gravitacionales y las fuerzas laterales generadas por los sismos son resistidas por una o varias columnas en voladizo, empotrada en su base y más de un 70% de su masa se encuentra concentrada en un solo nivel.

2.1.3.2 Elección y limitaciones del sistema estructural

Elegir el sistema estructural nos permite establecer los coeficientes de reducción de respuesta, el factor de sobrerresistencia y, el coeficiente de amplificación de deflexión (C_d), la distorsión máxima permitida y o requisitos para ser utilizados en las diferentes CDS (MTI, 2022, p.39). El anexo A-3 lista los valores para SMF de concreto reforzado. El factor de sobrerresistencia es la relación entre el cortante basal último que la estructura puede soportar con relación al cortante basal de diseño. C_d , es el coeficiente que transforma los desplazamientos elásticos en inelásticos. El coeficiente de modificación de respuesta, R , reduce la fuerza de diseño sísmico para estructuras con capacidad de respuesta inelástica (McCormac & Brown, 2018, p. D.81)

2.1.4 Factor de comportamiento sísmico del sistema estructural, R_0 .

El valor de R para los distintos sistemas estructurales depende de la ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento en función de cada sistema estructural. El factor deberá ser reducido en caso de presentarse alguna irregularidad en la estructura, (MTI, 2022, p. 49).

$$R_0 = R \times \Phi_p \times \Phi_e \quad \text{Ec 2.}$$

Donde: Φ_p y Φ_e , los factores de regularidad en planta y elevación. El valor de R_0 debe de ser mayor o igual que 1.0

2.1.5 Aceleraciones de diseño

Estas se representan en el mapa de aceleraciones de la NSM. La norma también incluye en sus apéndices una tabla de valores de a_0 , PGA (aceleración pico del terreno por sus siglas en inglés) para un periodo de 475 años. Esta tabla se muestra en el anexo A-3 de este documento. La aceleración pico del terreno es el pico máximo encontrado en un acelerograma en valor absoluto, de un registro obtenido por un acelerógrafo colocado en campo libre.

2.1.5.1 Espectro de respuesta elástica

La NSM, brinda las definiciones para los espectros elásticos y reducidos. El espectro de respuesta elástica representa la máxima respuesta de cualquier sistema lineal y elástico de un grado de libertad, como una función de los valores de sus periodos de vibración para un mismo coeficiente de amortiguamiento cuando están sometidos a movimientos sísmicos. Se establece un espectro normalizado de respuesta elástica de aceleraciones, $A_{(T)}$, en la superficie libre del terreno para aceleraciones horizontales expresada como fracción de la gravedad, correspondiente a un oscilador linear simple con un amortiguamiento de referencia del 5% respecto al amortiguamiento crítico. (MTI, 2022, p. 49).

Ilustración 1: Valores de $A_{(T)}$ para el espectro de la respuesta elástica.

$$A_{(T)} = \begin{cases} A_0 \left[1 + \frac{T}{FS_{T_b} \cdot T_b} (\beta - 1) \right] & 0 \leq T \leq FS_{T_b} \cdot T_b \\ \beta A_0 & FS_{T_b} \cdot T_b \leq T \leq FS_{T_c} \cdot T_c \\ \beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} \cdot T_c}{T} \right)^p & FS_{T_c} \cdot T_c \leq T \leq T_d \\ \beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} \cdot T_c}{T} \right)^p \left(\frac{T_d}{T} \right)^q & T_d \leq T \end{cases}$$

Fuente: (MTI, 2022, p.49)

Donde:

- $A_{(T)}$: Forma del espectro elástico de diseño.

- A_0 : Valor de aceleración del terreno con la influencia del suelo y la importancia de la estructura

$$A_0 = a_0 \times F_{as} \times I \quad \text{Ec 3.}$$

- β : Cociente de la aceleración ($a(\text{meseta})/a_0$). $B = 2.4$
- p, q : son los exponentes que definen la forma del espectro para un periodo de vibración mayor de T_c y T_d respectivamente.

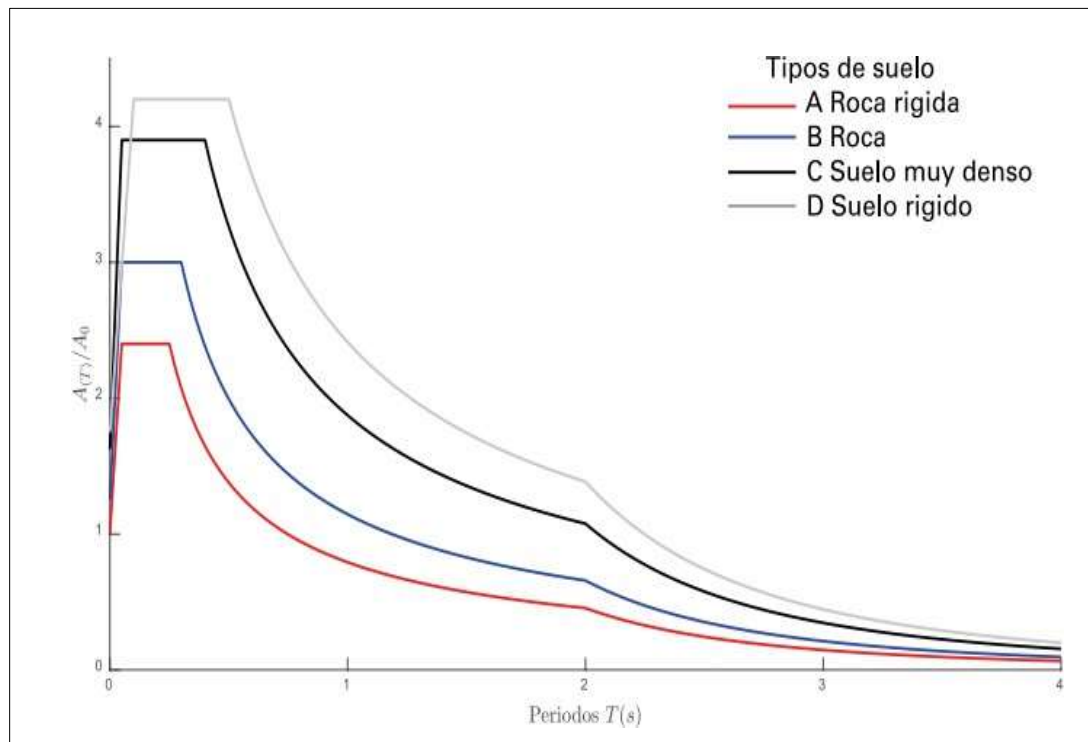
$$p = 0.8, q = 2.$$

- T_b, T_c, T_d : Periodos característicos del espectro de respuesta.

$$T_b = 0.05s \quad T_c = 0.3s, \quad T_d = 2s$$

- I : factor de importancia.

Ilustración: 2 Espectro de diseño elástico normalizado para las distintas zonas sísmicas.



Fuente: (MTI, 2022, p.50).

2.1.5.2 Espectro de respuesta reducido (espectro de diseño)

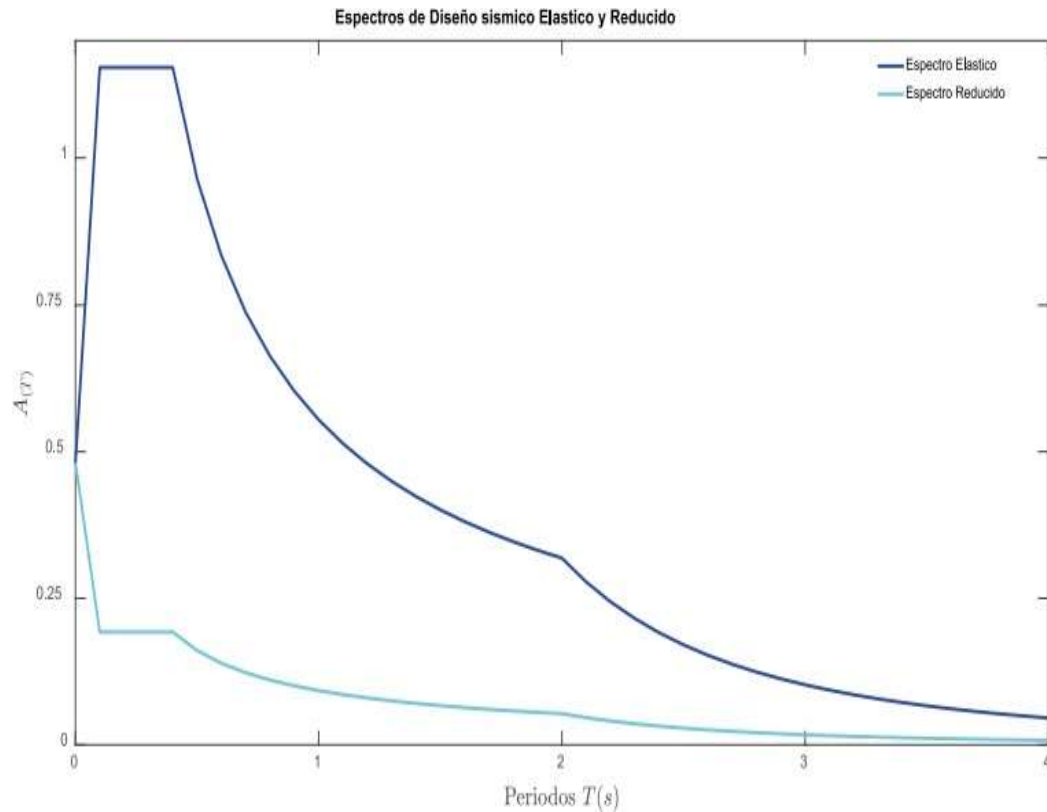
Es un espectro de diseño que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado. Se obtiene a partir del espectro de respuesta elástica. El espectro reducido para diseño resulta al dividir las ecuaciones del espectro de diseño elástico por el factor de comportamiento sísmico $(A_T)/R_0$, excepto para la primera rama ascendente cuyo valor sería:

Ilustración 3: Espectro de diseño reducido para la primera rama ascendente

$$A_{(T)} = \left[\frac{A_0 T}{F S_{T_b} \cdot T_b} \left(\frac{\beta}{R_o} - 1 \right) \right] + A_0$$

Fuente: (MTI, 2022, p.51).

Ilustración: 4 Espectro de diseño elástico y reducido



Fuente: (MTI, 2022, p.51).

2.1.6 Categoría de diseño sísmico

Se debe de asignar una categoría de diseño sísmico (CDS) a las estructuras en base al nivel de amenaza sísmica de la zona donde se encuentren y a la categoría de riesgo. Las zonas sísmicas de Nicaragua se dividen en base a la aceleración pico del suelo (PGA, por sus siglas en inglés) en Z_1 , Z_2 , Z_3 y Z_4 (ver mapa de aceleraciones anexo A-2. La NSM define 4 categorías de diseño sísmico: A, B, C y D. Estas van en orden ascendente siendo la CDS: A, la que no proporciona a la estructura ninguna capacidad de incursión inelástica, y la CDS D proporciona a la estructura una elevada capacidad para incursionar de manera estable en el rango inelástico disipando energía sin pérdida de su capacidad portante (MTI, 2022, p.26).

Los valores de las CDS se asignarán en base a los valores de las aceleraciones pico del suelo de la zona. (MTI, 2022, p. 26).

Tabla 2. Categoría de diseño sísmico

PGA	Categoría de Riesgo	
Valores de a_0 en g	I, II	III, IV
$a_0 \leq 0.1$	A	A
$0.1 < a_0 < 0.15$	B	B
$0.15 \leq a_0 < 0.30$	C	C
$0.30 \leq a_0$	D	D

(MTI, 2022, p.26)

2.1.7 Clasificación de sitio

Los valores de PGA se modificarán basándose en la clase de suelo en el sitio de la estructura. Los valores de la clasificación de sitio son ascendentes, de la A hasta la E en la NSM, siendo la clase de sitio A (roca rígida) la que produce los valores de fuerza de diseño sísmico relativamente baja. Las clases más altas de suelo en el sitio generan fuerzas de diseño sísmico mayores. La NSM en la sección 6.3.1 lista las características de los tipos de suelo. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30m superiores del

perfil para todos los tipos de suelo. Aquellos perfiles que tengas estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándose un subíndice, i , que va desde 1 en la superficie hasta, n , en la parte inferior de los 30m superiores del perfil (MTI, 2022, p.46)

La NSM muestra la tabla por clasificación por tipo de suelo la cual se incluye en el anexo A-5 de este documento.

2.1.7.1 Factor de amplificación vertical por tipo de suelo

Una vez asignada la clase de suelo en el sitio, se determina el coeficiente de amplificación vertical por tipo de suelo F_{as} . La NSM muestra en la sección 6.4 los valores de F_{as} para las 4 zonas sísmicas de país, así como los valores de ajuste espectral por comportamiento de los suelos. Ver anexo A-6.

2.1.7.2 Factor de ajuste espectral por comportamiento de los suelos FS para T_b y T_c .

“Este factor ajusta los valores del periodo que definen la meseta del espectro de diseño, en el cual toma en cuenta el incremento en la abscisa del espectro de respuesta debido a la pérdida de rigidez del suelo” (MTI, 2022, p. 48), T_b (0.05s) y T_c (0.3s) son valores de frontera, donde T_b sería el periodo de inicio de la meseta y T_c sería el periodo inicial del espectro en la rama de velocidad constante.

El anexo A-7 muestra la tabla de valores para FS.

2.1.8 Periodo fundamental

El periodo fundamental (T) comprende el tiempo requerido para que el edificio ejecute un ciclo completo de movimiento. Este depende de la masa y rigidez de la estructura. Para efectos prácticos la NSM en la sección 8.2.1.5 permite el uso del periodo fundamental aproximado de la estructura (T_a) el cual puede ser calculado mediante la ecuación:

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad \text{Ec. 2 (ASCE, 2016, p.102)}$$

Donde: h_n es la altura de la estructura en metros y los coeficientes C_t y x son los valores mostrados en la tabla El periodo de la estructura se utilizará para el cálculo

del coeficiente sísmico. El periodo que se utilizará será el valor menor entre el periodo fundamental de la estructura y el producto del coeficiente para el límite superior del período máximo calculado (C_u) por el periodo aproximado (T_a). Los valores de C_u se muestran en el anexo A-10.

2.1.9 Peso sísmico efectivo de un edificio

El peso específico de un edificio, W , incluye la carga permanente total de la estructura de la estructura más una fracción de las variables. La NSM en la define el peso sísmico efectivo como:

$$W = CM + 0.15CV \quad \text{Ec.3 (MTI, 2022, p.81).}$$

Donde: CM es la carga permanente total y CV es la carga variable en función del uso de la estructura.

2.1.10 Diafragmas

A como lo define la NSM, el diafragma “es la parte de la estructura generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema resistente a sismos” (MTI, 2022, p.9). Se entiende por diafragma a cualquier sistema de techo o entrepiso en la estructura. El diafragma y los elementos que lo conectan al sistema resistente a carga lateral deben estar en capacidad de transmitir las fuerzas horizontales en las dos direcciones ortogonales más la torsión en dicho nivel. (ibidem, p.99).

Los tipos de diafragmas pueden ser rígidos y flexibles.

2.1.10.1 Diafragma flexible

Un diafragma flexible es aquel diafragma que solo tiene la capacidad de transmitir las fuerzas de corte directo tangenciales al plano del diafragma (ibidem, p.9).

Ejemplos de diafragmas flexibles son los sistemas de pisos de madera y techos con forro inferior de madera que estén debidamente unidos en toda su longitud a los elementos verticales resistentes a las cargas verticales. (ibidem, p.99).

2.1.10.2 Diafragma rígido

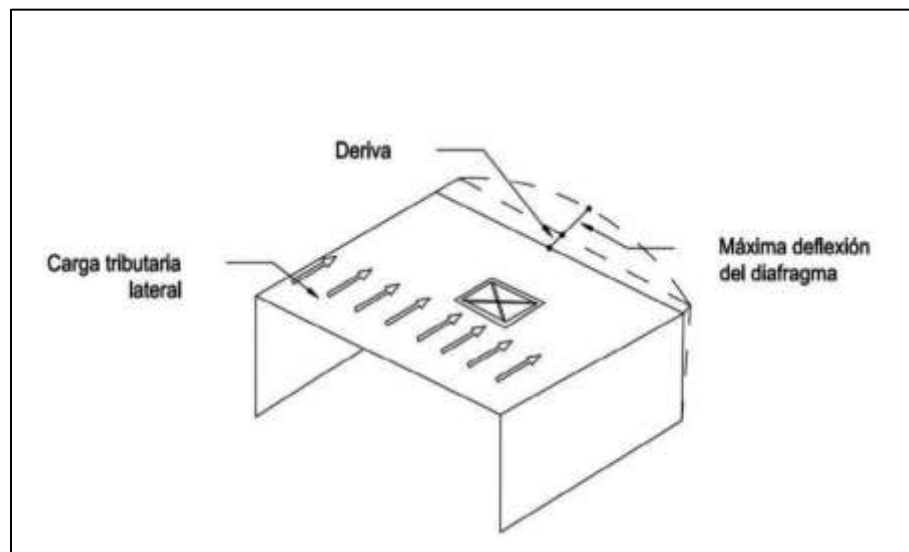
La NSM define, “un diafragma que tiene suficiente rigidez para poder transmitir de manera uniforme los desplazamientos en todos los puntos que la componen”. (ibidem, p.9). Se deberá modelar para que en su plano describa dos grados de libertad traslacionales y ortogonales y un grado de libertad alrededor de un eje normal de dicho plano que describa su rotación. (ibidem, p.99).

Ejemplos de diafragmas rígidos:

- Losas de concreto reforzado con espesores no menores a 5 cm.
- Losas compuestas metal deck llenas de concreto.
- Losas aligeradas y losas nervadas.

Para clasificar que un diafragma sea rígido se deberá cumplir con:

Ilustración 5 Flexibilidad del diafragma



Fuente: (MTI, 2022, p.101).

- Si, $\delta_{MDD}/\Delta_{ADVE} > 2$, entonces el diafragma es flexible.

- Si, $\delta_{MDD}/\Delta_{ADVE} \leq 2$. entonces el diafragma es rígido.

Donde:

δ_{MDD} = máxima deflexión del diafragma.

Δ_{ADVE} = Promedio de la deriva de piso del diafragma.

2.1.11 Métodos de análisis sísmicos

La NSM menciona que se debe seleccionar el método de análisis adecuado para determinar la respuesta sísmica de la estructura en términos de: desplazamientos, deformaciones, fuerzas y sollicitaciones sobre los elementos estructurales que se utilizarán para su diseño. Los análisis se pueden dividir principalmente en lineales elásticos o no lineales. Dependiendo de la configuración estructural de la edificación, materiales o tecnologías utilizadas, se requerirá de análisis de distintos grados de complejidad. La NSM define que, en los análisis lineales elásticos, se estudia la respuesta de la estructura ante demandas estáticas y/o dinámicas considerando solo las propiedades elásticas de los materiales y teoría de pequeñas deformaciones y desplazamientos. Por otro lado, en análisis no-lineales se estudia la respuesta de las estructuras ante demandas estáticas y/o dinámicas considerando el comportamiento debido a efectos de fluencia, fisuración, rotura y fatiga, entre otros, así como consideraciones de grandes desplazamientos y/o grandes deformaciones y no-linealidad geométrica. (MTI. 2022, p. 79).

Los métodos de análisis contemplados por la NSM son:

- Lineales:
 - Método de la fuerza lateral equivalente (FLE).
 - Método dinámico modal espectral (DME).
- No Lineales:
 - Método de análisis estático no lineal.

- Método de análisis inelástico de respuesta en el tiempo.

Los reglamentos de construcción en general aceptan que las estructuras tienen un comportamiento elástico lineal y que podrá emplearse el método DME de análisis sísmico, que requiere del cálculo de periodos y modos de vibrar. Con ciertas limitaciones, se puede emplear el método estático de análisis sísmico que no toma en cuenta los modos de vibrar de la estructura (Bazán & Meli, 1999, p.199).

Los métodos FLE y DME fueron utilizados para el análisis sísmico de la estructura de nuestro estudio.

2.1.11.1 Método de la fuerza lateral equivalente (FLE)

En este procedimiento se calculan las cargas estáticas equivalentes para estimar el efecto de las fuerzas sísmicas dinámicas. El método FLE, supone que las estructuras tienen una respuesta elástica a las cargas sísmicas, pero su respuesta es realmente inelástica durante un sismo de diseño. (McCormac, 2010, p.81). Se estima una fuerza cortante basal a través de ecuaciones empíricas las que se basan en las propiedades de la estructura y el movimiento esperado del suelo en el sitio. Las fuerzas cortantes encontradas por el FLE se distribuyen en los diferentes niveles de la edificación y se colocan al nivel de entrepiso.

▪ Limitaciones del FLE

El método FLE tiene limitaciones en su aplicación las cuales se abordan en la NSM en la sección 8.2.1.1.

- Para el análisis de estructuras regulares de altura no mayor a 12m.
- Para estructuras Irregulares no mayores a 6m.
- Para la zona Z1 los limites anteriores se amplían a 24m y 12m respectivamente.
- No es válido para estructuras del tipo III y IV o que tengan irregularidad extrema.

- No se podrá usar para estructuras con diafragma flexible.
- No se podrá utilizar para suelos clasificados como tipo E.

2.11.1.2 Coeficiente sísmico

Como índice de la acción sísmica de diseño se emplea el coeficiente sísmico, C_s , que representa el coeficiente de cortante basal, el cual define la fuerza cortante horizontal estática V_b , que actúa en la base del edificio como una fracción del peso total del mismo, W . (Bazán & Meli, 1999, p.43).

La NSM, muestra las ecuaciones para calcular el C_s en base al periodo de la estructura.

Ilustración 6: Ecuaciones para el cálculo de C_s

$$C_s = \begin{cases} \frac{\beta A_0}{R_o} & 0 \leq T \leq FS_{T_c} \cdot T_c \\ \frac{\beta A_0}{R_o} \left(\frac{FS_{T_c}}{T} \right)^p & FS_{T_c} \cdot T_c \leq T \leq T_d \\ \frac{\beta A_0}{R_o} \left(\frac{FS_{T_c}}{T} \right)^p \left(\frac{T_d}{T} \right)^q & T_d \leq T \end{cases}$$

Fuente: (MTI, 2022, p.81). Ecuaciones 4,5 y 6.

FS: “Factor de ajuste espectral para T_b y T_c (FS_{T_b} , FS_{T_c}) ajustan la meseta del espectro” (MTI, 2022, p.17).

- **Coeficiente sísmico mínimo y máximo**

El valor de coeficiente mínimo de la NSM está basado en la ecuación 12.8-6 de la norma ASCE7-16, el cual aplica para sitios con fallas sísmicas cercanas, donde el efecto de tipo pulso generado por el fallamiento, puede incrementar la demanda en periodos largos. $C_{s_min} = FS_{T_c} \times \beta \times A_0 / (2R_o)$ Ec. 5. (MTI, 2022, p.82).

El coeficiente sísmico se calculará para el periodo con el menor valor entre T (periodo fundamental) y el producto de C_u por T_a . Como una alternativa al análisis para la determinación del periodo fundamental, se permitirá usar directamente el periodo fundamental T_a . (NSM, 2022, p.82)

Tabla 3. Coeficiente para el límite superior del periodo máximo calculado.

$Fas \times a_0$	Cu
≥ 0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Fuente: (MTI, 2022, p.82)

2.11.1.3 Cortante basal

El cortante basal de diseño para cargas laterales, aplicadas en la base de la estructura, es el resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción. El cortante de piso es la sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado. (MTI, 2022, p.9)

La NSM provee la ecuación para el cálculo del cortante estático calculado utilizando el método FLE.

$$V_b = C_s \times W \quad \text{Ec.7 (MTI, 2022. p.81)}$$

Donde:

- V_b : es el cortante estático.
- C_s : el coeficiente sísmico.
- W : el peso sísmico efectivo.

2.11.1.4 Distribución vertical de la fuerza sísmica.

Una vez determinadas las fuerzas sísmicas que actúan en cada piso de un edificio, tenemos que distribuirlas entre los diferentes elementos resistentes verticales

(marcos y/o muros y/o contravientos) (Bazán & Meli, 1999, p.212).

Según la NSM, en estructuras bajas, en que el primer modo de vibración es el predominante, comúnmente es usada una ley de triángulo invertido. La fuerza sísmica lateral F_x , inducida en cualquier nivel será determinada con la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} \times V_b \quad \text{Ec.8 (MTI, 2022, p.85)}$$

Ilustración 7 Coeficiente de distribución vertical de la fuerza cortante

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k}$$

Fuente: (Ibidem, p.84). Ec.9

Donde:

C_{vx} : Coeficiente de distribución vertical de la fuerza cortante.

V_b : fuerza lateral total de diseño o cortante basal de la estructura.

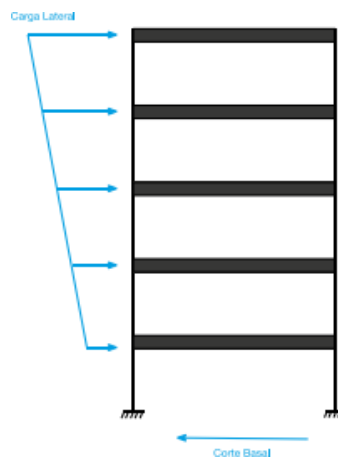
w_i y w_x : porción del peso sísmico efectivo de la estructura W , localizado o asignado al nivel i o x .

h_i y h_x : Altura desde la base al nivel i o x .

k : Exponente relacionado al periodo de la estructura.

K : es igual a 1 para $T \leq 0.5$ s, K : igual 2 para $T \geq 2.5$ s.

Ilustración 8: Distribución triangular de la fuerza vertical



Fuente: (MTI, 2022, p.84).

2.11.1.5 Distribución de las fuerzas horizontales

El cortante de diseño sísmico, V_b , en cualquier piso, V_x , será determinado según la siguiente ecuación.

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad \text{Ec.8 Fuente: (Ibidem, p.85).}$$

F_i es la porción del cortante sísmico basal inducido en el nivel i .

2.11.1.6 Efectos bidireccionales

La NSM requiere que la estructura se analice tomando en cuenta los efectos bidireccionales del movimiento del terreno con una combinación absoluta del 100% de los efectos del componente que actúa en esa dirección y el 30% de los efectos perpendicularmente a ella, tomando en cuenta los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

$$E_h = E_x \pm 0.3E_h \quad \text{Ec.9 (Ibidem, p.86).}$$

$$E_h = 0.3 E_x \pm E_h \quad \text{Ec.10 (Ibidem, p.86).}$$

2.11.2 Método Dinámico Modal Espectral

El método DME permite efectuar el análisis sísmico de estructuras resolviendo las ecuaciones de movimiento, tomando en cuenta no sólo la rigidez, a como se realiza en el análisis estático, sino que también se toma en cuenta las propiedades inerciales y de amortiguamiento de la estructura. Por lo tanto, el análisis DME es más preciso ya que incorpora explícitamente información ignorada, o a la sumo, indirectamente considerada en el análisis estático (Bazán & Meli, 1999, p.238).

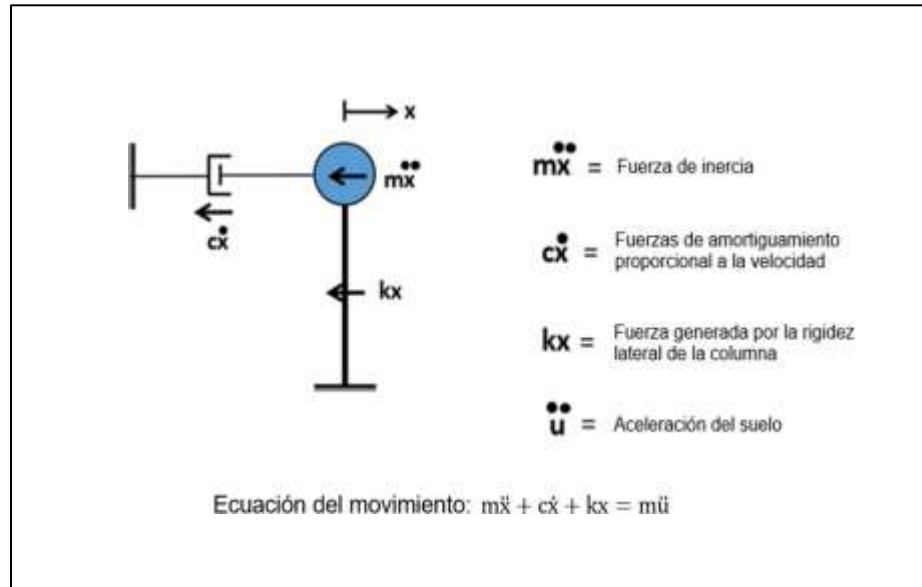
La respuesta dinámica de una estructura de n grados de libertad acoplados ante cargas sísmicas, es representada por la respuesta de n osciladores de un grado de libertad, caracterizados cada uno de estos por una forma modal y un periodo de vibración. (MTI, 2022, p. 86).

2.11.2.1 Conceptos básicos de dinámica estructural

▪ Oscilador simple

Un oscilador simple es un sistema idealizado el cual consiste en una barra y una masa en la parte superior empotrada a su base. Ver ilustración 9.

Ilustración 9: Oscilador Simple



Fuente: (Bazán & Meli, 1999, p.100)

Si al oscilador simple se le aplica una fuerza en su base, este comenzará a oscilar, por lo que la masa se acelerará. Durante el intervalo de tiempo que la masa se esté acelerando esta experimentará fuerzas internas: la fuerza inercial de la masa ($m\ddot{x}$), la fuerza de la rigidez de la barra (kx), y la fuerza producida por la fricción del roce interno de los materiales opuesta al movimiento del oscilador. Esta fuerza que regresa al sistema al equilibrio se representa como un amortiguador $\text{---}|$, cuya magnitud es igual a $c\dot{x}$, la que es proporcional a la velocidad con la que se mueve el sistema. El valor de $\ddot{u}$ es la aceleración del suelo la que obtenemos de los acelerogramas.

▪ Acelerograma

La NSM define los acelerogramas como una serie temporal o cronológica de valores de aceleraciones que se han registrado durante un sismo (MTI, 2022, p.7)

Si se resuelve la ecuación diferencial del movimiento para diferentes osciladores con un valor de c igual al 5% del amortiguamiento crítico (amortiguamiento en el cual se desplaza un oscilador y regresa al equilibrio sin oscilar), con diferentes valores de rigideces y periodos, podemos obtener una función del desplazamiento horizontal, x , con respecto al tiempo para cada oscilador. Al derivar esta función

del desplazamiento podemos obtener la función de la velocidad y aceleración con respecto al tiempo. Al registrar la máxima aceleración que obtuvieron esos osciladores para un mismo acelerograma podemos obtener una gráfica del espectro de respuesta. Ver ilustración 4.

Desde el punto de vista dinámico, interesan los grados de libertad en los que se generan fuerzas de inercia significativas; es decir, fuerzas iguales a masa por aceleración o momento de inercia por aceleración angular.

2.11.2.2 Modos de vibración.

Dado que en el análisis modal espectral requiere del cálculo de frecuencias y modos de vibrar de la estructura, es imperativo conocer cuál es la contribución de cada modo de vibrar en la respuesta de la estructura; esto se traduce en una medida de que tanto contribuye el modo n en el sistema cuando este es sometido a fuerzas y desplazamientos. Utilizando el espectro de respuesta de la zona sísmica de referencia, se realiza el cálculo de la respuesta modal para cada uno de los modos de vibrar. Para el caso del primer modo se utiliza la pseudoaceleración correspondiente al primer periodo o periodo fundamental de la estructura, con este valor se calcula la aceleración espectral y el desplazamiento relativo del primer modo. Así mismo, se calcula el vector desplazamiento, el vector fuerza y el cortante en la base del modo 1. Este procedimiento se repite para cada uno de los modos teniendo en cuenta el valor de la pseudoaceleración del espectro de respuesta y el período asociado a cada modo de la estructura. (Bazán y Meli, 1999, p.100).

Para cada uno de estos osciladores se determinan las máximas respuestas modales ante la carga sísmica de acuerdo con un espectro de respuesta, los que posteriormente se combinan para determinar la respuesta dinámica de la estructura.

Al método DME se le aplican los factores de reducción, R_o , para incorporar los efectos de disipación de energía y no-linealidad que experimentará la estructura durante un evento sísmico y se limita el corte de diseño a un valor mínimo que

muchas veces es una fracción del corte obtenido con el análisis estático equivalente (Ibidem, p.86).

2.11.2.3 Métodos de combinación modal (SRSS y CQC)

Estas metodologías de combinación generan la pérdida de los signos en los esfuerzos y desplazamientos, por lo que cualquier operación matemática entre éstos (por ejemplo, restar los desplazamientos de entrepiso para obtener la deriva) debe ser realizada modal y posteriormente combinada con CQC u otro método, no sobre los valores ya combinados. (ibidem, p.86)

La función principal de los métodos de combinación modal es determinar de forma correcta los desplazamientos, fuerzas y cortantes máximos probables de cada nivel de la estructura que se utilizan para calcular las derivas.

- SRSS: corresponde a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, este método no considera el signo de las respuestas

$$SRSS = \sqrt{R_1^2 + R_2^2 + \dots + R_n^2} \quad \text{Ec.12 (Chopra, 2014, p.563)}$$

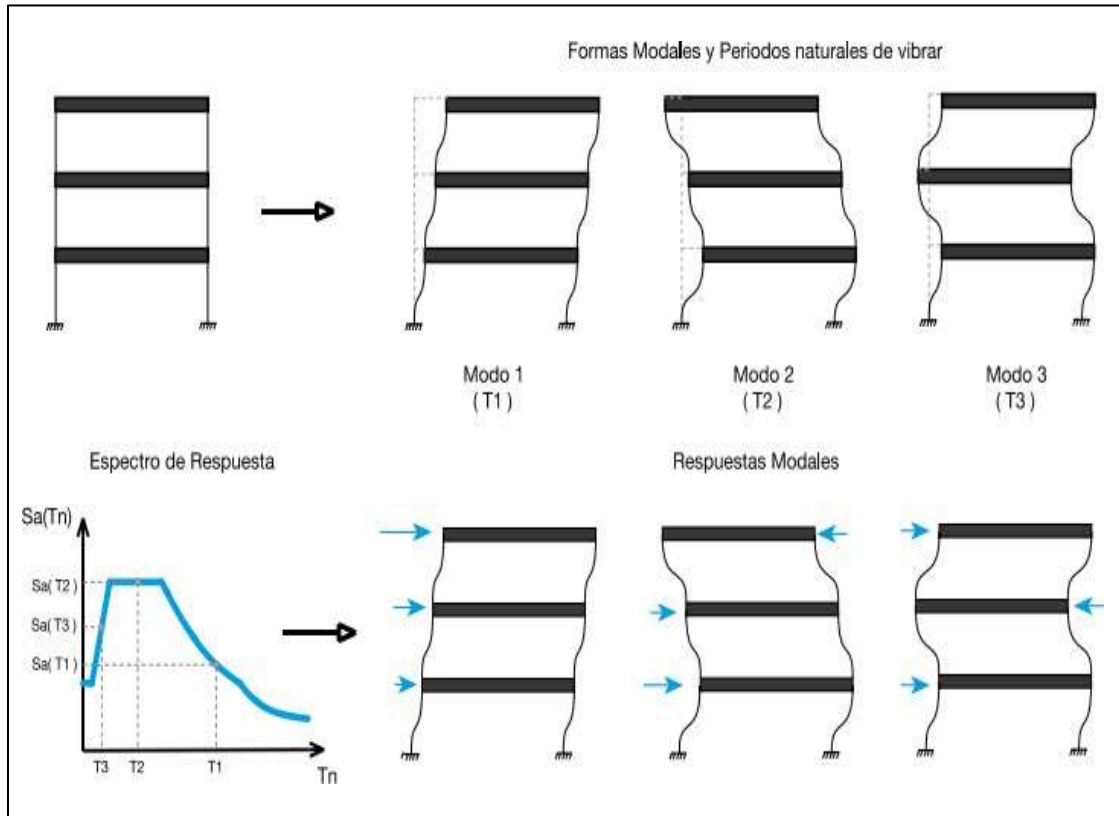
- CQC: El método de la combinación cuadrática completa considera la interacción de los diferentes modos el efecto combinado se reduce por un coeficiente de correlación modal (ξ). Este método es menos conservador que el método SRSS.

$$CQC^2 = R_1^2 + 2\xi R_1 \times R_2 + R_2^2 \quad \text{Ec.13 (Chopra, 2014, p.563)}$$

2.11.2.4 Número de modos

La NSM manda a realizar un análisis para determinar los modos naturales de vibración de la edificación. El análisis incluirá el número suficiente de modos de vibración de manera que se alcance por lo menos la participación modal del 90% de la masa sísmica en cada dirección horizontal ortogonal. (ibidem, p.87).

Ilustración 10 : Análisis modal espectral



Fuente: (ibidem, p.87)

2.11.2.5 Parámetros de respuesta modal

El valor de cada parámetro de diseño de interés, incluyendo derivas de piso, reacciones en apoyos y fuerzas en elementos individuales para cada modo de respuesta, serán calculados usando las propiedades de cada modo y el espectro de diseño, dividido por R_0 / I . El valor de los desplazamientos y derivas deberá ser multiplicado por C_d/I (ibidem, p.87).

2.11.2.6 Efectos bidireccionales.

Para el análisis modal espectral, la estructura se analizará bajo los efectos horizontales del movimiento del terreno simultáneos con una combinación por el método SRSS. (ibidem, p.88).

$$E = \sqrt{\sum E_{x,y}} \text{ Ec. 14 (ibidem, p.88).}$$

2.3.2.6 Parámetros de respuesta combinada

Cada parámetro de diseño interés calculado para los distintos modos deberá ser combinado utilizando el método CQC. (ibidem, p.88).

2.11.2.7 Cortante basal modal

EL cortante basal V_t se calculará mediante las combinaciones modales en cada una de las direcciones horizontales ortogonales (ibidem, p.88).

2.11.2.8 Escalado de fuerzas

Cuando la respuesta combinada para el cortante basal modal V_t resulte menor que el 100% del cortante basal V_b se deberá corregir V_t incrementando las fuerzas mediante el factor de escala.

Factor de escala = V_b / V_t Ec. 15 (ibidem, p.88).

2.1.12. Efecto P-Δ

La NSM define el efecto P- como: “efecto secundario producido por las cargas verticales y los desplazamientos laterales, sobre las sollicitaciones en los miembros de la estructura deformada” (ibidem, p.9).

Los efectos P- Δ se deberán tomar en cuenta en las dos direcciones principales de la estructura para determinar el factor de incremento y la evaluación de la estabilidad global de esta. Cuando el coeficiente de estabilidad (θ) expresión sea igual o menor que 0.1 no será necesario hacer un análisis P-Δ (ibidem, p.103).

Donde:

$$\theta = \frac{P_i \Delta_i l}{V_i h_i C_d} \text{ Ec. 16 (ibidem, p.103).}$$

Donde:

θ = coeficiente de estabilidad.

P_i = Suma de la carga vertical sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la carga viva del piso i y todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i = deriva del piso i

I = factor de importancia.

V_i = Cortante sísmico del piso i .

h_i = altura del piso i .

C_d = Coeficiente de deflexión

El coeficiente de estabilidad no debe ser mayor que

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta_{pd} * C_d} \leq 0.25 \quad \text{Ec. 17 (ibidem, p.103).}$$

Siendo β_{pd} la relación entre la demanda y la capacidad a cortante para el piso entre los niveles i y $i-1$. Conservadoramente esta relación puede tomarse igual a 1.

Cuando el coeficiente de estabilidad es mayor que 0.10 y menor o igual que θ_{max} , el incremento relacionado a los efectos P- Δ sobre los 1 desplazamientos y fuerzas será determinado por un análisis racional. Alternativamente, se permite multiplicar los desplazamientos y fuerzas por $1/(1-\theta)$. Cuando θ es mayor que θ_{max} , la estructura es potencialmente inestable y debe ser rediseñada. (ibidem, p.103).

2.1.13 Amplificación por Momento Torsional Accidental

Cuando en una estructura existen irregularidades torsionales del tipo 1 la NSM menciona que:

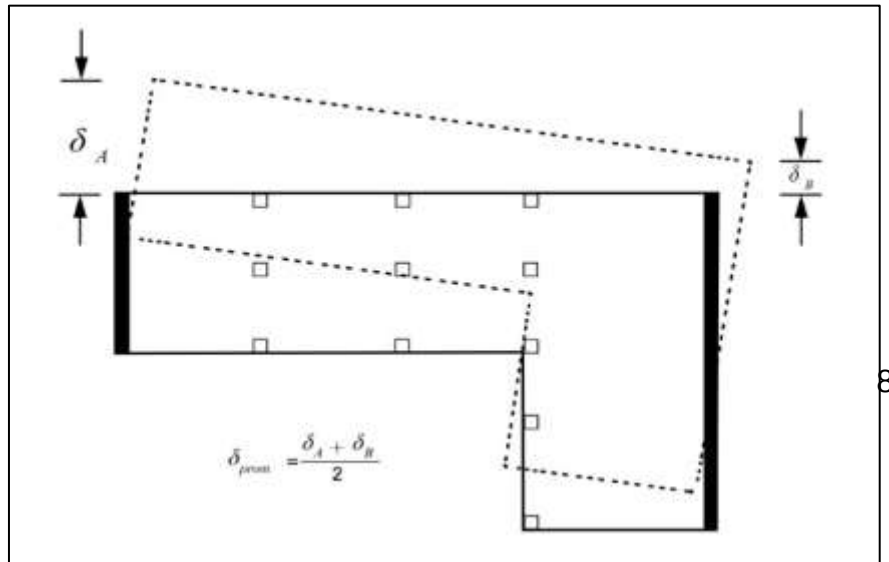
Para estructuras con categoría de diseño sísmico C y D y cuando existan irregularidades torsionales en planta (Tipo 1), los efectos deben ser considerados incrementando la torsión accidental en cada nivel mediante un factor de amplificación A_x , calculado con la siguiente expresión:

$$1.0 \leq A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{\delta_{prom}} \right)^2 \leq 3.0 \quad \text{Ec.18}$$

A_x : Factor de amplificación torsional.

δ_{prom} = Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel i .

δ_m Ilustración 11: Factor de amplificación torsional, A_x



Fuente: (ibidem, p.105).

2.1.14 Determinación de la deriva de piso

Las derivas de piso (Δ_i) serán calculadas como la diferencia de los desplazamientos en los centros de masa superior e inferior del piso i , en consideración. Cuando los centros de masa no estén alineados verticalmente, se calculará el desplazamiento inferior del piso basado en la proyección vertical del centro de masa superior.

$$\Delta_i = \delta_{i+1} - \delta_i \quad \text{Ec.19 (ibidem, p.107).}$$

El desplazamiento en un nivel i (δ_i), usado para calcular la deriva de piso Δ_i , se determinará de acuerdo con la siguiente ecuación:

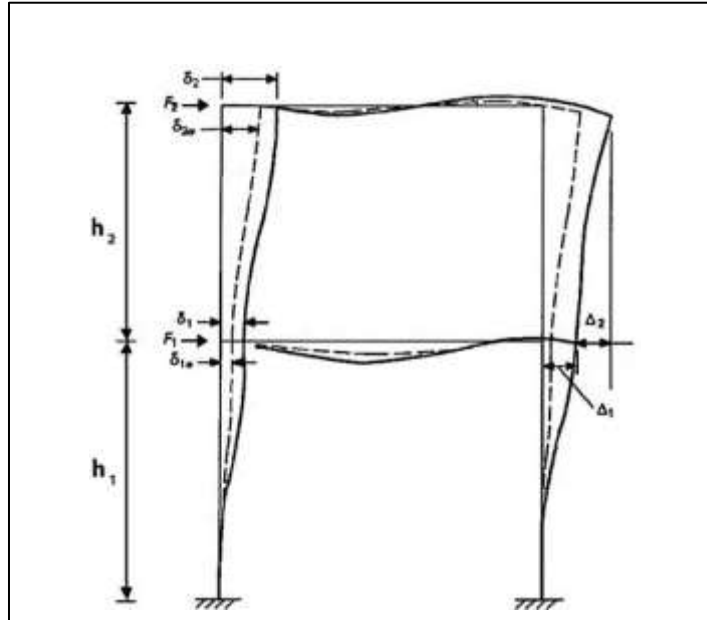
$$\delta_i = C_d \times \delta_{ie} / I \quad \text{Ec. 20 (ibidem, p.108).}$$

C_d : Coeficiente de deflexión.

δ_{ie} : Desplazamiento lateral elástico en un punto del nivel i calculado con el espectro de diseño que incluye el coeficiente de reducción de respuesta.

I: Factor de Importancia.

Ilustración 12: Determinación de la Deriva de Piso



Fuente: (ibidem, p.109).

Donde:

Δ_i : Deriva de Piso.

$$\Delta_i/h_i = \gamma_i$$

δ_x : Desplazamiento Total.

i : Nivel bajo de consideración.

2.2 Diseño estructural

A como lo mencionan (McCormac & Brown, 2018), el diseño de las estructuras de concreto reforzado es abordado por las disposiciones generales de diseño del código ACI 318-19 y también por las disposiciones especiales de diseño sísmico del capítulo 18 del mismo código. Las estructuras de concreto reforzado

diseñadas y detalladas de acuerdo con el ACI 318-19 están pensadas para resistir terremotos sin colapso estructural, (A-D, p.9).

2.2.1 Métodos de diseño

En la actualidad existen básicamente dos métodos de diseño, el diseño por esfuerzos admisibles ASD (por sus siglas en inglés) y el diseño a la rotura o por resistencia última (LRFD) (Harmsen, 2019, p.25).

Como lo menciona Harmsen (2019), el diseño por esfuerzos admisibles parte de la hipótesis de que es posible predecir la distribución de esfuerzos en el acero y el concreto, al ser estos sometidos a cargas de servicio. Asume un comportamiento elástico en ambos materiales. El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los valores admisibles que son una fracción de la resistencia del concreto y de la resistencia a la fluencia del acero. En el diseño de estructuras es importante considerar el tipo de falla, dúctil o frágil, que presentaría un elemento bajo determinadas solicitaciones y, en la medida de lo posible, orientar la falla según sea conveniente, lo que el método ASD no considera y tampoco determina la carga que ocasiona la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido.

El diseño por resistencia última (LRFD) se fundamenta en la predicción de la carga que ocasionaría la falla del elemento en estudio y analiza el modo de colapso de este. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y el concreto y, por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de los elementos de la estructura. (p.26).

2.2.2 Código ACI 318-19.

El código de referencia internacional para el diseño de edificaciones de concreto reforzado es el publicado por el ACI, “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318)”, con su más reciente publicación en el 2019.

El MTI (2022) en la NSM sección 5.5 menciona que para el detallado de los sistemas estructurales se debe utilizar los documentos CR-001 (2017) y el ACI 318 en su última edición (p.33).

El ACI hace énfasis en el método de diseño LRFD e introduce el factor de seguridad en el diseño a través de dos mecanismos: amplificación de las cargas de servicio y reducción de la resistencia teórica de los elementos. El ACI clasifica las cargas en: permanentes, sobrecarga, sismo, viento, etc. y propone expresiones para calcular la carga última (combinaciones de carga) de diseño que es la suma de las diversas cargas actuantes en la estructura afectadas por un factor de amplificación, el cual pretende mostrar la probabilidad que existe de que la carga estimada sea superada en la realidad.

El ACI propone la reducción de la resistencia teórica de los elementos y así incrementar la seguridad del diseño. La naturaleza misma del concreto estructural y su procedimiento de elaboración generan una resistencia real diferente a la calculada en papel. Los factores de reducción de resistencia toman en cuenta esta incertidumbre y así poder predecir el valor real de la resistencia nominal probable de los elementos.

2.2.3 Combinaciones de cargas

Una estructura debe diseñarse para resistir los efectos combinados de los casos de carga. El MTI (2022) a través de la NSM brinda las combinaciones de cargas básicas para el diseño por resistencia. Las estructuras, componentes y cimientos deben diseñarse de manera que su resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones. Se deben considerar los efectos de una o más cargas que actúan (p.67).

No es necesario considerar que las cargas de viento y sísmicas actúan simultáneamente (ibidem, p.68).

2.2.3.1 Combinaciones Básicas LRFD

La resistencia requerida, U , deberá ser igual o mayor que las cargas amplificadas que se indican a continuación

$$1. U = 1.4C_M + H \quad \text{Ec.19}$$

$$2. U = 1.2C_M + 1.6C_V + 0.5C_{VT} + C_{CV} + H \quad \text{Ec. 20}$$

$$3. U= 1.2CM+1.6(CVT \text{ o } C_{CV}) +(CV \text{ o } 0.5V) +H \quad \text{Ec. 21}$$

$$4. U= 1.2CM+V+CV+0.5(CVT \text{ o } C_{CV}) +H \quad \text{Ec. 22}$$

$$5. U= 0.9CM+V+H \quad \text{Ec. 23}$$

$$6. U= 1.2CM+E_v +E_h +CV+0.2C_{CV}. \quad \text{Ec. 24}$$

$$7. U= 0.9CM - E_v +E_h. \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

CM= Carga permanente, peso propio de estructura y carga adicional a la estructura que es fija o tenga carácter permanente (equipos, acabados, fachadas etc.).

CV= Carga variable.

C_{VT} = Carga variable de techo.

C_{CV} = Carga por Ceniza Volcánica (ver mapas de riesgo de INETER).

H= Empuje del suelo, presión lateral del agua o presión de material almacenado.

V= Carga por Viento.

E_v = Carga sísmica componente vertical del sismo.

E_h =Carga sísmica componente horizontal del sismo, considerando el efecto bidireccional.

Los apéndices A-1.1 y A- 1.2 muestran las cargas variables y permanentes listadas en la NSM.

▪ **Cálculo del efecto de la carga sísmica**

La estructura debe incluir completamente sistemas de resistencia a la fuerza lateral y vertical para resistir las fuerzas sísmicas de diseño, en combinación con otras cargas. La Fundación de la estructura debe estar diseñada para adaptarse a las fuerzas desarrolladas producto de todas las combinaciones mencionadas en el reglamento. Todos los miembros de la estructura, incluidos los que no forman

parte del sistema de resistencia a la fuerza sísmica, deben diseñarse utilizando los efectos de carga sísmica a menos que esté exento de otra manera por esta norma. Los efectos de la carga sísmica generan en los elementos esfuerzos axiales, cortantes y de flexión, resultantes de la aplicación de fuerzas sísmicas horizontales y verticales. Dónde sea requerido, los efectos de la carga sísmica incluirán la sobrerresistencia, según lo establecido adelante en la sección correspondiente.

El efecto de carga sísmica, E , se determinará de acuerdo con lo siguiente: Para usar en la combinación de carga 6 o las combinaciones 8, 9, 8a y 9^a.

$$E = E_h + E_v \quad \text{Ec. 26}$$

Para usar en la combinación de carga 7 o carga combinación 10 a 10a e

$$E = E_h - E_v. \quad \text{Ec.27}$$

Donde:

E = efecto de carga sísmica.

E_h = efecto de fuerzas sísmicas horizontales.

E_v = efecto de las fuerzas sísmicas verticales

El efecto de carga sísmica horizontal, E_h , se determinará de acuerdo con la ecuación:

$$E_h = QE \text{ Donde: } QE = \text{Cortante sísmico basal.}$$

El efecto de la carga sísmica vertical E_v se determinará con la siguiente fórmula:

$$E_v = 0.2 \times a_0 \times F_{as} \times CM$$

Donde: $a_0 \times F_{as}$ = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño a periodos cortos obtenidos de la sección correspondiente. CM = carga permanente.

2.3.4 Reducción de resistencia

El ACI 318-19 en la sección 21.2. muestra los factores de reducción de resistencia, ϕ para diversas solicitaciones.

- 0.9 para losas y vigas controladas por tensión.
- 0.75 para cortante y torsión en vigas.
- 0.65 a 0.75 para columnas
- 0.65 o 0.75 a 0.9 para columnas que sustentan cargas axiales muy pequeñas
- 0.65 para soporte en concreto.

EL anexo A-11 muestra la gráfica para los factores de reducción de resistencia.

2.3.4 Requerimientos de diseño

A continuación se muestran los requerimientos de diseño en base a las disposiciones del ACI 318-19, capítulo 18.

2.3.4.1 Requerimientos para losas reticuladas en dos direcciones.

El CR-001 lista los requerimientos para losas reticulares no presforzadas en dos direcciones. (MTI, 2017b, p.59). El anexo A-11 muestra la forma típica de este tipo de losas.

- Las losas reticulares deben estar formadas por una combinación monolítica de nervios regularmente espaciados y una loseta superior, trabajando el conjunto en dos direcciones ortogonales.
- El ancho de los nervios no debe ser mayor a 10cm.
- La altura de la losa en dos direcciones no debe ser mayor a 3.5 veces el ancho de los nervios.
- El espaciamiento libre entre los nervios no debe ser mayor a 75 cm.
- La loseta no debe tener un espesor menor a 5cm.

2.3.4.2 Requerimientos para el sistema resistente a solicitaciones sísmicas.

El diseño sísmico de las estructuras de concreto reforzado está abordado por las disposiciones especiales del capítulo 18 del código ACI 318. Las estructuras y detalladas de acuerdo con el ACI 318 están pensadas para resistir terremotos sin colapso estructural. Las estructuras asignadas a categorías de diseño sísmico B

o mayores deben cumplir con los requerimientos para estructuras sismorresistentes del ACI.

Las provisiones del código también están basadas en el reconocimiento que la estructura puede desarrollar rótulas plásticas en algunos elementos. Por lo tanto, busca orientar su formación de modo que la estructura original no experimente una pérdida excesiva de rigidez y, por ende, el sistema no presente deformaciones exageradas. El criterio de "columna fuerte-viga débil" está relacionado con este concepto. Este criterio consiste en diseñar la estructura para que las rótulas plásticas se desarrollen primero en los extremos de las vigas y que éstas se presenten en columnas sólo bajo solicitaciones muy fuertes. Así se busca que el sistema portante de la estructura se mantenga hasta que el colapso total sea inminente (Harmsen, 2019, p.448).

Unos de los sistemas estructurales aprobados por el ACI para zonas con alto riesgo es SMF.

- **Requerimientos para el diseño y detallado de SMF**

Los requerimientos para los materiales de SMF están dados en las disposiciones de las secciones 19.2.1.1 del ACI 318 para el concreto, con una resistencia a la compresión mínima de 21MPa (3Ksi), y la tabla 20.2.2.4 con una resistencia a la fluencia de 420 MPa (60Ksi) para el acero corrugado de refuerzo.

- **Requerimientos generales para vigas**

- Si la fuerza compresiva mayorada $P_u < A_g f_c / 10$ (Ec.29), entonces el miembro es considerado como sujeto a flexión. A_g representa el área total del miembro de concreto.
- Luz libre $l_n \geq 4 \times$ profundidad efectiva (d).
- La relación entre la profundidad y el ancho, $b \omega d \geq 0.3$.
- El ancho del miembro a flexión $b_w \geq 250\text{mm}$
- El ancho del miembro b_w no debe exceder en ancho del miembro de soporte C2 más una distancia a cada lado de miembro de apoyo igual al menor de (a) y (b).

- Ancho del miembro de soporte, $C2$.
- 0.75 veces la dimensión total del elemento de apoyo $C1$.

El anexo A-12 muestra la figura del ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido.

- **Requerimiento para refuerzo longitudinal para vigas**

- El refuerzo longitudinal de acero superior e inferior (A_s) debe ser mayor que las condiciones siguientes.

- $$\frac{0.25(\sqrt{f'_c})}{f_y} b_w d \quad \text{Ec.28}$$

- $$\frac{1.4b_w \times d}{f_y} \quad \text{Ec.29}$$

- Si el A_s colocado en todas las secciones es como mínimo mayor en un tercio que el A_s requerido por el análisis, no es necesario cumplir con los dos requisitos anteriores.
- $\rho_{max} = 0.025 \quad \text{Ec.30}$
- Para una viga estáticamente determinada con el ala en tracción, el valor de b_w debe tomarse como el menor entre b_f y $2b_w$. El valor de f_y debe limitarse a un máximo de 550MPa
- Las vigas deben tener al menos dos barras continuas tanto en la cara superior como en la inferior.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que 1/2 de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. (ACI, 2019, sección 18.6.3.2).

- $$\phi M_{n1}^{+\geq \frac{1}{2}\phi M_{n1}^-} \text{ (Nudo izquierdo)} \quad \text{Ec.33}$$

- $$\phi M_{n2}^{+\geq \frac{1}{2}\phi M_{n2}^-} \text{ Nudo derecho} \quad \text{Ec.34}$$

- Donde, M_{n_1} = Resistencia a momento del nudo izquierdo del miembro en flexión.
- M_{n_2} = Resistencia a momento del nudo derecho del miembro en flexión.
- La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del miembro, debe ser al menos igual a 1/4 de la resistencia máxima a momento proporcionada en cualquier nudo.
- $\phi M_r^- \geq 1/4$ (máximo M_n en cualquier nudo). Ec.35
- Los empalmes de refuerzo por flexión se permiten sólo si se proporciona refuerzo en espiral o en aro sobre la longitud del traslape.
- Sólo se permiten empalmes por traslape de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud del empalme por traslape. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina a las barras empalmadas por traslape no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100mm. No deben usarse empalmes por traslapos en:
 - Dentro de los nudos.
 - En una distancia de $2h$.
 - Dentro de una distancia el doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango elástico de comportamiento.
- **Requerimiento para refuerzo transversal para vigas**

El refuerzo transversal que provee soporte lateral para el refuerzo longitudinal y ayuda al concreto a resistir esfuerzos cortantes debe satisfacer las siguientes disposiciones del ACI 318, sección 18.6.4.

- Deben colocarse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:

- a una longitud igual a dos veces la altura de la viga, medida desde la cara de la columna de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de la viga.
- En longitudes iguales o dos veces la altura de la viga a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a los desplazamientos laterales más allá del rango elástico de comportamiento.
- El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder al menor de los siguientes valores:
 - El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna de apoyo.
 - El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder a:
 - $\frac{d}{4}$
 - 150mm.
 - Para acero grado 420(60), $6d_b$, del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas.
 - Para Acero grado 550 (80), $5d_b$ del diámetro de las barras principales a flexión más pequeñas.
- Cuando no se requieran estribos cerrados, se deben utilizar estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos. El espaciamiento entre los estribos debe ser menor o igual a $\frac{d}{2}$
- 4. El refuerzo transversal debe asignarse para resistir la fuerza cortante de diseño. La fuerza cortante de diseño puede calcularse utilizando las siguientes fórmulas.
- Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en vigas sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario. Los ganchos suplementarios consecutivos que abrazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90 grados en lados opuestos del miembro en flexión.

- **Requerimiento de resistencia al cortante**

Los Cortes de Diseño para determinar el refuerzo por corte se basarán en la condición en la cual las articulaciones plásticas ocurren en los extremos de la viga debido a los efectos combinados de los desplazamientos laterales y las cargas gravitacionales. Se debe suponer que en las caras de los nudos actúan momentos de signo opuestos correspondientes a las resistencias probables,

M_{pr} , y que el elemento está además cargado por cargas gravitacionales mayoradas, W_u . La resistencia al cortante requerida se calculan usando un factor de reducción de resistencia, $\phi = 1.0$, y suponiendo una resistencia a tracción de, $f_s = 1.25f_y$.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2} \quad \text{Ec.36}$$

Donde:

- V_e = cortante de diseño en el nudo del miembro resistente a flexión.
- $M_{pr (1 y 2)}$ = Momento probable en el extremo de la viga.
- l_n = Luz del miembro en flexión.
- w_u = Carga distribuida factorizada.

El anexo A-13 muestra la ilustración del cortante de diseño para vigas y columnas.

- **Requerimientos generales para columnas**

Los siguientes requerimientos se aplicarán a *columnas* y otros elementos sometidos a flexión que soportan cargas axiales mayoradas, $P_u > A_g f'_c / 10$. (ACI, 2019, sección 18.7.2.1., p.316).

- La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, debe ser al menos 300mm.
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

- **Requerimiento para refuerzo longitudinal para columnas**

De acuerdo con el ACI 318 sección 18.7.3.2, la resistencia a flexión de las columnas debe cumplir con:

$$\sum M_{n_c} \geq \frac{6}{5} \sum M_{n_b} \quad \text{Ec.37}$$

Donde:

- $\sum M_{n_c}$ = es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.
- $\sum M_b$ = suma de los momentos resistentes nominales a flexión en las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara de cada uno.

Este enfoque, llamado el concepto de columna fuerte viga débil asegura que la columna no ceda antes que la viga.

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe cumplir los siguiente (ACI 318, sección: 18.7.4.1):

$$0.01 \leq \rho_g \leq 0.06 \quad \text{Ec.38}$$

En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos 6 barras longitudinales. (ACI 318, sección: 18.7.4.2).

- **Requerimiento para empalmes por traslape**

Los empalmes por traslape se permiten sólo dentro de la mitad central de la longitud del miembro, deben diseñarse como empalmes por traslape en tracción y deben estar confinados por refuerzo transversal según (ACI, 318-19, sección 18.7.5.2 y 18.7.5.3.).

- **Requerimiento para refuerzo transversal para columnas**

El refuerzo transversal debe colocarse al menor de los valores de l_o siendo l_o igual al menor de:

- La altura de la columna en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- 1/6 de la luz libre de la columna.
- 450mm (18plg).
- Donde se usen estribos cerrados de confinamiento o ganchos suplementarios, estos deben proveer soporta lateral al refuerzo longitudinal (ACI, 2019, 25.7.2.2,3, p.518).
- El refuerzo debe disponerse de tal manera que el espaciamiento horizontal h_x entre las barras longitudinales soportadas lateralmente por la esquina de un gancho suplementario o una rama de estribo cerrado de confinamiento no exceda 350mm alrededor del perímetro de la sección de la columna.

El refuerzo transversal total del estribo cerrado de refuerzo, A_{sh} , debe satisfacer la siguiente condición (ACI 318, 2019, sección 18.10.7.4, p. 317):

$$A_{sh} \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \\ 0.3(s b_c) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{array} \right. \quad \text{Ec.39 y Ec.40}$$

Donde:

f_{yt} = esfuerzo de fluencia del estribo cerrado de refuerzo.

s = separación del refuerzo transversal.

b_c = dimensiones de la sección transversal de la columna medidas desde el centro del refuerzo de confinamiento.

La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal no debe exceder el menor de

$$s \leq \frac{b_{c2}}{4}, 6 d_b, s_0 \quad \text{Ec.41}$$

Donde; $s_0 = 10 + (35 - h_x)/3$, y $10 \text{ cm} \leq s_0 \leq 15 \text{ cm}$

El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento sencillo o múltiples. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal.

El apéndice A-15 muestra una ilustración de como colocar el esfuerzo transversal en columnas.

- **Requerimientos generales para nudos**

Los nudos viga-columna de marcos especiales resistentes a momentos que forman parte del sistema de resistencia a fuerzas sísmicas se deben detallar en base a la sección 18.8 del ACI-318.

- **Requerimientos para refuerzo longitudinal en nudos**

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25f_y'$. El refuerzo longitudinal que termine en un nudo debe prolongarse hasta la cara del núcleo del nudo más distante y desarrollarse, en tracción.

Donde el refuerzo longitudinal de la viga atraviese el nudo viga-columna, la altura h del nudo paralela al refuerzo longitudinal de la viga debe ser al menos la mayor de:

- $(20 / \lambda)d_b$ de la mayor barra longitudinal grado 60(420), donde $\lambda = 0.75$ para concreto liviano y 1.0 para todos los otros casos.
- $26d_b$ de la mayor barra longitudinal grado 80(550).
- $h / 2$ de cualquier viga que aporte en el nudo y que genere cortante en el nudo como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en la dirección bajo consideración.

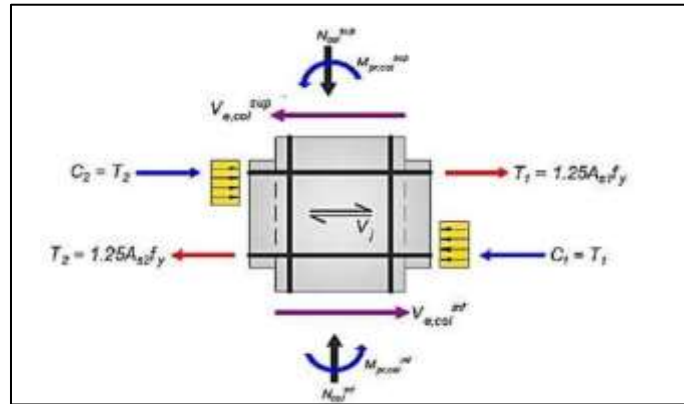
- **Requerimientos para refuerzo transversal en nudos**

Cuando existan vigas que lleguen a los cuatro lados del nudo y el ancho de cada viga mida por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, se permite reducir la cuantía de refuerzo a la mitad, y el espaciamiento específico se puede

incrementar a 150mm dentro de la altura h de la viga menos alta que llega al nudo. El refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna debe confinarse con refuerzo transversal que pase a través del nudo cumpliendo con los requisitos de espaciamiento de las secciones 18.6.4.4 del ACI-318 y los requisitos 18.6.4.2 y 18.6.4.3 cuando dicho confinamiento no es producido por una viga que llegue al nudo.

- **Requerimientos para resistencia al cortante en nudos**

Ilustración 13: Ejemplo de fuerzas actuantes en el nudo por equilibrio estático.



Fuente: Eliud Hernández, INESA Tech.

- **$Mpr1$, $Mpr2$** ; representan los momentos de resistencia probable a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del mismo.

- **$Mpr, col sup$, $Mpr, col inf$** ; representan los momentos de resistencia máxima probable a flexión de la columna que llega al nudo, evaluados en la cara de este. Debe calcularse tomando en cuenta el equilibrio a partir de los máximos momentos probables que transfieren las vigas.

La capacidad nominal al corte de la junta **Vn** , para concreto de peso normal se calculará para concreto de peso normal:

Confinados en las 4 caras: $V_c = 5.3\sqrt{f'_c} A_j$ Ec.42

Confinados en 3 caras (o dos caras opuestas): $V_c = 4\sqrt{f'_c} A_j$ Ec.43

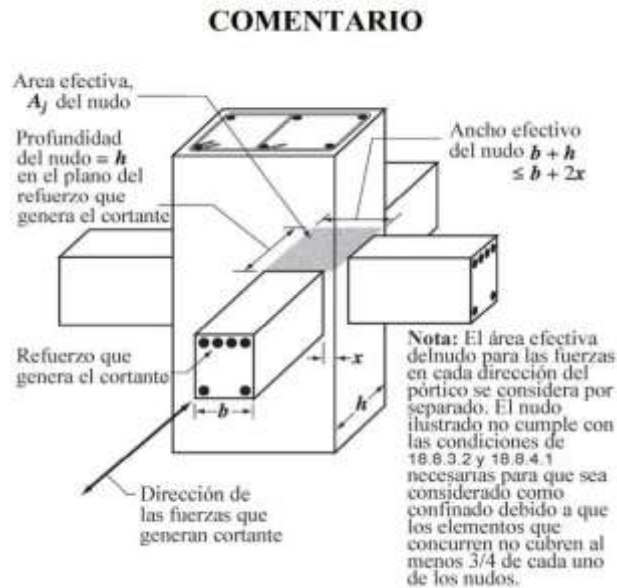
Nudos No confinados: $V_c = 3.2\sqrt{f'_c} A_j$ Ec.44

Se considera que un elemento proporciona confinamiento al nudo si al menos las tres cuartas partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo.

Un nudo se considera confinado si tales elementos de confinamiento llegan a todas las caras del nudo

A_j se calcula como el producto de la profundidad del nudo por su ancho efectivo. La profundidad del nudo es la altura total de la sección de la columna. El ancho efectivo del nudo no debe exceder el menor de; $(b + h)$ ó $(b + 2x)$, tal como se ve en la ilustración 14.

Ilustración 14: Área efectiva del nudo.



Fuente: (ACI 318-2014, p. 305).

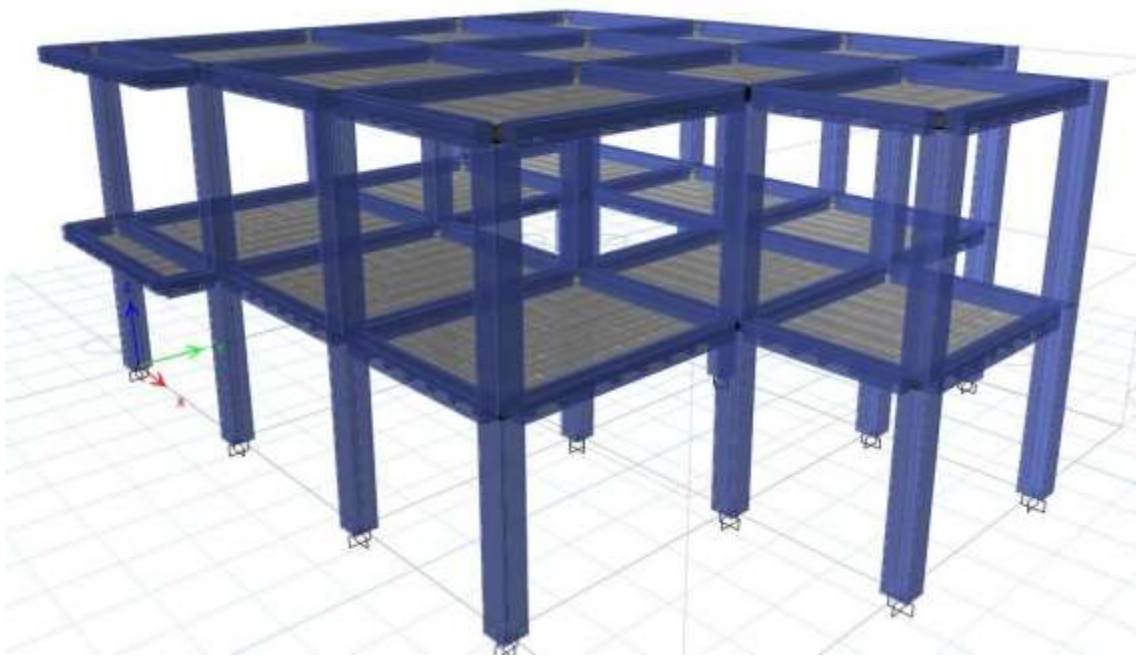
CAPÍTULO III. DESARROLLO Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

CAPÍTULO III. DESARROLLO Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

3.1 Descripción de la estructura

La estructura está localizada en las inmediaciones del Instituto Nacional del Deporte (IND), en la ciudad de Managua destinada a un uso de oficinas. El sistema estructural es a base de marcos especiales a momento (SMF) de concreto reforzado. Consta de dos niveles, un entrepiso y una losa de techo. El sistema de losas es reticular en dos direcciones con nervios rectangulares de 10×15cm y una loseta de 5 cm de espesor. La resistencia a la compresión del concreto es de 280 kg/cm² y el acero tiene una resistencia a la fluencia de 4200kg/cm². La estructura de la escalera no está adjunta a la estructura del edificio. Consta de columnas de 40×40cm. Las vigas son de 25×30cm con excepción de las vigas de borde de la losas en los balcones que son de 25×20. Se consideró una velocidad de onda de corte Vs de 414 m/s equivalente a una clase de sitio C.

Ilustración 15: Estructura en estudio



Fuente: ETABS v22

Tabla 4. Separación de ejes

	X (cm)		Y (cm)
A	0	4	0
B	450	3	450
C	850	2	850
D	1200	1	1200
E	1500		

Fuente: Propia

3.2 Predimensionamiento

Las dimensiones de los elementos en el modelo final de la estructura cumplen con los requerimientos tanto del ACI 318-19 como del CR-001. También se cumple que los primeros dos modos de vibración de la estructura son traslacionales y el tercero torsional. Originalmente se propusieron columnas de 30cm×30cm que cumplieran con los requisitos mínimos dimensionales, pero la estructura presentó torsión en los primeros modos de vibración por lo que se procedió con dimensiones de 30cm×40cm para las columnas más críticas lo que satisfizo los modos de vibración, sin embargo, la sección de 30cm×40cm no proveía el espacio necesario para la longitud de desarrollo del acero en las vigas para la cara de 30cm de ancho. Las columnas que se entregan en el detallado de este documento son de 40cm×40cm.

3.2.1 Marcos especiales resistentes a momento (SMF) de concreto reforzado.

Requerimientos dimensionales según el capítulo 18 del ACI 318-19 para los SMF.

3.2.1.1 Vigas de SMF

Se propuso una sección de viga de 25× 30cm. La luz libre mayor es de 415cm. La sección transversal de viga propuesta cumple con los requerimientos de la sección 9.3.1.1 de código ACI 318-19, y el artículo 16 de la Norma Mínima de Concreto estructural del MTI CR-001, tabla 16.1.

Tabla 4. Altura mínima de vigas no presforzadas.

Altura mínima de vigas no presforzadas		l_n	h requerida	h para vigas principales	h para viga de borde
Condiciones de Apoyo	Altura mínima, $h^{[1]}$				
Simplemente Apoyada	l_n /16	n/a	n/a	n/a	n/a
Con un extremo continuo	l_n /18.5	415	24.32	30	
Ambos extremos continuos	l_n /21	415	21.43		
En voladizo	l_n /8	100	12.5	n/a	20

- ^[1]: Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y = 420$ Mpa.
- n/a: No aplica.
- ACI 318-19 (tabla 9.3.1.1). Valores para h en centímetros.

La viga de longitud más corta con una luz libre l_n es de 265 cm. Por lo tanto, se estimarán los límites dimensionales en base a ella. La sección transversal es constante para todas las vigas principales.

Tabla 5. Límites dimensionales para vigas de SMF.

Límites dimensionales	Condición l_n en cm.
$l_n \geq 4d$	$265 \geq 4 (32.5) = 130$
$b_w \leq 25$	$25 = 25$
$0.3h \leq b_w$	$0.3(30) = 10 \leq 25$
$b_w \geq 25\text{cm}$	25
$b/h > 0.30$	$25/35 = 0.71 > 0.30$

3.2.1.2 Columnas de SMF (ACI 318 sección 18.7.2)

- $b \geq 30$, $b=40$,
- $b/a > 0.4$, $40/40=1$.

3.2.2 Losas

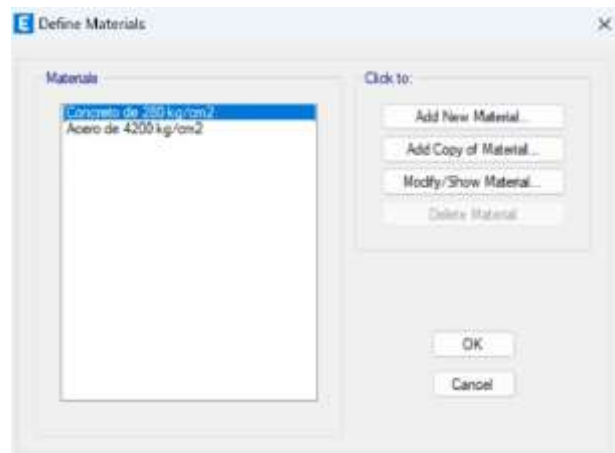
Se escogió un sistema de losa reticular. Los nervios(rectangulares) se colocaron a cada 50cm, medidos de cara a cara, con un ancho de nervio de 10cm. El espesor de la loseta es de 5cm y un espesor total de losa de 20cm. Estas dimensiones satisfacen los requerimientos del CR-001 para losas reticulares en dos direcciones no presforzadas. (MTI, 2017b, p. 59).

3.3 Definición de los materiales

Los detalles de las propiedades de los materiales se muestran en el Anexo B-4

- Se definió el peso específico del concreto como 2400 kg/m^3 y una resistencia a la compresión, f'_c , de 280 kg/cm^2 .
- La resistencia a la fluencia del acero, f_y , se define de 4200 kg/cm^2 .
- Se nombró el acero y el concreto en ETABS como: “acero mono” y “concreto mono” respectivamente.
- El módulo de elasticidad del concreto: $252671.33 \text{ kg/cm}^2$
- El acero de refuerzo es del tipo ASTM A615.

Ilustración 16: Definición de Materiales



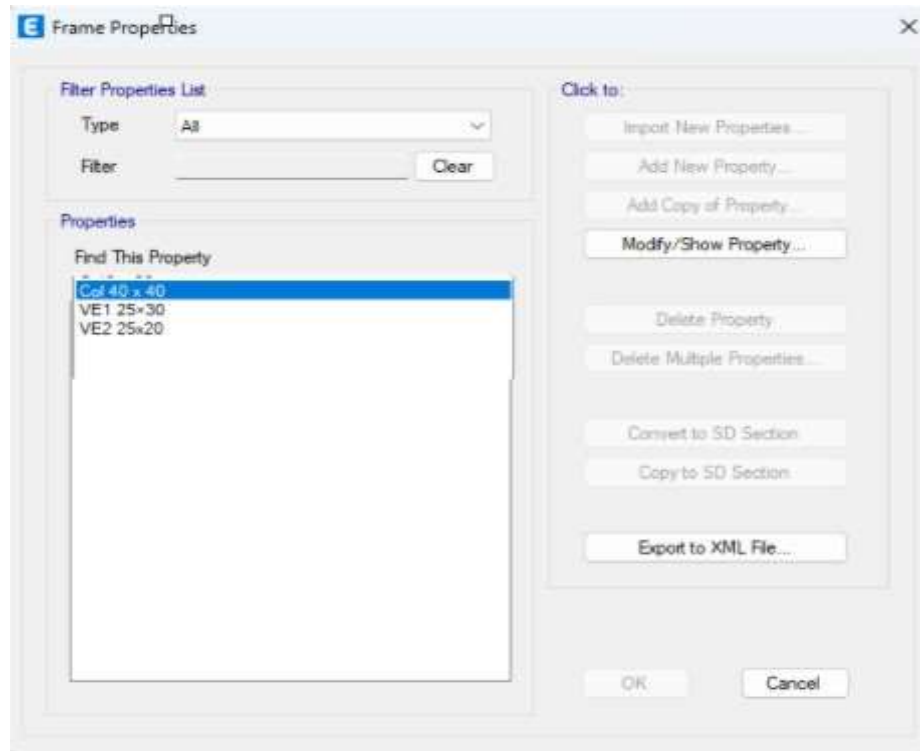
Fuente: ETABS v22

3.4 Definición de elementos de SMF:

- Se definieron columnas de $40 \times 40 \text{ cm}$ cumpliendo así con las dimensiones mínimas del código ACI.

- Vigas de 25×30cm y 25× 20cm.

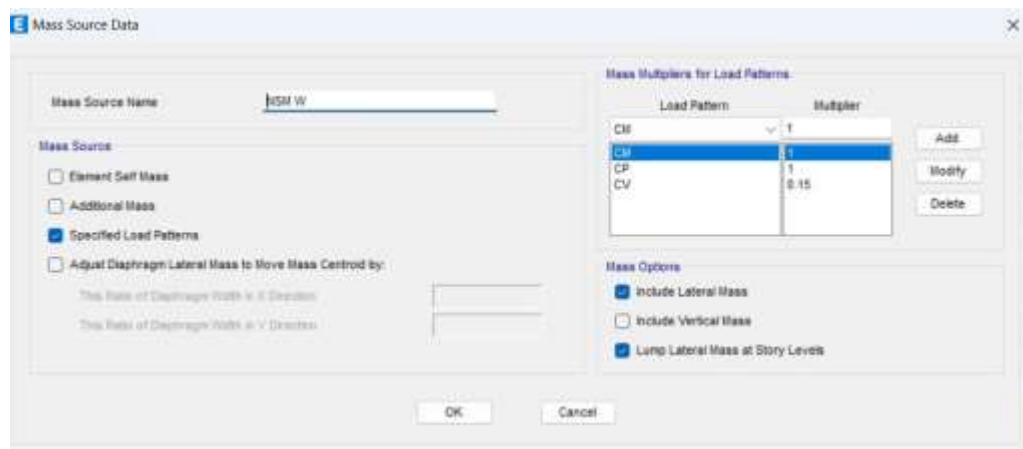
Ilustración 17: Elementos tipo frame (SMF)



Fuente: ETABS 2022.

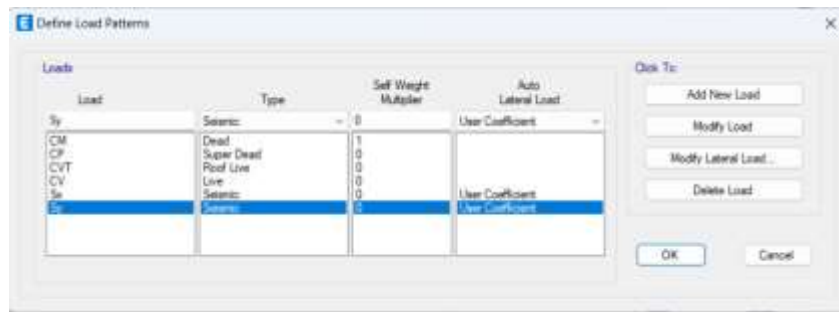
3.3.4 Masa participativa

Se declara la masa participativa a como lo requiere el MTI (2022) en la NSM, p. 104. Ver Ec.3.



Fuente: ETABS v22.

3.3.5 Definición de patrones de carga (load pattern).



Fuente: ETABS v22

- Ver sismo en X y Y en Anexos B-6.1 y B-6.2.

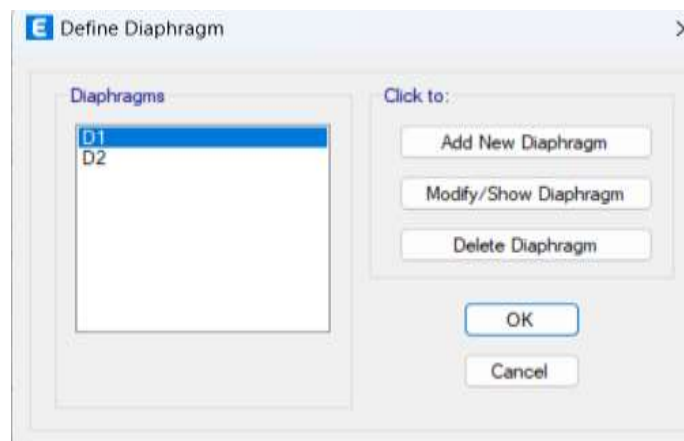
3.3.6 Elemento losa reticulada (waffle)

- Se define la losa como un elemento tipo *Shell-Thick, Waffle*.
- Espesor total de 20cm.
- Loseta de 5cm.
- Ancho de nervio de 10cm, con nervios rectangulares.
- Separación entre nervios de 50cm.

Ver Anexo B-7

3.3.7 Diafragmas

Ilustración 18: Definición de diafragmas



Fuente: ETABS v22

3.4 Clasificación de la estructura y amenaza sísmica

- Grupo de Importancia: Estructura de Ocupación Normal. (Sec. 2.1.2.1).
- Factor de Importancia I : 1
- Categoría de Riesgo: II. (Tabla 1).
- CDS: D (Tabla 2).
- Clasificación por irregularidad
 - Irregularidad en planta: Irregular, $\phi_{Pi} = 0.9$ (Anexo A-9.1).
 - Irregularidad en elevación: Regular, $\phi_{ei} = 1$ (Anexo A-9.2).
- Sistema estructural: SMF de concreto reforzado.

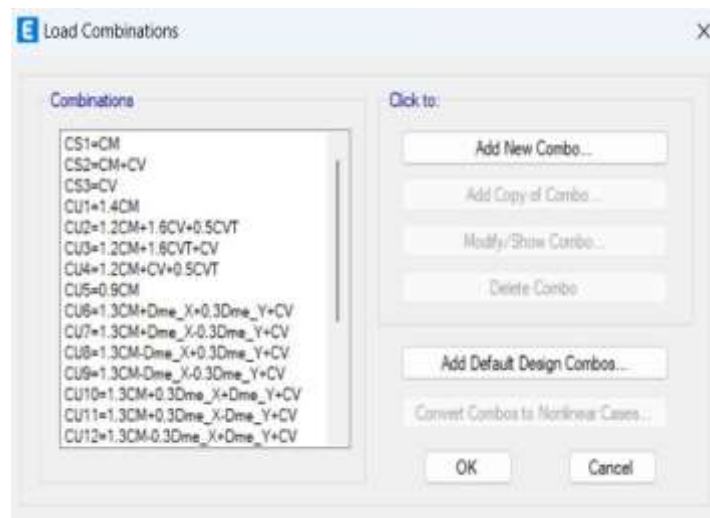
3.5 Parámetros de acción sísmica

- Amenaza sísmica: La amenaza sísmica es elevada correspondiente a una zona Z4.
- Clasificación de sitio: C (Tabla 2, anexo A-5).
- Factor de amplificación vertical por tipo de suelo $F_{as} = 1.3$ (Anexo A-6).

3.6 Combinaciones de carga.

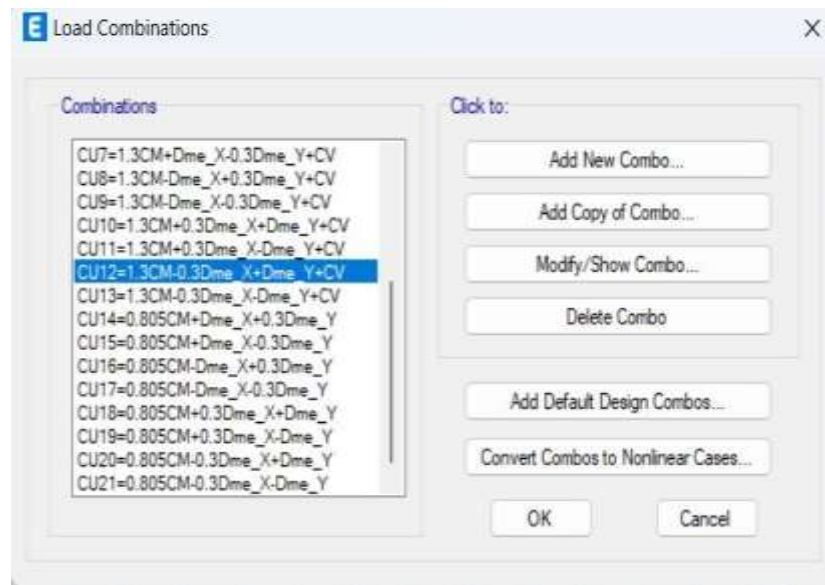
Se utilizan 21 combinaciones de carga tomando en cuenta el cambio de signos de la carga sísmica, así como las combinaciones básicas número 8, 9 y 10 del método de diseño ASD.

Ilustración 19: Combinaciones de Carga (1)



Fuente: ETABS v22.

Ilustración 20: Combinaciones de carga (2)



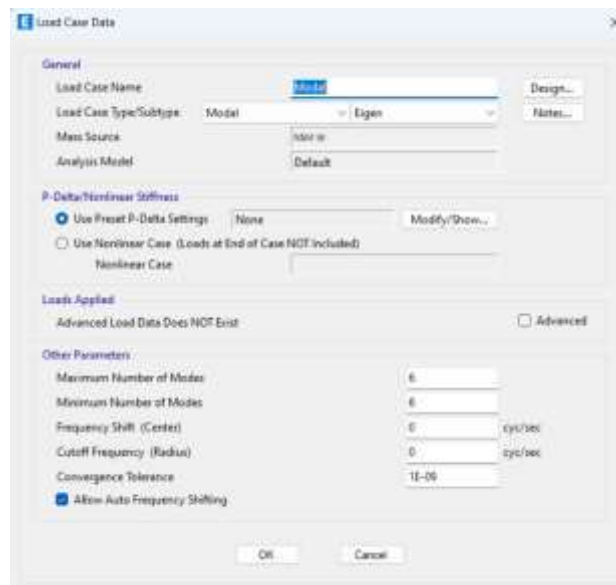
Fuente: ETABS v22.

3.7 Definición del caso modal

Ver Sec. 2.11.2.4.

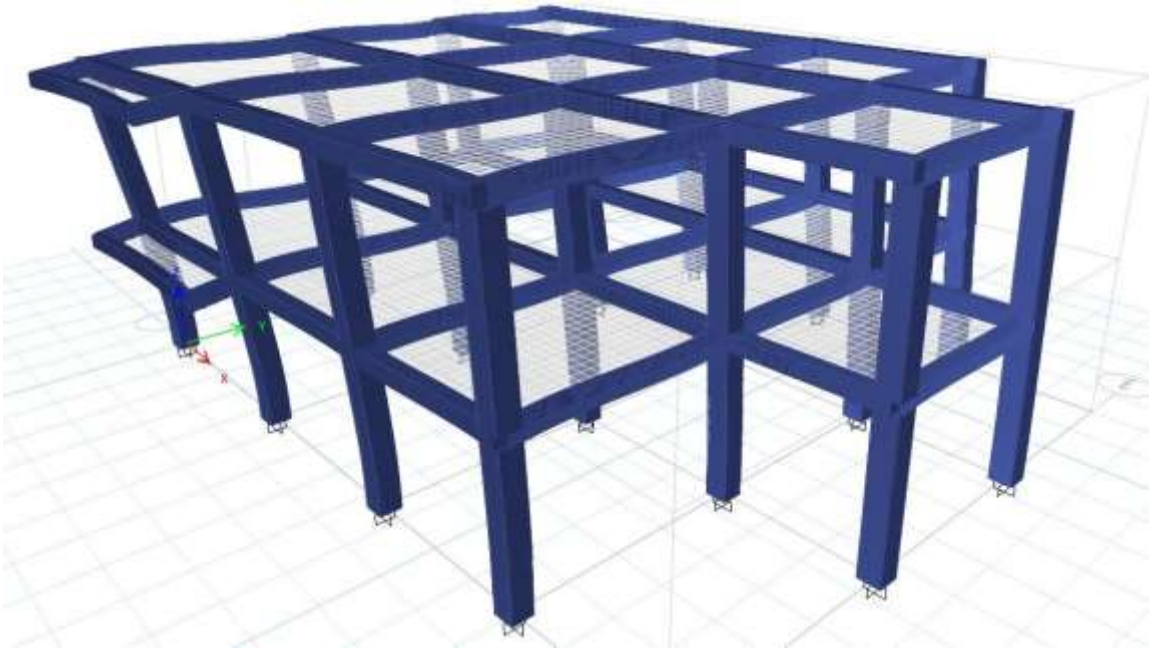
Se definen 3 modos de vibración por cada nivel de la estructura, $2(3) = 6$ modos.

Ilustración 21: Modos de vibración



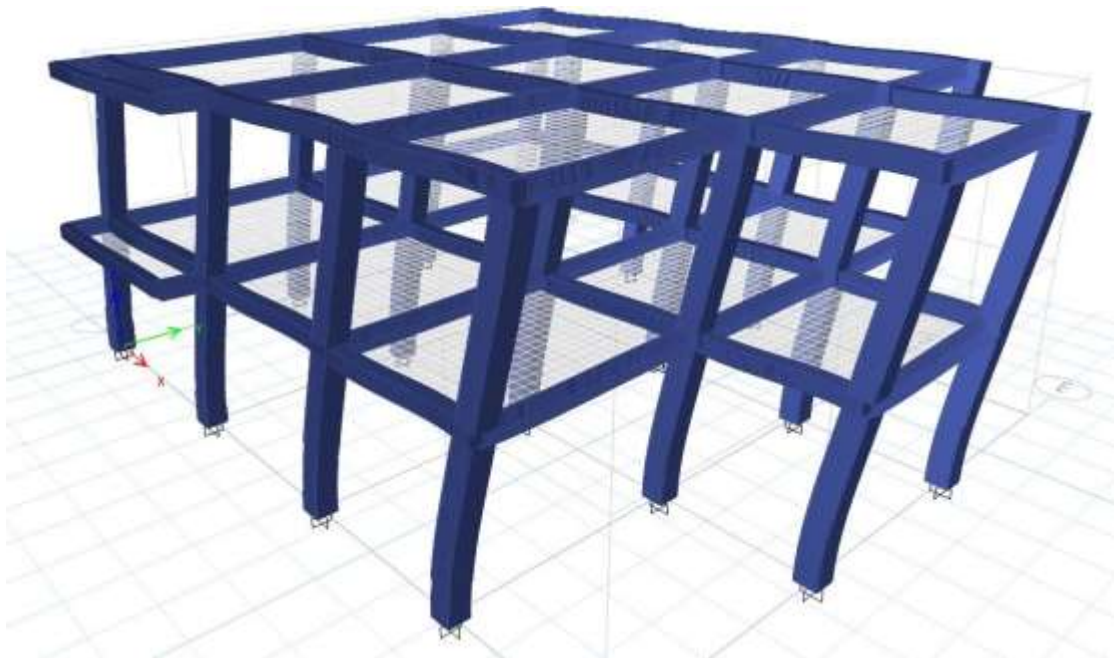
Fuente: ETABS v22.

*Ilustración 22:*Primer modo de vibración (traslación), $T_{\text{fundamental}}=0.2934\text{s}$



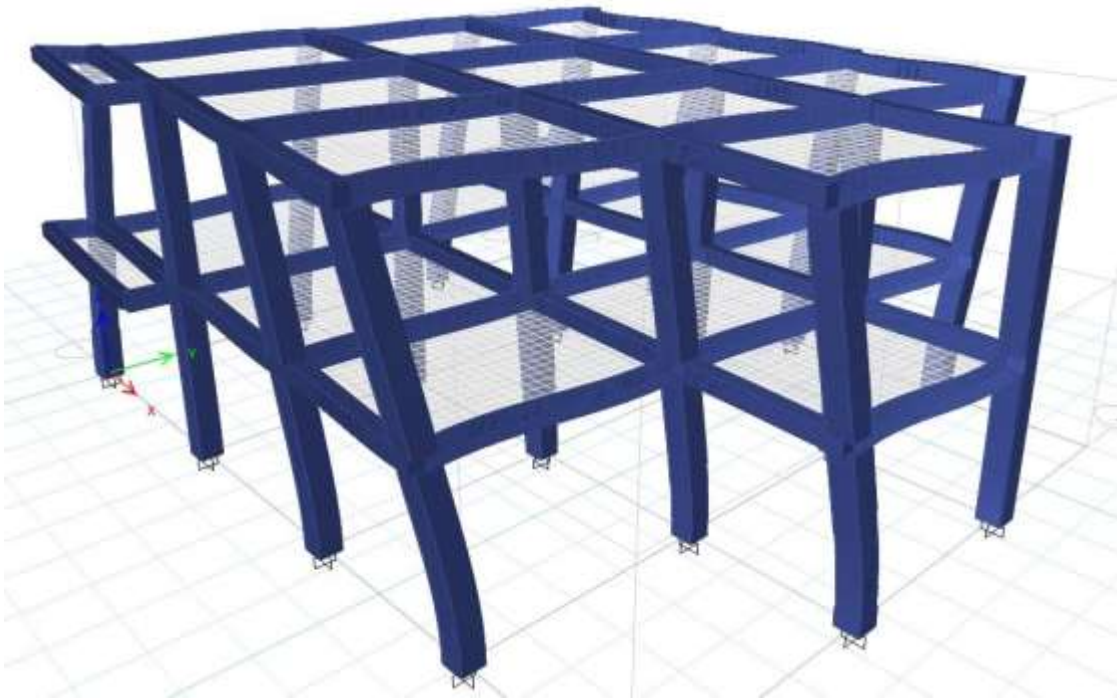
Fuente: ETABS v22.

*Ilustración 23:*Segundo modo de vibración (traslación)



Fuente: ETABS v22

Ilustración 24: Tercer modo de vibración (torsión)



Fuente: ETABS v22.

3.8 Análisis sísmico

La estructura se analiza por los métodos estático y dinámico lineales y luego se comparan los resultados obtenidos.

3.8.1 Análisis método de la fuerza lateral equivalente (FLE).

Limitaciones del método FLE, sección 2.1.11.1.

- Estructuras regulares de altura no mayor a 12m: **No aplica.**
- estructuras Irregulares no mayores a 6m: **Cumple**
- Z_1 los limites anteriores se amplían a 24m y 12m respectivamente: **No aplica.**
- No es válido para estructuras del tipo III y IV o que tengan irregularidad extrema: **Cumple.**

3.8.1.1 Cálculo del coeficiente sísmico (C_s)

- Se calcula en coeficiente sísmico utilizando el software Excel, aplicando las fórmulas de la sección 2.11.1.2, ilustración 6. T es calculado utilizando ETABS v.22.

Tabla 6. Entrada de datos para cálculo del C_s .

β	2.4
A_0	0.47671
R_0	7.2
FS_{TC}	1.33
T_c	0.3
T	0.2934
p	0.8
q	2
a_0	0.3667
I	1
F_{as}	1.3
T_d	2

Fuente: Propia

- $0 \leq T \leq FS_{tc} \cdot TC$

Dado que; $0 \leq 0.2934 \leq 0.4$, entonces: $C_s = \frac{\beta A_0}{R_0}$

$C_s = 0.158903$

- Cálculo del coeficiente sísmico mínimo**

Utilizando la ecuación 5

$$C_{s_{\min}} = (4/3) \times 2.4 \times 0.47671 / 7.2 = 0.211871$$

- Cálculo del coeficiente sísmico máximo**

$F_{as} \times a_0 = 1.3 \times 0.3667 = 0.47671 \therefore$ utilizando los valores de la tabla 3, $C_u = 1.4$

$$C_{s_{\max}} = T \times C_u = 0.2934s \times 1.4 = 0.41076$$

Dado que $C_{s_{\min}}$ es mayor que el C_s calculado se procede a utilizar el coeficiente mínimo.

- **Definición del coeficiente sísmico en ETABS**

Ilustración 25: Definición del coeficiente sísmico en “X y Y”

The image displays two screenshots of the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box in ETABS v22. The dialog box is divided into several sections: 'Direction and Eccentricity', 'Factors', and 'Story Range'.

Top Screenshot (X Dir Configuration):

- Direction and Eccentricity:**
 - ☒ X Dir
 - ☐ Y Dir
 - ☒ X Dir + Eccentricity
 - ☐ Y Dir + Eccentricity
 - ☒ X Dir - Eccentricity
 - ☐ Y Dir - Eccentricity
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 - Overwrite Eccentricities: Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.211871
 - Building Height Exp., K: 1
- Story Range:**
 - Top Story: Nivel 2
 - Bottom Story: Base

Bottom Screenshot (Y Dir Configuration):

- Direction and Eccentricity:**
 - ☐ X Dir
 - ☒ Y Dir
 - ☐ X Dir + Eccentricity
 - ☒ Y Dir + Eccentricity
 - ☐ X Dir - Eccentricity
 - ☒ Y Dir - Eccentricity
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 - Overwrite Eccentricities: Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.211871
 - Building Height Exp., K: 1
- Story Range:**
 - Top Story: Nivel 2
 - Bottom Story: Base

Fuente: ETABS v22.

3.8.1.2 Efecto bidireccional de la carga sísmica en ETABS.

Se define el efecto bidireccional tanto en la dirección X como en Y, de las cargas sísmicas, a como se describe en la sección 2.11.1.6 del presente documento.

Ilustración 26: Efecto bidireccional, sismo en X

The dialog box 'Load Case Data' is shown with the following settings:

- General**
 - Load Case Name: SX
 - Load Case Type: Linear Static
 - Mass Source: NSM W
 - Analysis Model: Default
- P-Delta/Nonlinear Stiffness**
 - ☒ Use Preset P-Delta Settings: None
 - ☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
- Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sx	1
Load Pattern	Sy	0.3

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, OK, Cancel.

Fuente: ETABS v22

Ilustración 27: Efecto bidireccional, sismo en Y

The dialog box 'Load Case Data' is shown with the following settings:

- General**
 - Load Case Name: SY
 - Load Case Type: Linear Static
 - Mass Source: NSM W
 - Analysis Model: Default
- P-Delta/Nonlinear Stiffness**
 - ☒ Use Preset P-Delta Settings: None
 - ☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
- Loads Applied**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sy	1
Load Pattern	Sx	0.3

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, OK, Cancel.

Fuente: ETABS v22

3.8.1.3 Determinación del cortante estático utilizando ETABS v22

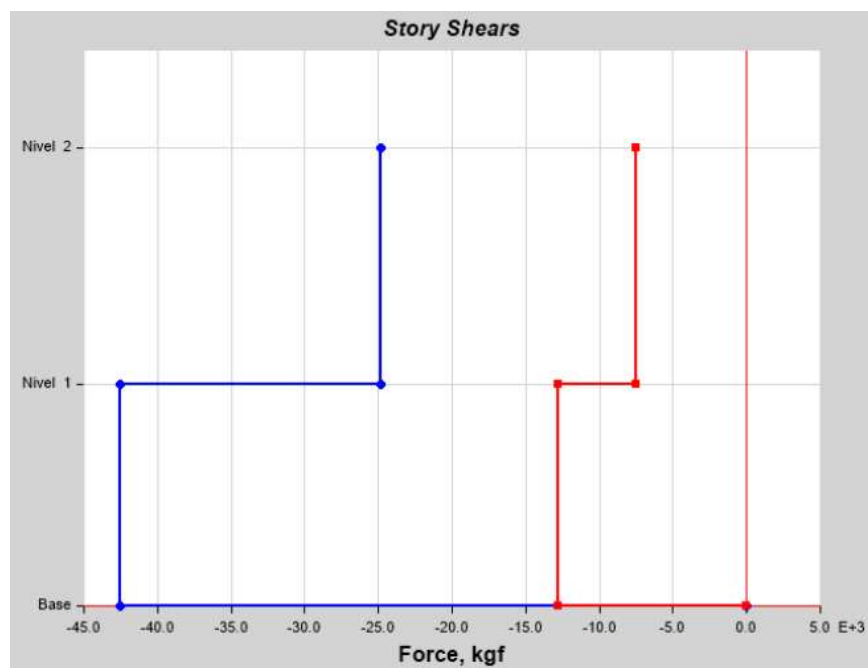
El cortante estático se determinó por medio del software ETABS v22, los cuales se muestran en la siguiente tabla en cada dirección y en las ilustraciones 28 y 29 extraídas de dicho software, en color azul el eje “X” y en rojo el eje “Y”.

Tabla 7. Cortante estático, v_b , para el sismo en X y Y.

Nivel	Elevación	Sismo en X		sSismo en Y	
		“X”	“Y”	“X”	“Y”
2	660	-24868.10	-7460.43	-24868.10	-7460.43
1	320	-42580.36	-12774.11	-42580.36	-12774.11
Base	0	-42580.36	-12774.11	-42580.36	-12774.11

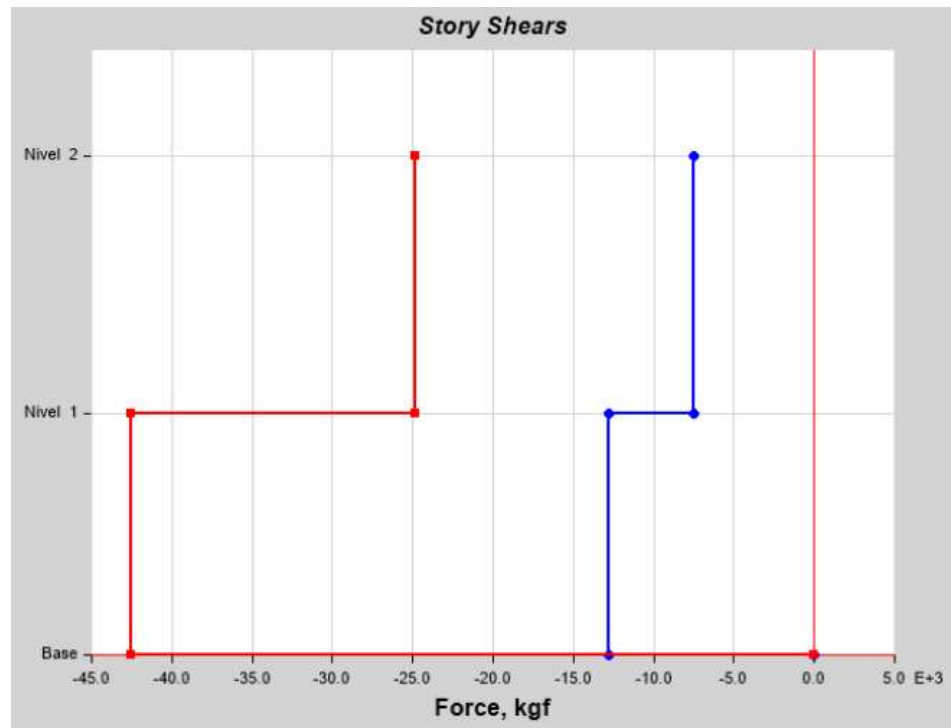
Fuente: ETABS v22.

Ilustración 28: Cortante de piso para el sismo en X.



Fuente: ETABS v22

Ilustración 29: Cortante de piso para el sismo en Y.



Fuente ETABS v22.

3.8.1.4 Cálculo del periodo aproximado

Utilizando los valores de C_t y X del Anexo A-10.

$$T_a = 0.0466 \times 6.60^{0.9} = 0.2547s$$

El periodo fundamental obtenido por medio de ETABS en el primer modo de vibración es 0.2934s.

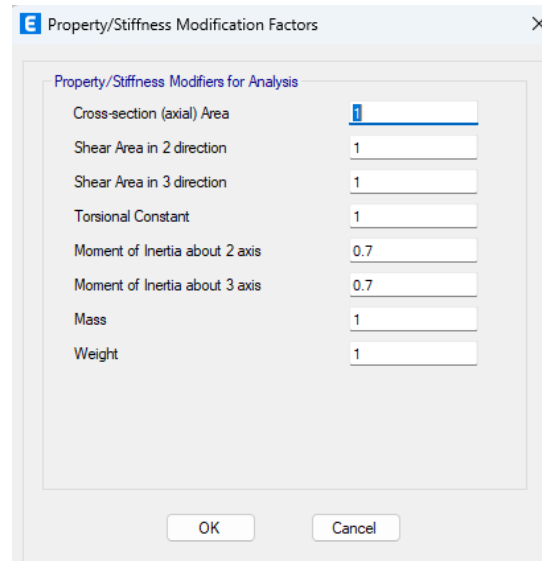
3.8.1.5 Inercias agrietadas

Se aplican los coeficientes de reducción de inercia del Anexo A-17 obtenidos en el comentario de la página 101 de la NSM (2022). Para la losa se aplica el factor de reducción a los nervios ya que estos trabajan como viguetas.

- Inercia reducida para las columnas:

Se aplica el factor de 0.7 para la reducción de la inercia en las columnas.

Ilustración 30: Reducción de inercia en columnas

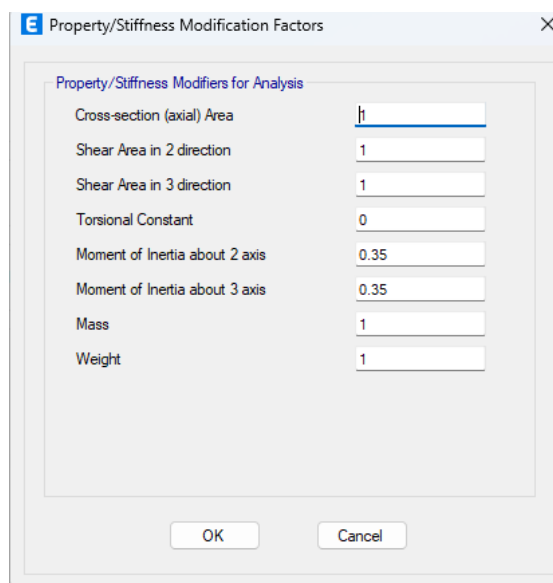


Fuente: ETABS v22.

- Inercia reducida para las vigas:

Se aplica el factor de inercia de 0.35 para reducción de la inercia en las vigas.

Ilustración 31: Reducción de inercia en vigas

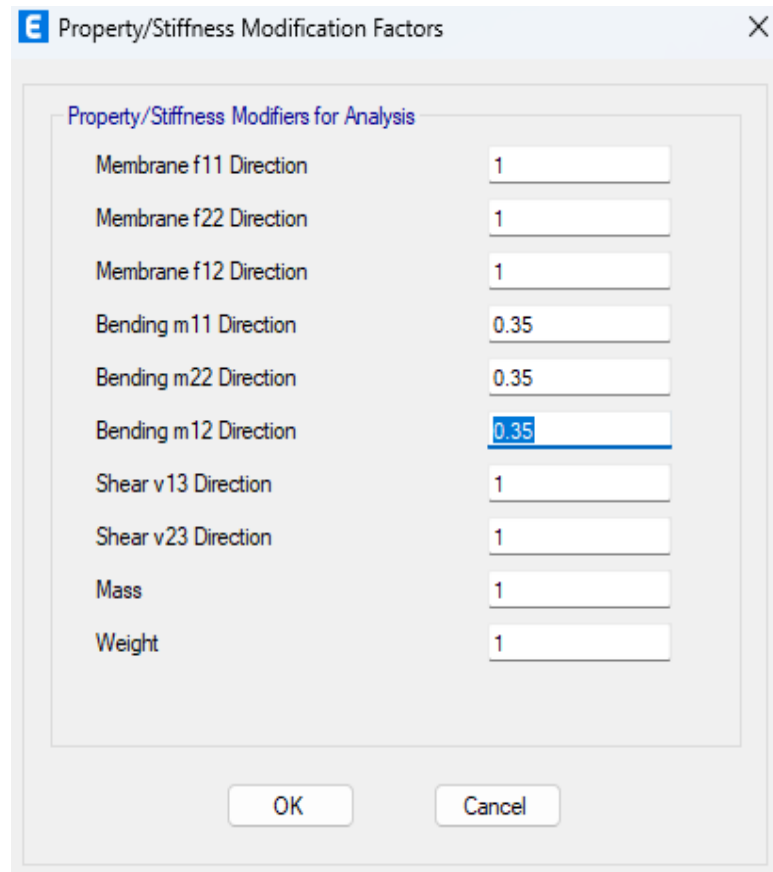


Fuente: ETABS v22.

- Inercia reducida para la losa.

Al ser una losa reticular se aplica el factor de reducción de inercia a los nervios tal como si fueran vigas (viguetas).

Ilustración 32: Reducción de inercia para la losa



The screenshot shows a dialog box titled 'Property/Stiffness Modification Factors'. Inside, there is a section 'Property/Stiffness Modifiers for Analysis' containing a list of modifiers and their corresponding values in input fields:

Modifier	Value
Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	0.35
Bending m22 Direction	0.35
Bending m12 Direction	0.35
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: ETABS v22.

3.8.1.6 Cálculo de derivas y distorsiones de piso

Se utilizan las inercias agrietadas para el cálculo de los desplazamientos, derivas, distorsiones de piso.

- **Desplazamientos máximos de piso obtenidos de ETABS v22**

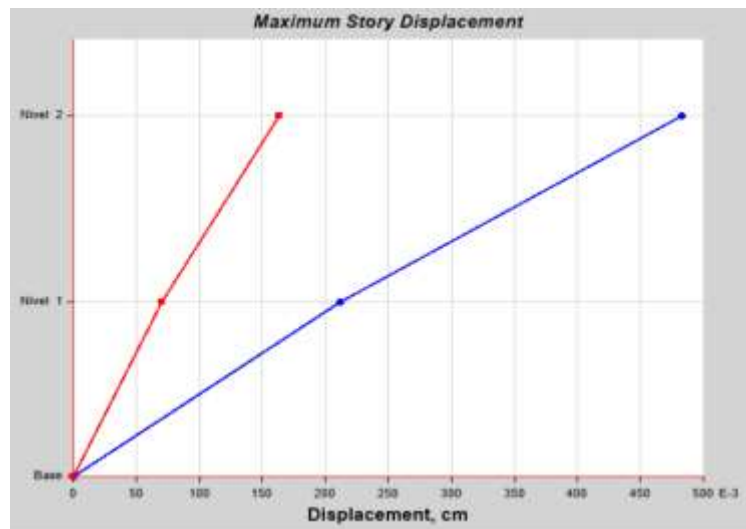
De la ilustración 33 a la 36 se muestran los desplazamientos en centímetros, obtenidos en el software ETABS, tomando en cuenta los efectos bidireccionales tanto en la dirección en X como en Y.

Ilustración 33:Desplazamientos máximos de piso en “X”.

E Story Response					
	Story	Elevation cm	Location	X-Dir cm	Y-Dir cm
▶	Nivel 2	660	Top	0.483078242...	0.163352732...
	Nivel 1	320	Top	0.211441196...	0.070688875...
	Base	0	Top	0	0

Fuente: ETABS v22.

Ilustración 34:Desplazamientos máximos de piso en “X”



Fuente: ETABS v22.

Ilustración 35:Desplazamientos máximos de piso en “Y”

E Story Response					
	Story	Elevation cm	Location	X-Dir cm	Y-Dir cm
▶	Nivel 2	660	Top	0.163928064...	0.520791357...
	Nivel 1	320	Top	0.072463544...	0.226152906...
	Base	0	Top	0	0

Fuente: ETABS v22.

Ilustración 36:Desplazamientos máximos de piso en Y (2).



Fuente: ETABS v22.

- **Cálculo de la distorsión máxima de piso en "X" y "Y".**

Se tomaron los desplazamientos máximos de piso del software ETABS y luego se aplicó el procedimiento de la NSM para la determinación de las distorsiones máximas en las direcciones "X" y "Y".

Tabla 9. Distorsión máxima de piso en "X"

Nivel	h_i	h	("X")			
			$\delta_{ie}(cm)$	$\delta_i(cm)$	Δ_i	γ_i
2	340	660	0.6441	3.5426	1.9920	0.0059
1	320	320	0.2819	1.5506	1.5506	0.0048
Base	0	0	0	0	0	0

Fuente: Propia

Tabla 10. Distorsión máxima de piso en X

Nivel	h_i	h	("Y")			
			$\delta_{ie}(cm)$	$\delta_i(cm)$	Δ_i	γ_i
2	340	660	0.6944	3.8192	2.1607	0.0064
1	320	320	0.3015	1.6585	1.6585	0.0052
Base	0	0	0	0	0	0

Fuente: Propia

Según el Anexo A-3, $\gamma_{max} < 0.02$, por lo tanto, la edificación cumple por distorsiones máximas en ambas direcciones.

3.8.1.9 Verificación de análisis P-Δ.

Aplicando la ecuación 16 del presente documento obtenida de la NSM para la verificar si se aplican los efectos P-Δ.

Tabla 11. Cargas gravitacionales y P_i

Nivel	Carga gravitacional	P_i
Nivel 2	CM	81612.46
	CP	11556
	CV	0
	CV _T	16050
	Σ	109218.5
Nivel 1	CM	76,231.85
	CP	37253
	CV	52175
	CV _T	0
	Σ	165659.9

Fuente Propia.

- Cálculo del coeficiente de estabilidad.

$$\theta = (109218.5 \times 3.8192 \times 1) / (24868.10 \times 340 \times 5.5) = 0.01$$

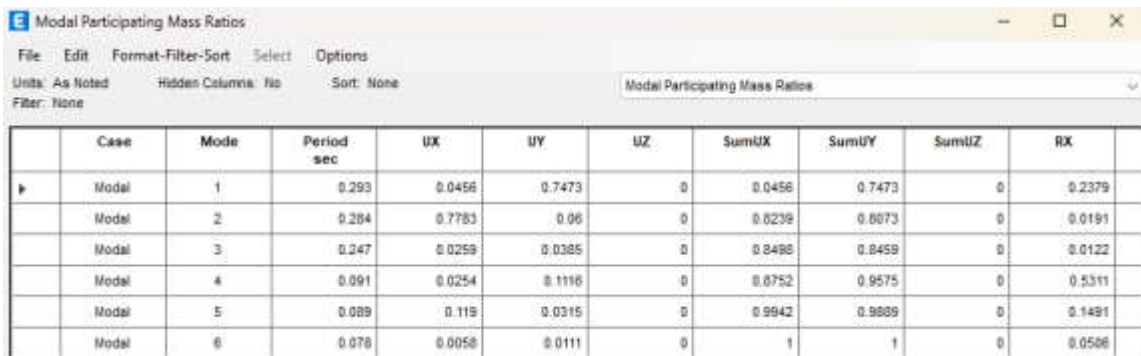
Dado que $\theta < 0.1$, no se requiere de un análisis P- Δ.

3.8.2 Análisis por el método dinámico modal espectral (DME)

3.8.2.1 Verificación de la masa participativa.

La ilustración 37 muestra que el 99% de la masa participativa se cumple en los ejes “X” y “Y”.

Ilustración 37: Cocientes de participación de masa.



	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	Modal	1	0.293	0.0456	0.7473	0	0.0456	0.7473	0	0.2379
	Modal	2	0.264	0.7783	0.06	0	0.8239	0.8073	0	0.0191
	Modal	3	0.247	0.0259	0.0385	0	0.8498	0.8459	0	0.0122
	Modal	4	0.091	0.0254	0.1116	0	0.8752	0.9575	0	0.5311
	Modal	5	0.089	0.119	0.0315	0	0.9942	0.9889	0	0.1491
	Modal	6	0.078	0.0058	0.0111	0	1	1	0	0.0506

Fuente: ETABS v22.

3.8.2.2 Determinación de los espectros elástico y reducido.

Se calculan los valores de $A(T)$ para la construcción del espectro en base a las ecuaciones descritas en la sección 2.1.5.1 de este documento.

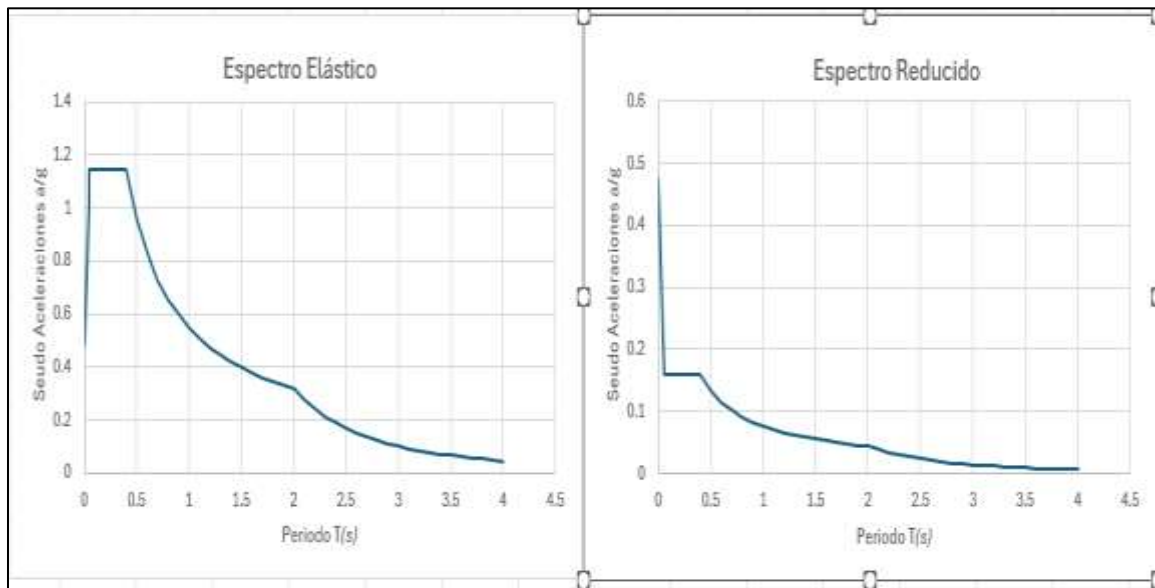
El Anexo B-10 muestra el cálculo de los valores para cada rama de los espectros elástico y reducido.

Tabla 12. Datos para la construcción del espectro elástico

Datos	
a_0	0.3667
F_{as}	1.30
FS_{Tb}	1.00
FS_{Tc}	1.3333
β	2.4
ρ	0.8
q	2
T_b	0.05
T_c	0.3
T_d	2
I	1
R_0	7.2
A_0	0.47671
$FS_{tb} * T_b$	0.05

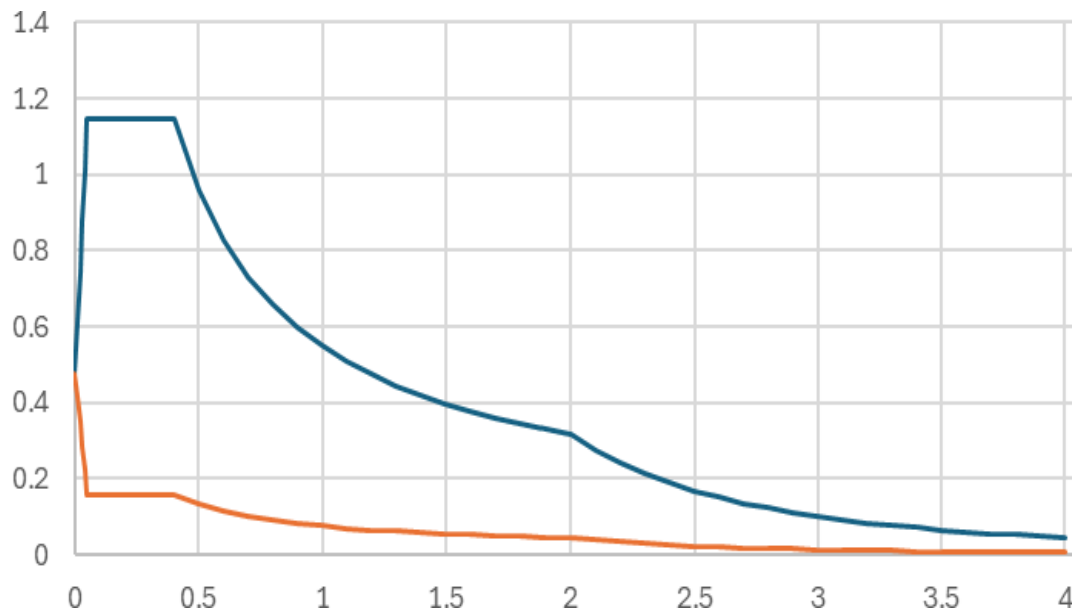
Fuente: Propia

Ilustración 38: Espectro elástico y reducido



Fuente: Propia

Ilustración 39: Espectro elástico vs reducido

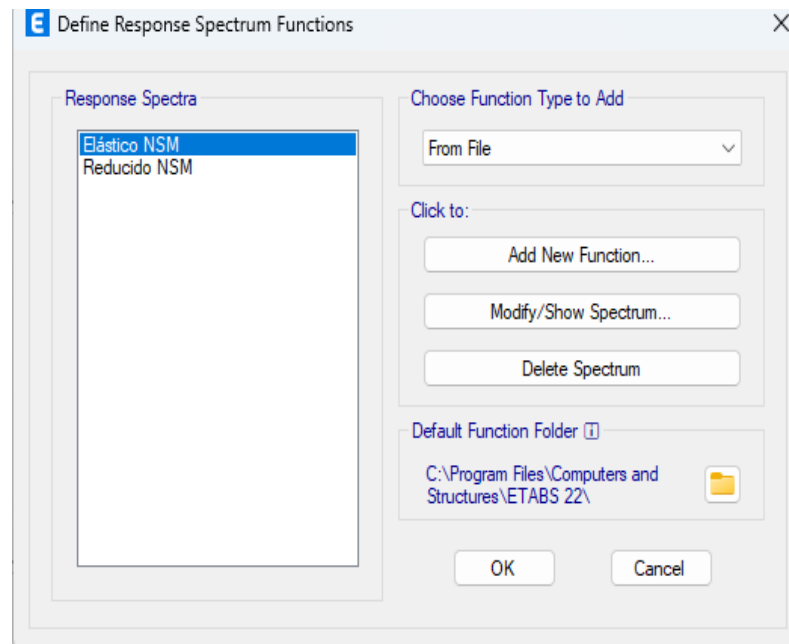


Fuente: propia

3.8.2.3 Definición de espectros en ETABS.

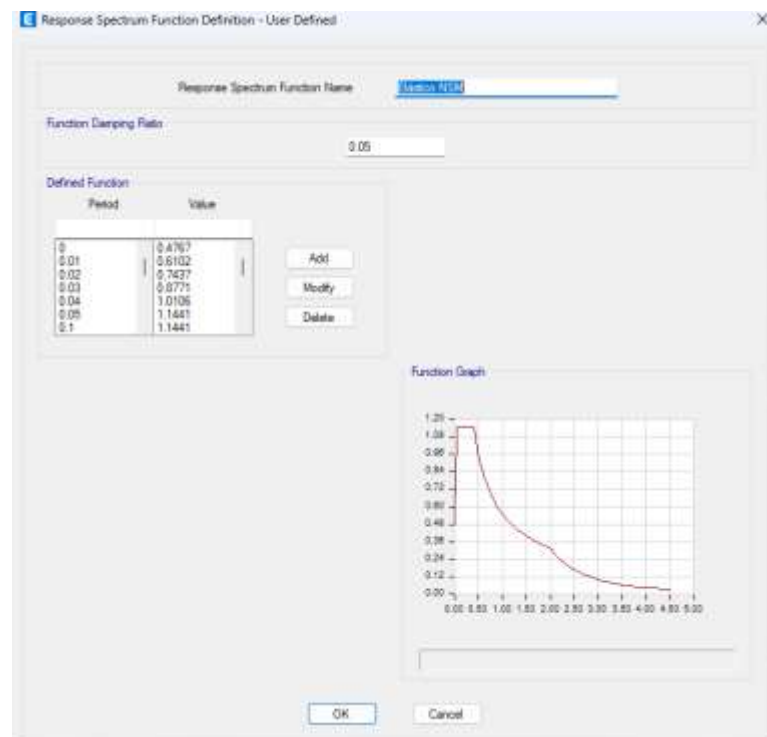
Se creo una función en el software ETABS logrando definir los espectro elásticos y reducidos para la NSM.

Ilustración 40: Espectros en ETABS v22.



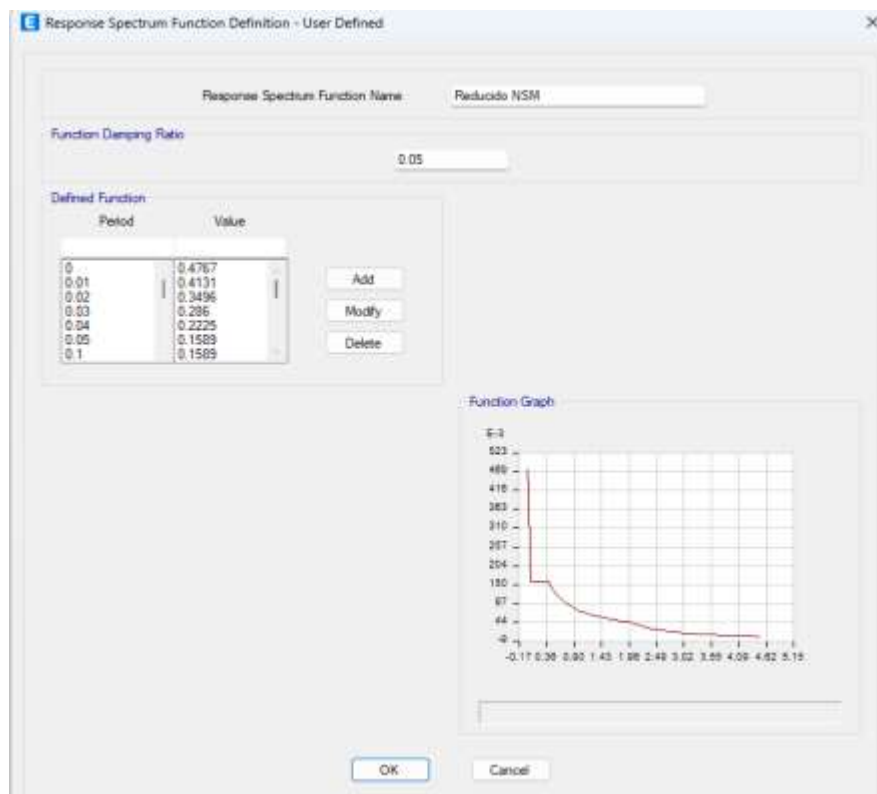
Fuente: ETABS v22.

Ilustración 41: Espectro Elástico



Fuente: ETABS v22.

Ilustración 42: Espectro Reducido



Fuente: ETABS v22.

3.8.2.4 Determinación del cortante dinámico

Se utilizó la componente bidireccional de la carga sísmica para obtener los cortantes en ambas direcciones por medio del software ETABS v22.

Tabla 13. Cortante dinámico en la dirección X.

Piso	Elevación (cm)	"X" (Kg)	"Y" (Kg)	Estático (X)
Nivel 2	660	19542.34	6133.96	24868.10
Nivel 1	320	31779.75	9924.97	31934.62
Base	0	31779.75	9924.97	42580.36

Fuente: ETABS v22.

Tabla 14. Cortante dinámico en la dirección Y

Piso	Elevación (cm)	X- (kg)	Y (kg)	Estático (Y)
Nivel 2	660	6209.71	19268.99	24868.10
Nivel 1	320	10089.93	31197.24	31934.62
Base	0	10089.93	31197.24	42580.36

Fuente: ETABS v22.

Se observa que los cortantes dinámicos de piso son menores que los cortantes estático por lo que se procedió a aplicar el factor de escala.

▪ **Determinación del factor de escala.**

Se calculó el factor de escala utilizando la ecuación 15 de la sección 2.11.2.8. del presente documento, Factor de escala = $42580.36 / 31779.75 = 1.34$, sin embargo, los cortantes dinámicos obtenidos no cumplían con lo requerido por la NSM en la sección 8.2.2.7.

Por medio de iteraciones se determinó un factor de escala de 1.7.

3.8.2.5 Introducción del factor de escala al software ETABS v22.

En el software se introdujo los valores de los casos de carga DMEX y DMEY tomando en cuenta los factores de escala antes calculados. Cabe mencionar que para las combinaciones de carga no se tomó en cuenta el 30% en la dirección ortogonal del sismo dinámico (Dme_X y Dme_Y) ya que en las combinaciones de cargas están estos factores implícitos.

Ilustración 43: Factor de escala ETABS en (X).

Load Case Data

General

Load Case Name: X1

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (RSM W)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Reducido NSM	16.677
Acceleration	U2	Reducido NSM	5.0001

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, F1:

Rigid Frequency, F2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, tE:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Model Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

OK Cancel

Fuente: ETABS v22.

Ilustración 44: Factor de escala ETABS en (Y).

Load Case Data

General

Load Case Name: Y1

Load Case Type: Response Spectrum

Mass Source: Previous (RSM W)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Reducido NSM	16.677
Acceleration	U1	Reducido NSM	5.0001

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, F1:

Rigid Frequency, F2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, tE:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Model Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

OK Cancel

Fuente: ETABS v22.

De ETABS v22 se obtuvieron los cortantes dinámicos amplificados en las direcciones “X” y “Y”.

Tabla 15. Cortante dinámico escalado en X.

Piso	Elevación (m)	X (Kg)	Y (Kg)
Nivel 2	6.6	28140.21	2967.98
Nivel 1	3.2	45761.94	4778.64
Base	0	45761.94	4778.64

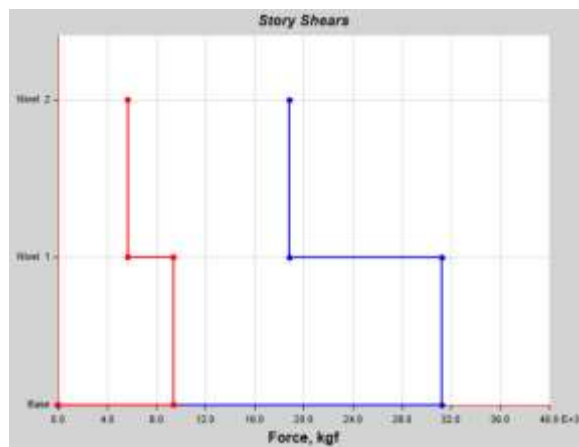
Fuente: ETABS v22.

Tabla 16. Cortante dinámico escalado en Y.

Piso	Elevación (m)	X (Kg)	Y (Kg)
Nivel 2	6.6	2961.01	27746.13
Nivel 1	3.2	4778.64	44922.31
Base	0	4778.64	44922.31

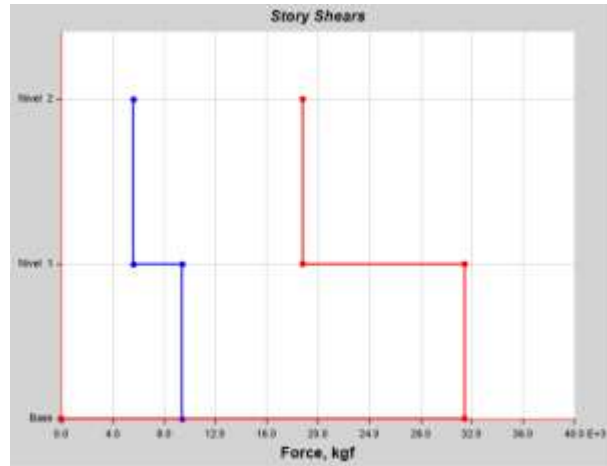
Fuente: ETABS v22.

Ilustración 45: Cortante dinámico en X



Fuente: ETABS 22.

Ilustración 46: Cortante dinámico en Y



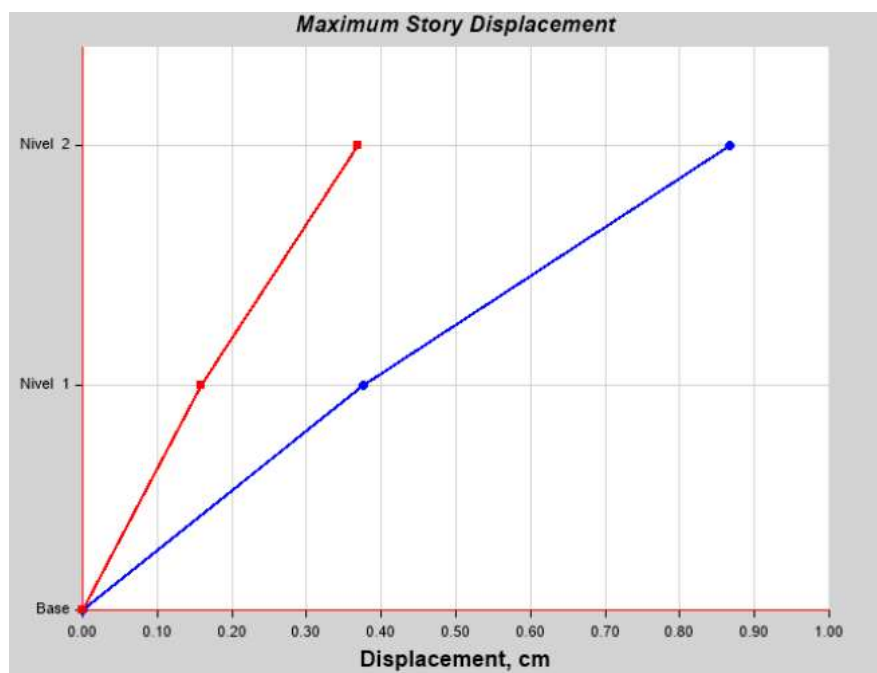
Fuente: ETABS 22.

3.8.2.6 Cálculo de derivas y distorsiones de piso (DME).

Se utilizan las inercias agrietadas para el cálculo de los desplazamientos, derivas, distorsiones de piso.

3.8.2.7 Determinación de desplazamientos máximos de piso

Ilustración 47: Desplazamientos máximos de piso en X (1) (DME)



Fuente: ETABS v22

Ilustración 48: Desplazamientos máximos de piso en X (2) (DME)

E Story Response					
	Story	Elevation cm	Location	X-Dir cm	Y-Dir cm
►	Nivel 2	660	Top	0.866182831...	0.367738109...
	Nivel 1	320	Top	0.375615984...	0.158528754...
	Base	0	Top	0	0

Fuente: ETABS v22

Ilustración 49: Desplazamientos máximos de piso en 4 (1) (DME)



Fuente: ETABS v22

Ilustración 50: Desplazamientos máximos de piso en Y (2) (DME)

E Story Response					
	Story	Elevation cm	Location	X-Dir cm	Y-Dir cm
►	Nivel 2	660	Top	0.405992315...	0.941173814...
	Nivel 1	320	Top	0.175928456...	0.405287435...
	Base	0	Top	0	0

Fuente: ETABS v22.

3.8.2.8 Cálculo de la distorsión máxima de piso

La distorsión máxima de piso cumple con el Anexo A-3, $\gamma_{max} < 0.02$ en ambas direcciones de análisis.

Tabla 17. Distorsión máxima de piso en X.

Nivel	hi	h	(X)			
			$\delta_{ie}(cm)$	$\delta_i(cm)$	Δ_i	γ_i
2	340	660	0.866	4.764	2.698	0.01
1	320	320	0.376	2.066	2.066	0.01
Base	0	0	0	0	0	0

Fuente: Propia

Tabla 18. Distorsión máxima de piso en Y.

Nivel	hi	h	(Y)			
			$\delta_{ie}(cm)$	$\delta_i(cm)$	Δ_i	γ_i
2	340	660	0.941	5.176	2.947	0.01
1	320	320	0.405	2.229	2.229	0.01
Base	0	0	0	0	0	0

3.8.2.9 Verificaciones de análisis P- Δ (DME)

Este cálculo se verificó en la sección 3.8.9 del presente documento en el análisis estático, ya que las cargas no cambiarían.

3.9 Diseño sísmico

Par el diseño de los elementos estructurales se utilizó el software ETABS v22 colocando todos los criterios de diseño como el código ACI 318-19, el sistema estructural, etc. También se obtuvieron los parámetros de diseño y aceptación de las dimensiones propuestas de los elementos de la estructura.

Se declaró en ETABS v22 el sistema de marcos especiales a momento (SMF) para el diseño de los elementos estructurales

Ilustración 51: Definición del sistema estructural

	Item	Value
01	Current Design Section	Varies
02	Framing Type	Sway Special
03	Live Load Reduction Factor	Varies
04	Unbraced Length Ratio (Major)	Varies
05	Unbraced Length Ratio (Minor)	Varies
06	Effective Length Factor (K Major)	1
07	Effective Length Factor (K Minor)	1
08	Moment Coefficient (Cm Major)	1
09	Moment Coefficient (Cm Minor)	1
10	NonSway Moment Factor (Dns Major)	1
11	NonSway Moment Factor (Dns Minor)	1
12	Sway Moment Factor (Ds Major)	1
13	Sway Moment Factor (Ds Minor)	1
14	Consider Minimum Eccentricity?	Program Determined

Item Description
The design section for the selected frame objects. When this overwrite is applied, any previous auto select section assigned to the frame object is removed.

Explanation of Color Coding for Values
Blue: All selected items are program determined
Black: Some selected items are user defined
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values
All Items Selected Items

Reset To Previous Values
All Items Selected Items

OK Cancel

Fuente: ETABS v 22.

Ilustración 52: Preferencias de diseño para el ACI 318-19

Concrete Frame Design Preferences for ACI 318-19

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-19
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Design for B/C Capacity Ratio?	Yes
07	Ignore Beneficial Pu for Beam Design?	Yes
08	Seismic Design Category	D
09	Design System Omega0	3
10	Design System Rho	8
11	Design System Sds	0.5
12	Phi (Tension Controlled)	0.9
13	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
14	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
15	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
16	Phi (Shear Seismic)	0.6

Item Description
The selected design code. Subsequent design is based on this selected code.

Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values

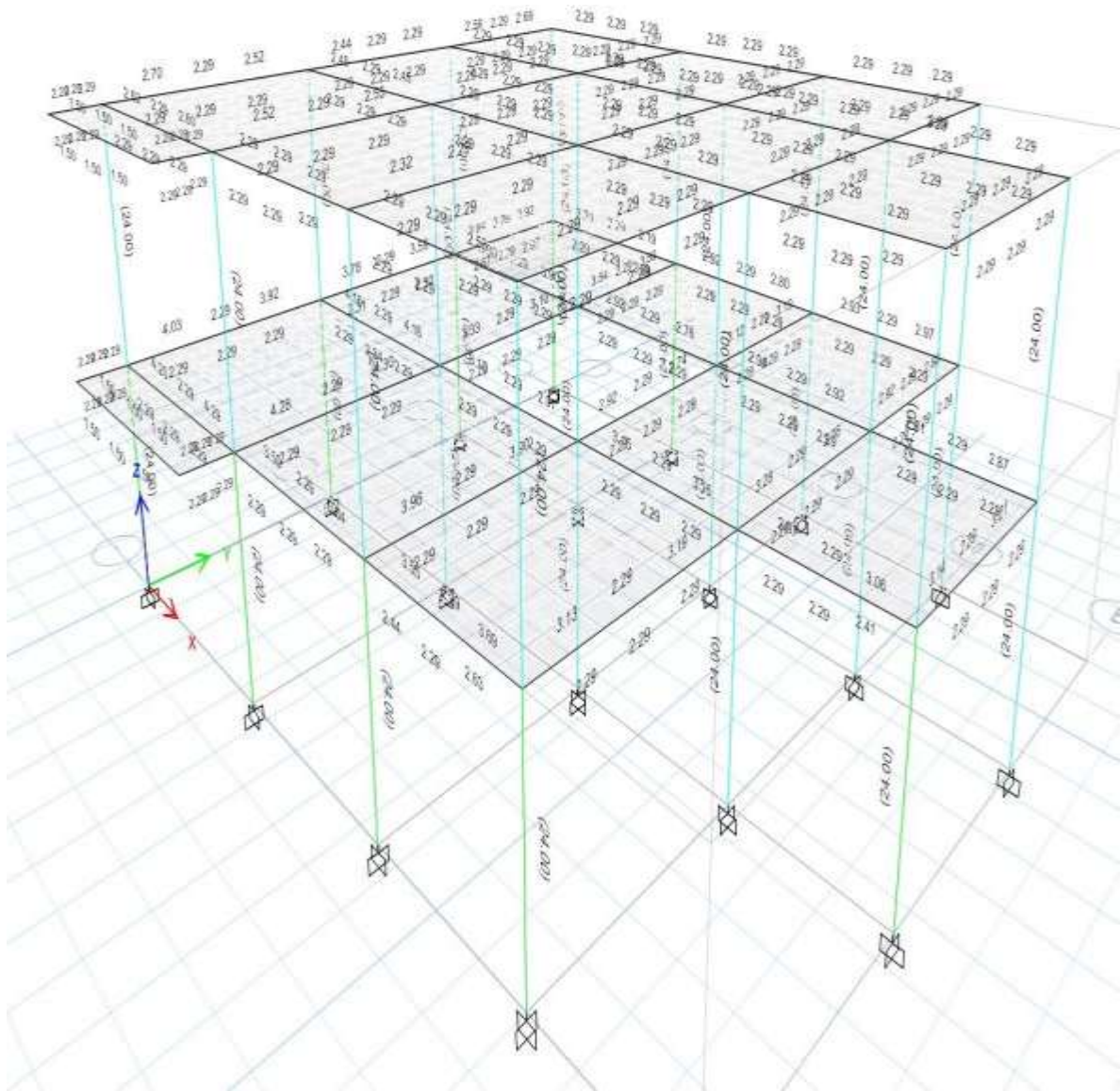
Reset To Previous Values

Fuente: ETABS v22.

3.9.1 Diseño de los elementos estructurales

En la ilustración 53 se muestra el cumplimiento del diseño de cada uno de los elementos estructurales que componen la edificación en estudio teniendo una relación demanda capacidad por debajo de 1.

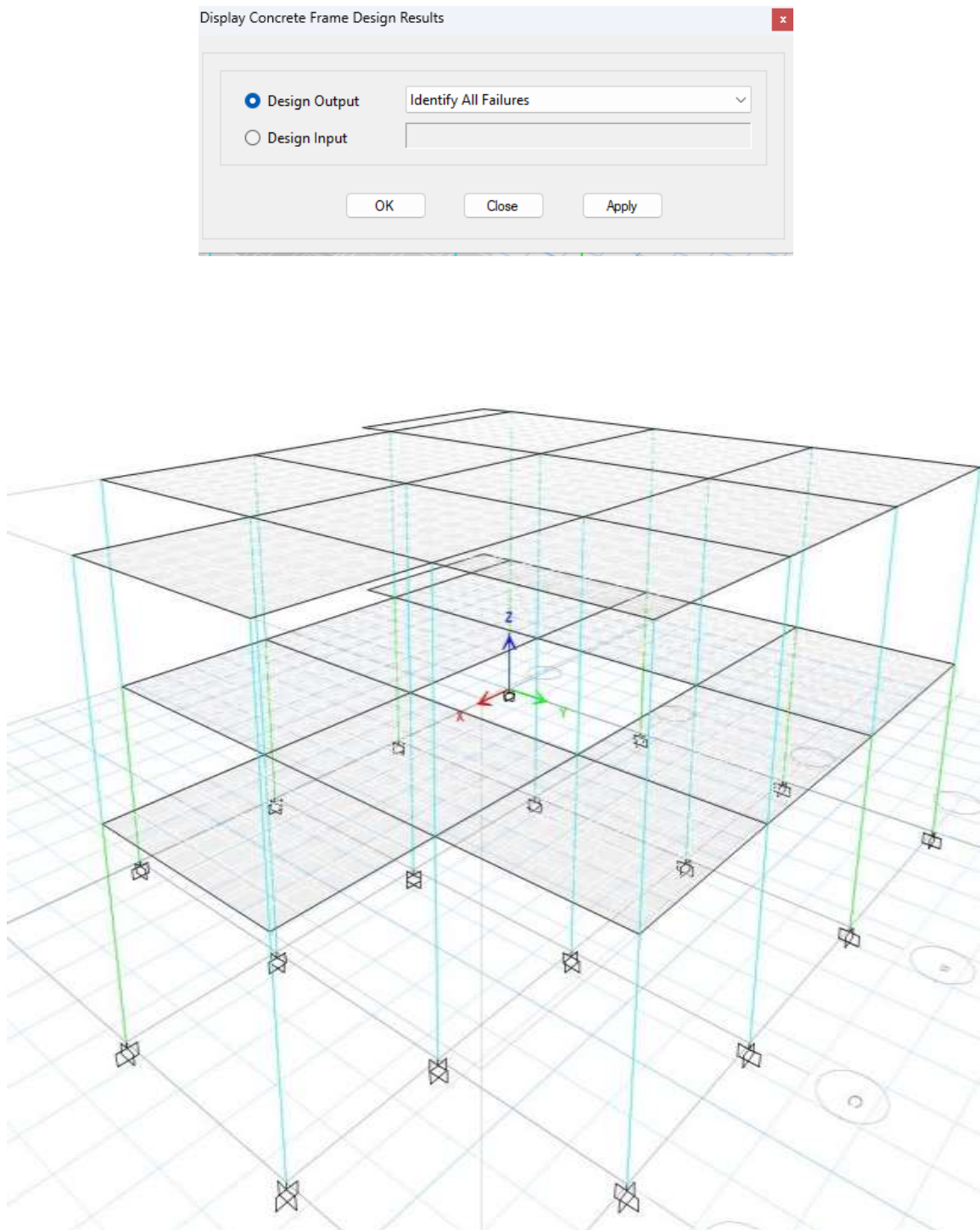
Ilustración 53: Diseño de los elementos estructurales



Fuente: ETABS v22.

En la siguiente ilustración se muestra que en los elementos estructurales no existe ninguna falla por; torsión, flexión, cortante, viga fuerte columna débil, conexiones en nudos, por refuerzo longitudinal y transversal propuesto en el modelo en columnas.

Ilustración 54: Identificación de fallas en la estructura

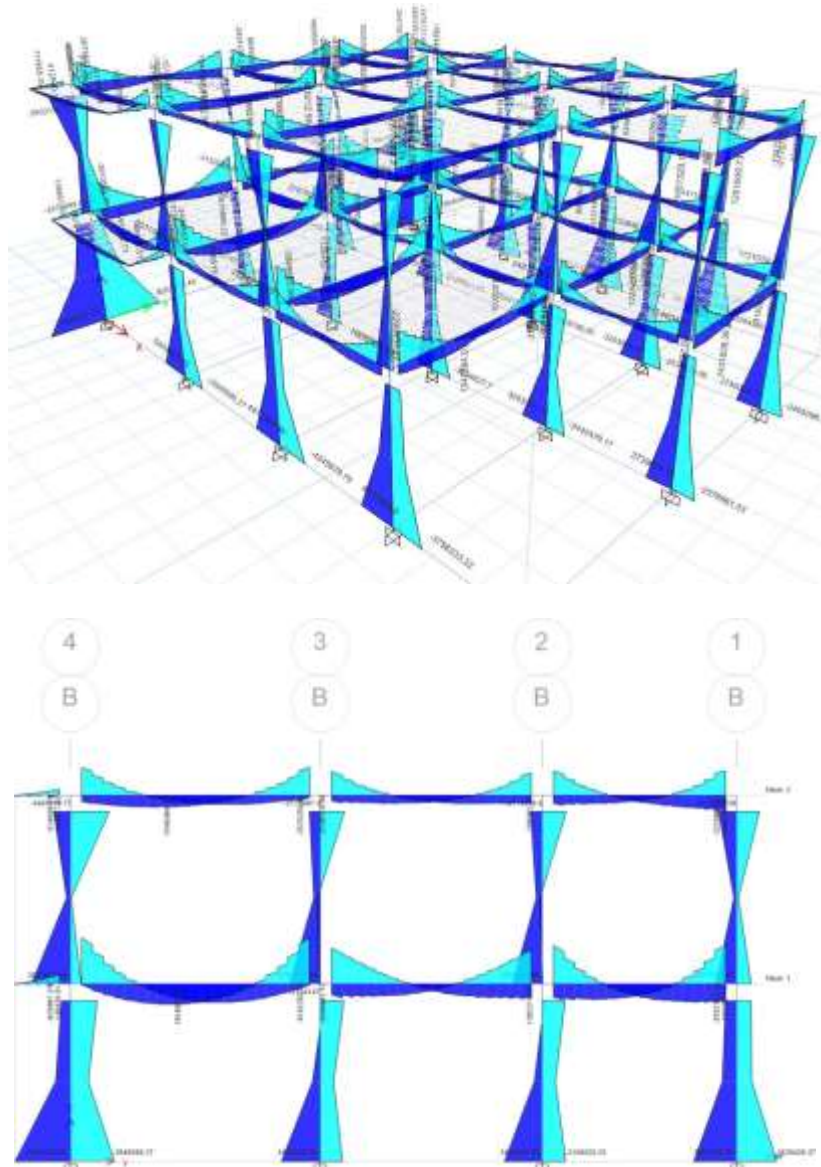


Fuente: ETABV v22.

3.9.1.2 Diseño de vigas

La viga con mayores solicitaciones en la estructura se resalta en la ilustración 55.

Ilustración 55: Diagrama de esfuerzos en marcos para momentos en los ejes 3-3

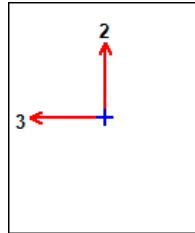


Fuente: ETABS v22.

En la siguiente página se colocará el resumen del diseño de la viga extraída del software ETABS v22.

Los resultados obtenidos del software muestran que las resistencias de los elementos propuestos son mayores que las cargas actuantes.

ETABS Concrete Frame Design
ACI 318-19 Beam Section Design (Summary)



Beam Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
Nivel 1	B31	89	VE1 25×30	CU13=1.3CM-0.3DmeX-DmeY+CV	430	450	1

Beam Element Details (Part 2 of 2)

Type
Sway
Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
25	30	25	0	2.5	2.5

Material Properties

E _c (kgf/cm ²)	f' _c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/cm ²)	f _{ys} (kgf/cm ²)
253456.35	281.23	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment kgf-cm	Design P_u kgf	- Moment Rebar cm ²	+Momen t Rebar cm ²	Minimu m Rebar cm ²	Require d Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	- 424434.6 5	0	4.3	0	2.29	4.3
Bottom (-2 Axis)	212217.3 3	0	0	2.09	2.29	2.29

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear V_p kgf	Rebar A_v /s cm ² /cm
4710.42	4585.56	1812.6	2197.49	0.0208

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u (Part 1 of 2)

T_u kgf-cm	ϕT_{th} kgf-cm	ϕT_{cr} kgf-cm	Rebar A_t /s cm ² /cm	Rebar A_l cm ²	Cover cm	Area A_{cp} cm ²	Area A_{oh} cm ²	Area A_o cm ²
0	17053.7 3	68214.9 3	0	0	4.445	750	340.1	289.1

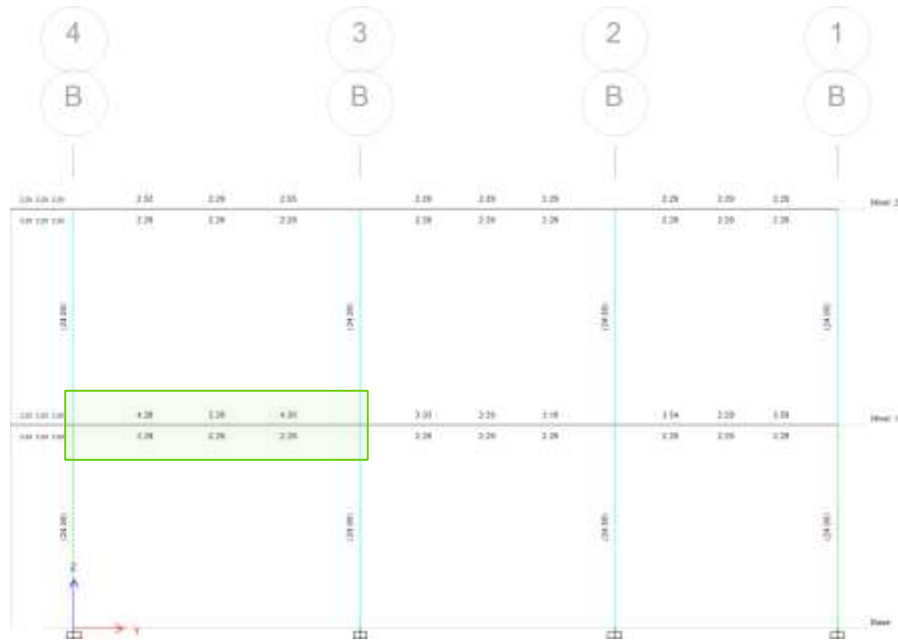
Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u (Part 2 of 2)

Perimeter, p_{cp} cm	Perimeter, p_h cm
110	74.44

La ilustración 56 muestra los requerimientos a flexión calculado por ETABS para momento positivo y negativo.

- **Detallado del refuerzo a flexión (acero longitudinal)**

Ilustración 56: Requerimientos de refuerzo a flexión viga crítica



Fuente ETABS v22.

Por situaciones constructivas se proporcionará dos barras número 6 en el lecho superior e inferior, estableciendo un área de acero $A_s = 5.70 \text{ cm}^2$ mayor que el área requerida de 5.15 cm^2 en ambas caras. Se estableció la misma área de acero para todo el lecho superior y el inferior (momento negativo y momento positivo) por procesos constructivos ya que puede haber equivocaciones sobre las longitudes de desarrollo en donde se requiere refuerzo en ambos lechos.

Verificación de la separación mínima del acero longitudinal ACI 318-19

$$d_b = 1.588 \text{ cm}$$

$$S_{min} = \left\{ \frac{4}{3} d_g = \left(\frac{4}{3} \right) * (1.88 \text{ cm}) = 2.5 \text{ cm} \right. \\ \left. 2.5 \text{ mm} \right.$$

$$S_{real} = b_w - 2rec - 2d_{estribo} - 2(2d_{estribo}) - d_b = 25 - (2 \times 4) - (2 \times 0.953) - 1.588 = 13.506 \text{ cm}.$$

Verificación del acero mínimo requerido

A_{smin} :

- $(0.25(28^{0.5}) / 240) \times 25 \times 26 = 3.58 \text{ cm}^2$

- $(1.4/240) (25 \times 26) = 3.792 \text{ cm}^2$

Se comprueba que el acero mínimo es menor que el acero propuesto y en este caso no es necesario verificar el acero máximo para que la sección esté controlada por la tracción ya que se está proponiendo la misma área de acero en el lecho inferior al lecho superior. Por lo tanto, se garantiza que la sección está controlada por la tracción.

- 2 varillas no 6 tanto en compresión como en tensión.
- $\rho = (2 \times 2.0 \text{ cm}^2) / (25 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}) = 0.00533 < \rho_{max} = 0.025$. (ACI 318-19, sec. 18.6.3.1).

Longitud de desarrollo según ACI-318 sección 18.8.5.1

Diámetro de la varilla mínimo que debe de introducirse en el nudo como gancho:
 $d_b < c/20$; $d_b \# 6 = 1.605 < 40/20 = 2.0$

l_{dh} debe de cumplir la mayor de las siguientes condiciones.

- $l_{dh} = f_y d_b (5.4 \lambda \sqrt{f'_c})$
- $8 d_b$
- 150 mm
- $8 \times 8 d_b = 8 \times 1.905 = 15.24 \text{ cm}$
- $l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) = 420 \times 1.588 / (5.4 \times 1 \times \sqrt{28 \text{ Mpa}}) = 23.34 \text{ cm}$

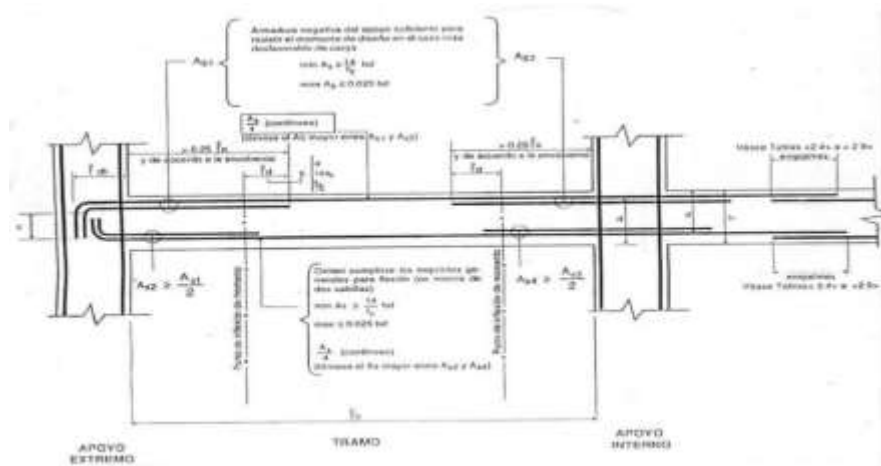
Por lo tanto, la longitud de desarrollo será 23.34 cm.

Detallado del refuerzo por cortante (acero transversal)

La ilustración 57 muestra los requerimientos por cortante calculado por ETABS.

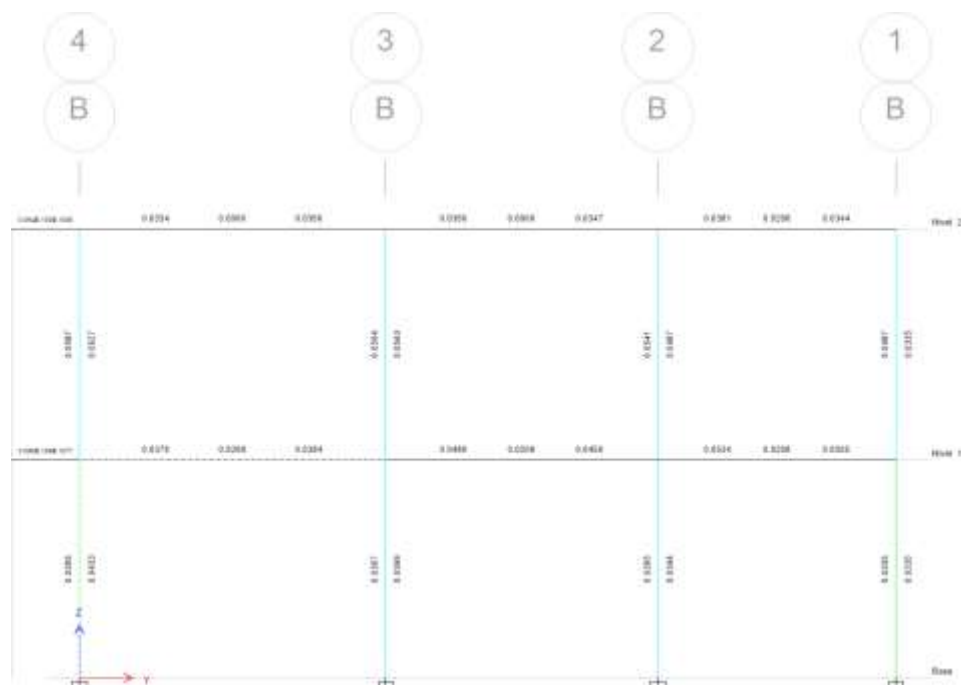
El área de acero por cortante mayor arrojada por el software ETABS es de 0.0379 cm^2/cm de longitud de viga en los extremos y en el centro de la misma se requiere de 0.0208 cm^2/cm .

Ilustración 57: Ejemplo de detallado de acero longitudinal



Fuente: Instituto Americano del Concreto (ACI).

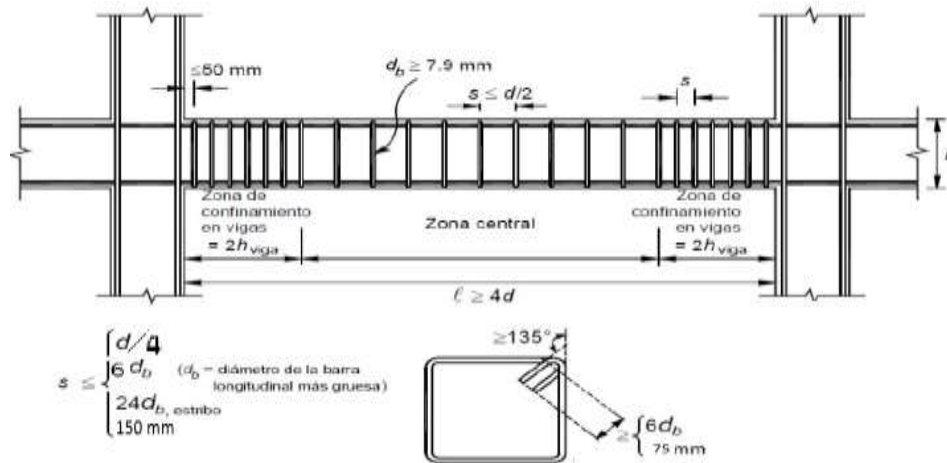
Ilustración 58: Salida de datos de ETABS para el refuerzo transversal



Fuente: ETABS v22

Debido a los requerimientos del ACI 318-19 para SMF se debe de garantizar la siguiente separación entre estribos o refuerzo transversal.

Ilustración 59: Espaciamiento para refuerzo transversal



Fuente: ACI 318-19

Calcular “s”:

- $d/4 = 26/4 = 6.5 \text{ cm}$
- $6d_b = 6 (1.588) = 9.53 \text{ cm}$
- 150 mm
- $24d_{\text{estribo}} = 22.872 \text{ cm}$

Por lo tanto, $s = 6.5 \text{ cm}$

El primer estribo a 5cm, 10 @ 6.5 cm, el resto @ 13cm.

- Área de acero por centímetro de longitud del acero transversal propuesto.

$$A_{\text{Sextremos}} = 2 \times (0.7 \text{ cm}^2) / 6.5 = 0.21 \text{ cm}^2 / \text{cm} > 0.0456 \text{ cm}^2 / \text{cm}.$$

$$A_{\text{Scentro}} = 2 \times (0.7 \text{ cm}^2) / 13 \text{ cm} = 0.108 \text{ cm} > 0.0208.$$

3.9.1.3 Diseño de columnas

Se realizó el diseño el diseño para la columna típica que acompaña a la viga crítica.

Estos valores satisfacen a todas las columnas de la estructura.

Ilustración 60: Columna típica

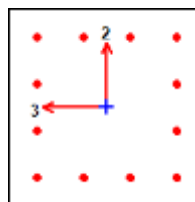


Fuente: ETABS

- Salida de datos de ETABS

ETABS Concrete Frame Design

ACI 318-19 Column Section Design (Summary)



Column Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF
Nivel 1	C5	4	Col 40 x 40	CU13=1.3CM-0.3DmeX-DmeY+CV	0	320	0.635

Column Element Details (Part 2 of 2)

Type			
Sway Special			
Section Properties			
b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
40	40	5.748	2.73

Material Properties				
E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{ys} (kgf/cm ²)
252671.33	280	1	4200	4200

Design Code Parameters						
ϕ_T	ϕ_{CTied}	$\phi_{CSpiral}$	ϕ_{Vns}	ϕ_{Vs}	ϕ_{Vjoint}	Ω_0
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	3

Axial Force and Biaxial Moment Check for P_u , M_{u2} , M_{u3}						
Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M_2 kgf-cm	Minimum M_3 kgf-cm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
27915.41	767971.12	355204.83	76041.57	76041.57	1.5	0.497

Axial Force and Biaxial Moment Factors					
	C_m Factor Unitless	δ_{ns} Factor Unitless	δ_s Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0.354933	1	1	1	290
Minor Bend(M2)	0.416058	1	1	1	290

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 1 of 2)						
	Shear V_u kgf	Modified Shear V_u kgf	Shear ϕV_c kgf	Shear ϕV_s kgf	Shear ϕV_p kgf	Rebar A_v/s cm ² /cm
Major, V_{u2}	3378.71	3378.71	12106.17	3612.18	2683.82	0.0335
Minor, V_{u3}	3855.53	3855.53	9684.93	2889.75	2730.22	0.0335

Shear Design for V_{u2} , V_{u3} (Part 2 of 2)

$V_u / \phi V_n$ Unitless
0.214953
0.268353

Joint Shear Check/Design						
	Joint Shear Force kgf	Shear $V_{u,Top}$ kgf	Shear $V_{u,Tot}$ kgf	Shear ϕV_c kgf	Joint Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{u2}	0	2683.82	31444.8	72409.97	1600	0.434
Minor Shear, V_{u3}	0	2730.22	32042.86	72409.97	1600	0.443

(6/5) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
0.235	0.239

- **Detallado del refuerzo a Flexo-compresión (acero longitudinal)**

Requerimiento del Refuerzo Longitudinal:

$$A_{s,min} = \rho_{min}db = 0.01 \times 40 \times 40 = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = \rho_{max}db = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2.$$

Acero longitudinal propuesto: 4 varillas en la dirección 2 y 3, total 12 varillas.

$$A_s = 12 \times 2 \text{ cm}^2 = 24 \text{ cm}^2.$$

Por lo tanto, se satisfacen las condiciones mínima y máxima. El acero propuesto también es superior al área de acero requerido por el diseño del software.

- **Detallado del refuerzo transversal**

Cálculo del área de confinamiento.

l_0 = Lado menor de la columna, $b = 40 \text{ cm}$

- $l_n/6 = 320/6 = 53.22 \approx 55 \text{ cm}$
- 45 cm

Por lo tanto, $l_0 = 55 \text{ cm}$, para alojar el primer estribo a 5 cm .

Separación entre estribos: s

- $(1/4) b = \frac{1}{4} (40) = 10$
- $6d_b = 6 (1.588) = 9.528$
- $S_0 = 10 + (35 - h_x) / 3 = (35 - 15) / 3 = 16.67$
- $10 \text{ cm} \leq S_0 \leq 15$

Por lo tanto, la separación de estribos en la zona de confinamiento será de **10 cm**.

Detallado de la columna. Estribos #3.

1 @ 5 cm: 10 @ 10 cm el resto @ 15 cm.

3.9.1.4 Diseño de nudos

Se presentará el diseño para los nodos de la columna crítica antes mencionada. Este nudo se encuentra confinado a 4 caras por lo que se puede hacer la excepción del capítulo 18.8.3.2 sin embargo, para fines constructivos se mantiene el mismo arreglo de acero de l_0 de la columna para la sección del nudo.

- **Requerimiento de dimensionamiento, ACI 318-19 sección 18.8.2.3.**

Profundidad del Nudo: $C_1 \geq h/2 = 40 \geq 30/2 = 15$. ¡Cumple!

- **Requerimiento al corte**

Sección transversal dentro del nudo A_j :

Para: $b_w \neq c_1$.

$$A_j = c_1 \times w$$

$$w = b_w + c_1, \quad w = b_w + 2x;$$

$$c_1 = 40, \quad b_w = 25\text{cm}, \quad w = 25 + 2(5) = 35\text{cm}$$

$$A_j = 40\text{cm} \times 35\text{cm} = 1400 \text{ cm}^2.$$

- **Cálculo de la resistencia nominal a cortante del nudo. V_n ACI 18.8.4.1.**

$$V_n = f_v \sqrt{f'_c} A_j \quad \text{Según ACI 21.2.4.4 } \phi = 0.85$$

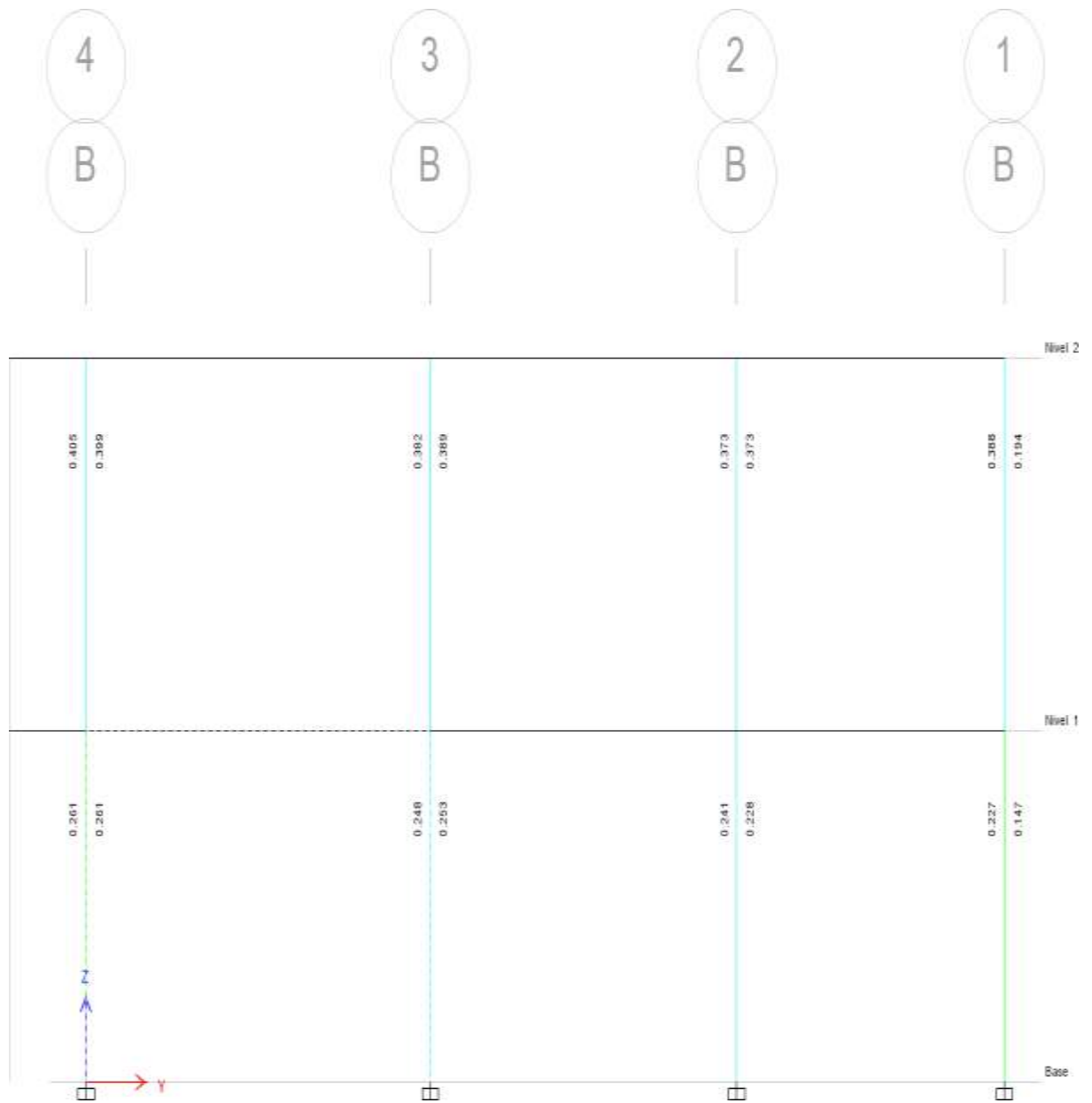
$f_v = 4$ Para nudos confinados en 3 o dos caras.

$$\phi V_n = 0.85 \times 4 \times 1 \times \sqrt{280} \times 30 \times 30 = 51,203.59 \text{ kg}$$

3.9.1.5 Columna Fuerte viga débil

La ilustración 61 muestra las relaciones viga-columna confirmando la condición columna fuerte viga débil.

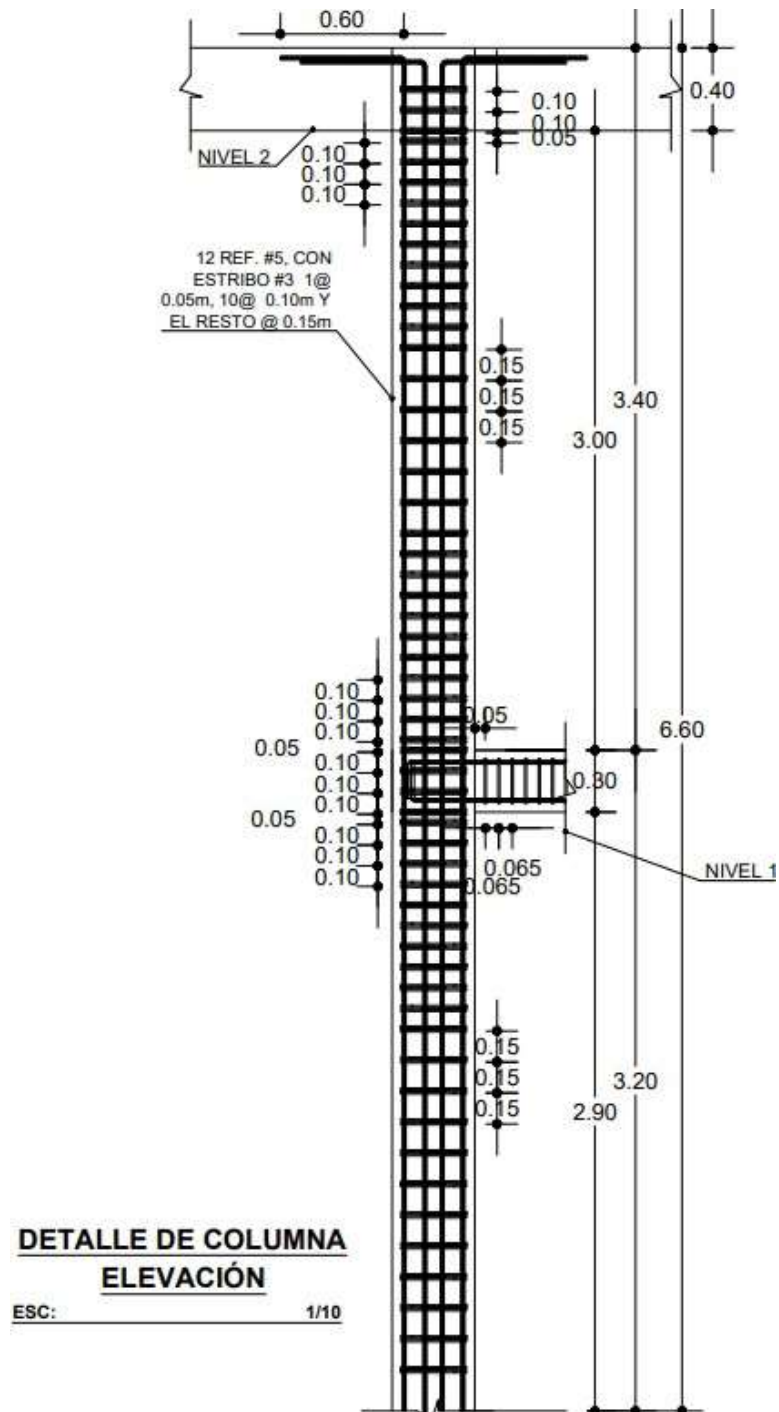
Ilustración 61: (6/5) relación Viga Columna de demanda capacidad



Fuente: ETABS v22.

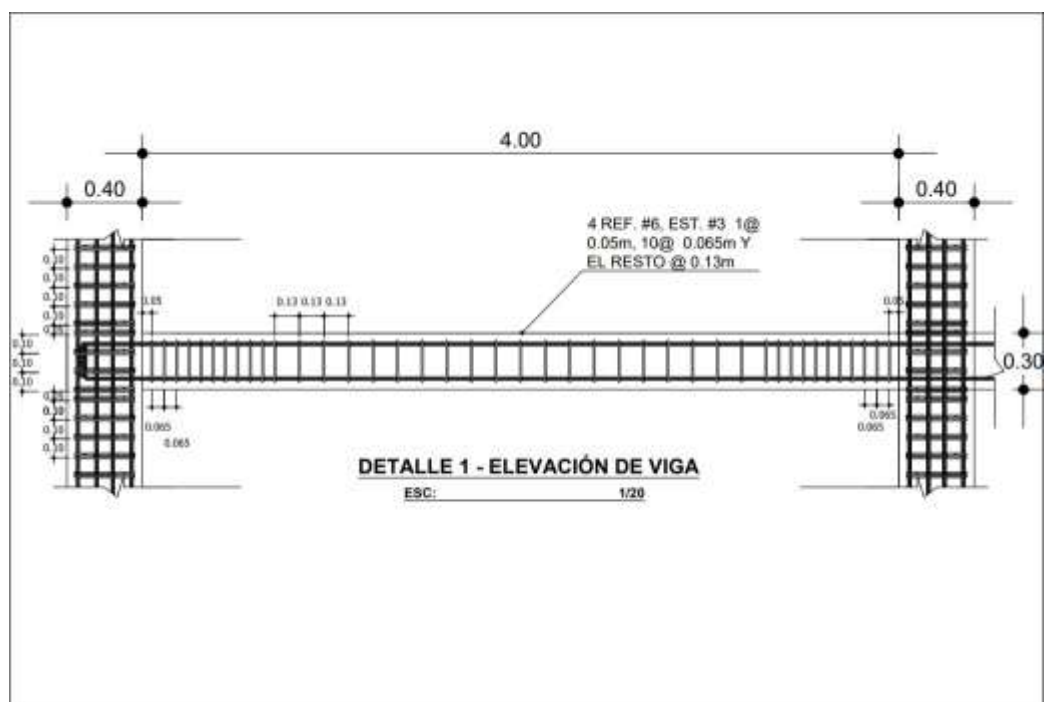
3.10 Detallado de los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmica: vigas, columnas y nudos.

Ilustración 62: Detalle de columna y nudo en elevación



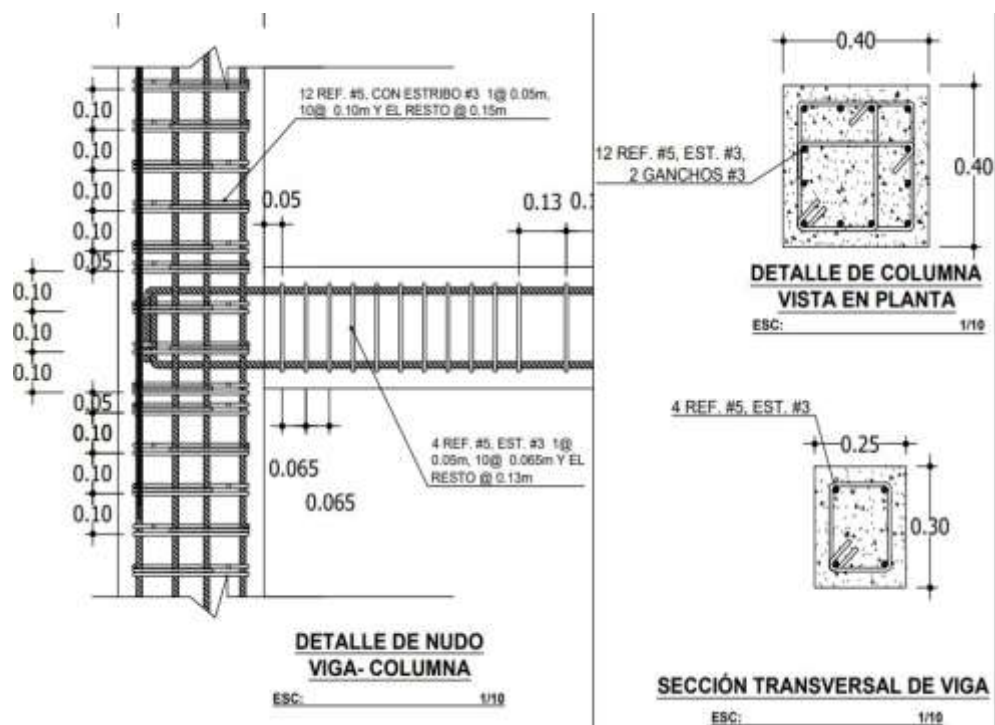
Fuente: Propia

Ilustración 63: Detalle de viga



Fuente: Propia

Ilustración 64: Detalle nudo viga-columna



Fuente: Propia

CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos en el desarrollo de este trabajo monográfico se llegó a las siguientes conclusiones. Los dos los dos primeros modos de vibración de la estructura son traslacionales y el tercero rotacional, por lo que se concluye que la estructura está bien configurada, es decir que las rigideces de esta están bien distribuidas en cuanto a la colocación de cada uno de los elementos estructurales. Se comprobó que el periodo fundamental de la estructura, $T = 0.2934s$, es mayor que el periodo aproximado, $T_a = 0.2547s$.

A través del análisis estático se concluye que el coeficiente sísmico, $C_s = 0.158903$, no cumple con el valor mínimo para el coeficiente sísmico establecido por la NSM, por lo que se utilizó el coeficiente sísmico mínimo calculado, $C_{smin} = 0.211871$. La distorsión máxima en la estructura en el segundo piso, 0.01, es menor a la requeridas para SMFs de concreto reforzado en la NSM, 0.02. Se comprobó que no era necesario realizar un análisis del efecto $P-\Delta$ ya que el coeficiente de estabilidad θ de 0.01 es menor de lo que establece la NSM (0.1).

Al comparar los resultados del cortante estático con el cortante dinámico, tomando en cuenta el 90% de la masa participativa, se estableció un factor de escalamiento del cortante estático al dinámico de 1.7. Se concluye que al determinar el espectro el espectro de diseño, derivas y las distorsiones del análisis dinámico tienen una relación con el factor de escala.

En el diseño se aceptaron las dimensiones que se propusieron en las secciones de las columnas vigas y nudos tomando en cuenta la demanda-capacidad de cada uno de los elementos de la estructura.

La distorsión en la estructura en el segundo piso con respecto al análisis dinámico es de 0.01, la cual es menor a la requerida para SMF de concreto reforzado en la NSM, 0.02.

4.2 Recomendaciones

Se recomienda hacer a esta estructura un análisis tiempo-historia para así poder predecir de una manera óptima el comportamiento de la edificación ante posibles sismos de gran magnitud.

También se recomienda hacer para este proyecto un análisis Push-Over para evaluar el punto de desempeño de la estructura.

Se recomienda realizar el diseño de las cimentaciones ya que este no era parte de los alcances de este documento monográfico.

Las losas reticulares no son comunes a nivel nacional, sin embargo, se recomienda mantener el sistema de losas reticulares ya que estas por definición proveen a las edificaciones con la suficiente rigidez (diafragma rígido) (MTI, 2017b, p.59) pero con un menor peso. Las losas propuestas en este documento tienen 0.0785m^3 de concreto por metro cuadrado ($0.1 \times 0.15 \times 1.9 + 0.05 \times 1 \times 1$), lo que equivale a 188.4Kg de peso vs 480 Kg de peso para una losa maciza del mismo espesor, de 20cm. Por lo tanto, se recomienda realizar otro modelo con una losa maciza y para los resultados para ambos sistemas de losas y así valorar la eficacia de las losas reticulares y comprar datos como por ejemplo la diferencia de en el peso de estas por metro cuadrado.

Bibliografía

BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-1S)* . ACI Capítulo Ecuador.
- American Society of Civil Engineers ASCE/SEI. (2022). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-22*.
- Bazán, E., C Meli, R. (2003). *Diseño Sísmico de Edificios*. Limusa.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras 4ta Edición*. Naucalpan de Juárez, Estado de México: Pearson Educación de México.
- Harmsen, T. E. (2019). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Alfaomega.
- Hassoun, M. N., C Al-manaseer, A. (s.f.). *Structural Concrete: Theory and Design*. John Wiley C Sons.
- Hibbeler, R. C. (2012). *Análisis Estructural Octava Edición*. Naucalpan de Juárez, Estado de México: Pearson Educación, Mexico.
- Hosur, V. (2013). *Earthquake-Resistant Design of Building Structures*. Wiley India.
- HURTADO GÓMEZ , J. E. (2000). *Introducción a la Dinámica de Estructuras*. Universidad Nacional de Colombia.
- McCormac, J. C. (2010). *Análisis de Estructuras Métodos Clásico y Matricial*. México D.F.: Alfaomega.
- McCormac, J. C., C Brown, R. H. (2018). *Diseño de Concreto Reforzado*. Alfaomega.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2017). *Morma Mínima de Diseño y Construcción de Concreto Estructural CR-001*.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). (2022). *Norma Sismorresistente para la Ciudad de Managua*.

ANEXOS

ANEXOS

Anexos A: Tablas, ilustraciones y ecuaciones.

A- 1.1

Cargas variables unitarias mínimas

DESTINO		MÁXIMO (CV)	NOTAS
Residencial (casas, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales)		200	(1)
Salones de clase:	Escuelas primarias, Preescolares	250	
	Secundaria y universidad	250	
Hospitales (salas y cuartos), Asilos, Centros de Salud y Clínicas		200	
	Salas de Operación	400	
Oficinas:	Despachos	250	(2)
	Salas de Archivo	500	
Bibliotecas:	Salones de Lectura	300	
	Salón de Libros	600	
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y Salas de juegos		400	
Auditorios, Cines, Templos: Sillas Fijas		350	
	Sillas móviles	500	
Teatros:	Vestibulos	200	
	Piso del escenario	700	
	Graderías y tribunas	500	
Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas de parqueo y pasajes de acceso libre al público);		500	(1)
Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)		500	
Laboratorios		250	
Comercio:	Ligero	350	(2)
	Semipesado	450	(2)
	Pesado	550	(2)
Fábrica y Talleres:	Ligero	400	(2)
	Semipesado	500	(2)
	Pesado	700	(2)
Bodegas:	Ligero	450	(2)
	Semipesado	650	(2)
	Pesado	1,000	(2)
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%		100	(3)
Techos de losas con pendiente mayor de 5%		50	(3)
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m)		250	(4)
Andamios temporales para la construcción		150	(5)
Marquesinas, balcones y similares		500	

(MTI 2022, p.55)

A-1.2

Cargas Permanentes

CUBIERTAS DE TECHO (INCLUYE MATERIAL FIJADO)			
Conceptos	Peso (kg/m2)	Conceptos	Peso (kg/m2)
Zinc corrugado calibre 28	3.6	Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Zinc corrugado calibre 26	5.4	Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Zinc corrugado calibre 24	6.1	Autoportante tipo maxiplac	15
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9	Teja de barro tipo española nacional, saturada. Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbrera y de limatesas	50
Cartón asfáltico de 3 capas	35	Lámina metálica cal.26 con núcleo de poliestireno tipo sándwich de 2" de peraltes	15

CIELOS RASOS			
Conceptos	Peso (kg/m2)	Conceptos	Peso (kg/m2)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14	Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Cielo raso de Plywood de 1/4" con estructura de madera	16	Machihembre de 1/2"	7
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18	Yeso con perfiles de aluminio	8
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22	Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5	Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

CUBIERTA DE PISOS.			
Conceptos	Peso (kg/m²)	Conceptos	Peso (kg/m²)
Ladrillo de cemento	83	Ladrillo de Cerámica	30
Ladrillo de barro	58	Fibrocemento de 20 mm	22

PAREDES			
Concepto	Peso (Kg/m³)	Conceptos	Peso(Kg/m³)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110	Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	10	Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood 1/4"	10	Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de concreto de 10 x 20 x 40	140	Bloque de concreto de 15 x 20 x 40	200
Bloque de concreto de 20 x 20 x 40	230	Mampostería Reforzada Bloque de concreto de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de concreto de 20 x 20 x 40	300	Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poliestireno expandido (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de arcilla de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172	Bloque sólido de arcilla de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255	Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20	Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

(MTI, 2022 p. 66)

Nota: Para paredes con repello de 1 cm. De espesor, agregar 25 kg/m² por cada cara repellada. (MTI, 2022 p. 64)

A-2.1 Zonificación sísmica para Nicaragua

PGA o a_0 en g

$a_0 < 0.17$

$0.17 < a_0 < 0.23$

$0.23 < a_0 < 0.315$

$a_0 > 0.315$

A-2.2 Zonificación sísmica para Nicaragua.



Mapa de zonificación sísmica para Nicaragua.

(MTI, 2021, p.44)

A-3 Tabla de valores de a₀ PGA 475 años

Departamento	Longitud (Este)	Latitud (Norte)	Aceleración	Zona	Departamento	Longitud (Este)	Latitud (Norte)	Aceleración	Zona
CHINANDAGA	12.62917	-87.33105	0.407950	Zona 1	SAN JOSE DE CUSMAMA	13.28330	-86.65000	0.230908	Zona 2
EL VIEJO	12.66348	-87.16663	0.405850		ESTEJ	13.08330	-86.35000	0.229632	
EL REALJO	12.54307	-87.16466	0.406553		CAMDAPA	12.38330	-85.51670	0.227043	
CORINTO	12.48250	-87.17504	0.402550		ESQUIPULAS	12.86670	-85.78130	0.225594	
CHICHIGALPA	12.56670	-87.09330	0.396122		SAN FRANCISCO DE CUAPA	12.26670	-85.38330	0.225494	
POSOLTEGA	12.54310	-86.97890	0.395105		SAN DIONISIO	12.75000	-85.85000	0.223672	
QUEZALQUAQUE	12.50610	-86.90330	0.394123		LAS SABANAS	13.35000	-86.61670	0.221183	
LA PAZ CENTRO	12.34000	-86.67530	0.392157		SAN JUAN DE NICARAGUA	10.94800	-83.73420	0.219464	
TOMALÁ	12.70442	-87.13107	0.391709		SANTO TOMAS	12.04670	-85.08030	0.216900	
NAGAROTE	12.26750	-86.56530	0.391216		EL ALMENDRO	11.68330	-84.70000	0.216607	
VILLA EL CARMEN	11.97875	-86.50723	0.386383		LA LIBERTAD	12.21670	-85.16670	0.213588	
MATEARE	12.29480	-86.43138	0.380808		MATAGALPA	12.91870	-85.91670	0.212623	
EL CRUCERO	11.98330	-86.31670	0.378458		VILLA SANDINO	12.04830	-84.99362	0.212457	
CIUDAD SANDINO	12.15890	-86.34420	0.378162		SAN LUCAS	13.41670	-86.60000	0.211869	
SAN RAFAEL DEL SUR	11.84954	-86.43839	0.374813		SANTA MARIA	13.75000	-86.71670	0.210481	
MANAGUA	12.13282	-86.25040	0.366670		PUEBLO NUEVO	13.38330	-86.48330	0.207684	
DRIAMMA	11.85812	-86.37822	0.365774		SONOTO	11.48330	-86.58030	0.205631	
SAN MARCOS	11.91670	-86.20000	0.363454		SAN RAMON	12.91667	-85.83333	0.205575	
SANTA TERESA	11.73330	-86.21670	0.360877		CONDEGA	13.35000	-86.40000	0.204562	
EL INSIARIO	11.83330	-86.18870	0.360298		MUMMAY	12.78670	-85.63330	0.204195	
LA COMQUISTA	11.73330	-86.20000	0.360043		LA CONCORDIA	13.18330	-86.16670	0.203013	
MASATEPE	11.91445	-86.14458	0.358679		SANTO DOMINGO	12.25670	-85.08330	0.202712	
LA PAZ DE ORIENTE	11.82158	-86.11065	0.357333		NUEVA GUINEA	11.88330	-84.45000	0.202075	
NANDASMO	11.93330	-86.11670	0.353781		JINOTEGA	13.09103	-86.00234	0.201012	
NIQUICHOMO	11.90518	-86.09446	0.353352		YALAGUINA	13.48333	-86.48333	0.200849	
WALPACHILLO	12.67572	-86.57182	0.353095		MACUELIZO	13.65000	-86.61670	0.199169	
NANDIAIME	11.75000	-86.05000	0.352472		PALACAGUINA	13.45000	-86.40000	0.198324	
TOLA	11.43330	-85.91130	0.345397		SAN RAFAEL DEL NORTE	13.21670	-86.11670	0.197737	
SAN JUAN DEL SUR	11.25292	-85.87049	0.343685		TOTOGALPA	13.56170	-86.45240	0.197074	
BUEN	11.50000	-85.88330	0.342530		EL CORAL	11.91580	-84.65030	0.196575	
POTOMI	11.49416	-85.85880	0.339339		SAN SEBASTIAN DE YALI	11.30000	-86.18330	0.195701	
RIVAS	11.43330	-85.83330	0.335964		OCOTAL	13.63330	-86.48330	0.194016	
BUENOS AIRES	11.46670	-85.81670	0.335299		DIPILTO	13.71870	-86.50000	0.193357	
SAN JORGE	11.45584	-85.80308	0.334595		MIZONTE	13.65000	-86.45000	0.189288	
GRAMADA	11.92988	-85.95602	0.332963		TELPANCA	13.52918	-86.28568	0.189046	
TIPITAPA	12.20000	-86.09330	0.328838		MATIGUAS	12.83330	-85.46670	0.188226	
CARDENAS	11.20000	-85.51670	0.326221		CIUDAD ANTIQUA	13.63330	-86.51670	0.184781	
TISMA	12.08194	-86.01739	0.325204		MUELLE DE LOS BUYES	12.06670	-84.53330	0.182672	
MOYOGALPA	11.53330	-85.70000	0.324525		SAN FERNANDO	13.68337	-86.31486	0.182580	
ALTAGRACIA	11.56670	-85.58330	0.312272		LA DALLA	13.06670	-85.75000	0.182305	
SAN FRANCISCO LIBRE	12.50470	-86.30030	0.309043		SAN JUAN DEL RIO COCO	13.54483	-86.16596	0.181925	
SOMOTILLO	13.05330	-86.91670	0.299712		SANTA MARIA DE PANTANMP	13.27197	-86.04677	0.181543	
VILLANUEVA	12.96380	-86.81470	0.295717		BOCANIA DE PAIWAS	12.78571	-85.12269	0.174387	
SAN CARLOS	11.12300	-84.77870	0.293260		EL AYOTE	12.49470	-84.81940	0.174218	
EL JICARAL	12.72720	-86.38080	0.290595		QUILALI	13.56670	-86.03330	0.173706	
SAN MIGUELITO	11.40000	-84.90000	0.282374		EL JICARO	13.71670	-86.13330	0.172507	
SANTA ROSA DEL PEÑON	12.80110	-86.17060	0.281296		RIO BLANCO	12.83330	-85.21670	0.171977	
EL SAUCE	12.88690	-86.53810	0.278750		RANCHO GRANDE	13.23655	-85.55854	0.171081	
SANTO TOMAS DEL NORTE	13.18440	-86.92190	0.277569		JALAPA	13.91670	-86.13330	0.171061	
PUEBLO MORRITO	11.62090	-85.07919	0.174547		MURRA	11.74667	-86.01667	0.169168	
EL LIANO	11.02230	-84.81360	0.165644		EL CUA	13.36750	-85.67330	0.168329	
SABALOS	11.05000	-84.49670	0.163217		WITANU DE NUEVA SEGOVIA	13.61670	-85.83330	0.164163	
TEUSTEPE	12.41670	-85.80000	0.160007		WITNU DE JINOTEGA	13.62680	-85.82540	0.164042	
SAN FRANCISCO DEL NORTE	13.20000	-86.76666	0.159346		EL RAMA	12.33333	-84.66667	0.162554	
SAN PEDRO DEL NORTE	13.26670	-86.88330	0.158954		WASIALA	13.33100	-85.37460	0.158999	
CIUDAD DARO	12.73060	-86.12500	0.157976		SAN JOSE DE BOCAV	13.61330	-85.53330	0.156791	
ACHUAPA	13.05370	-86.59004	0.156640		MULUKUKU	13.17320	-84.95540	0.154564	
SAN NICOLAS	12.93240	-86.34810	0.151660		BLUMFIELDS	12.01310	-83.70530	0.152154	
SAN LORENZO	12.38330	-85.66670	0.145579		KUKRA HILL	12.25000	-83.75000	0.145158	
JUNGALPA	12.30100	-85.36710	0.142480		EL TORTUGUERO	12.81670	-84.20000	0.144585	
TERRABONA	12.73330	-85.98870	0.138950		WASPAM	14.71330	-81.98670	0.144201	
SAN JUAN DE LINAY	13.16670	-86.61670	0.137303		LA CRUZ DE RIO GRANDE	13.11670	-84.18330	0.140276	
SEBACO	12.85110	-86.09940	0.137089		LAGUNA DE PERLAS	12.34294	-83.67123	0.139541	
LAS CAÑAS	11.51870	-86.14750	0.136741		SIUNA	13.73321	-84.77723	0.137890	
SAN JOSE DE GUASIMAL	12.95530	-86.22410	0.135858		ALAMKAMBA	13.50000	-84.21670	0.136219	
SAN ISIDRO	12.93190	-86.19530	0.135803		BONANZA	14.02885	-84.58103	0.134497	
LA TRINIDAD	12.86880	-86.23530	0.135099		ROSITA	13.88330	-84.40000	0.134043	
COMALAPA	12.28330	-85.51670	0.134868		KARAWALA	12.93231	-83.57752	0.127771	
SANTA LUCIA	12.53330	-85.71670	0.134427		BILWI	14.01330	-83.38330	0.123379	
BOACO	12.46670	-85.66670	0.134379						
SAN JOSE DE LOS REMATES	12.60000	-85.76670	0.134373						
ACOPYAPA	11.96670	-85.16670	0.233193						

A-3 Tabla de coeficientes y factores de diseño para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas.

Sistema Estructural	Coeficiente de modificación respuesta, R^a	Factor de sobreexposición, Ω_s^b	Coeficiente de deflexión, C_d	Distorsión Máxima De piso T_{p11}	Indicando el límite de altura (m)			
					Categoría de edificios			
					A	B	C	D
C. SISTEMAS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO								
1. Marcos de momento especiales de acero	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
2. Marcos de momento de cerchas especiales de acero	7	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	50
3. Marcos de momento intermedio de acero	4 ½	3	4	0.020	SL	SL	SL	9'
4. Marcos de momento ordinario de acero	3 ½	3	3	0.015	SL	SL	SL	NP ^d
5. Marcos de momento especiales de concreto armado	8	3	5 ½	0.02	SL	SL	SL	SL
6. Marcos de momento intermedios de concreto armado	5	3	4 ½	0.015	SL	SL	SL	NP
7. Marcos de momento ordinarios de concreto armado	3	3	2 ½	0.010	SL	SL	NP	NP
8. Marcos de momento especiales compuestos ^d	8	3	5 ½	0.025	SL	SL	SL	SL
9. Marcos de momento intermedio compuestos ^d	5	3	4 ½	0.020	SL	SL	SL	NP
10. Marcos de momento ordinario compuestos ^d	3	3	2 ½	0.015	SL	SL	NP	NP
D. SISTEMAS DUALES CON MARCOS DE MOMENTOS ESPECIALES CAPAZ DE RESISTIR AL MENOS EL 25% DE LAS FUERZAS SÍSMICAS PRESCRITAS								
1. Marcos de acero con arriostramiento excéntrico	8	2 ½	4	0.025	SL	SL	SL	SL
2. Marcos especiales de acero arriostrados concéntricamente	7	2 ½	5 ½	0.020	SL	SL	SL	SL
3. Muros de corte de concreto reforzado especiales	7	2 ½	5 ½	0.02	SL	SL	SL	SL
4. Muros de corte de concreto reforzados ordinarios	6	2 ½	5	0.01	SL	SL	SL	NP
5. Marco compuesto con arriostramiento excéntrico ^d	8	2 ½	4	0.025	SL	SL	SL	SL
6. Marcos especiales compuestos arriostrados concéntricamente ^d	6	2 ½	5	0.015	SL	SL	SL	SL
7. Muros de corte de mampostería reforzada especial	5 ½	3	5	0.01	SL	SL	SL	SL
8. Muros de corte de mampostería reforzada intermedia	4	3	3 ½	0.006	SL	SL	SL	NP
9. Marcos de acero arriostrado con pandeo restringido	8	2 ½	5	0.025	SL	SL	SL	SL

(MTI, 2022, p.34)

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Ejemplos
Estructuras no destinadas a habitación	I	Estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, cuyo colapso no puede causar daño a estructuras que pertenecen a otros grupos de importancia. Incluyendo, pero no exclusivamente: • Estructuras provisionales con un servicio menor a tres años. • Instalaciones agrícolas, sin ocupación humana permanente. • Instalaciones de un nivel destinadas a almacén de productos no tóxicos, ni otro que exponga la seguridad pública.
Estructuras de ocupación normal	II	Estructuras comunes de ocupación normal. Estructuras de la categoría III que no cumplan con la condición de albergar más de 500 personas, más de 10 pisos, con área de construcción mayor a 10,000 m², proyectos con un número mayor de 10 edificios y/o más de 50 unidades de vivienda unifamiliar o bifamiliar. En general por defecto, cualquier estructura que no pertenezca a las categorías III, y IV o estructura de la categoría I que pueda poner en peligro a estructuras de este grupo.
Estructuras de ocupación especial	III	Estructuras de alta ocupación tal como se detalla a continuación o cuya falla representa un riesgo sustancial para la vida humana y gran impacto de pérdida económica y/o alteración masiva de la vida civil cotidiana. Estructuras no incluidas en la categoría IV o estructuras de los grupos I y II que puedan poner en peligro a estructuras de este grupo. Construcciones que se deben mantener en operación inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo extremo I. Como lo son: • Estructuras destinadas a vivienda, oficina, comercio, hotel, banco, teatro, restaurante e industria que alberguen a más de 500 personas o más de 10 pisos o cuya área de construcción sea mayor a 10,000 m². • Estructuras pertenecientes a un proyecto en el cual se construirá un número mayor de 10 edificios o de 50 unidades de vivienda unifamiliar o bifamiliar. • Centros de educación preescolar, primaria y secundaria públicos o privados con más de 500 alumnos. • Centros de educación superior o carreras técnicas públicos y privados con más de 500 alumnos. • Centros deportivos que alberguen más de 500 personas. • Centros de convención que reúna a más de 500 personas. • Centros de salud comunitarios, clínicas y Ambulatorios que alberguen a más de 500 pacientes, sean públicas o privadas. • Iglesias con asientos para más de 500 personas. • Puentes con tramos entre 15 y 34 metros de longitud.

Estructuras esenciales y Críticas	Estructuras cuyo uso es esencial para la sociedad y, por lo tanto, los daños experimentados durante la ocurrencia de un sismo extremo II, no deben impedir su operación inmediatamente después del evento. Estructuras Esenciales: • Edificaciones policiales, militares y de orden público. • Estaciones de bomberos, defensa civil y atención de desastres. • Museos y construcciones patrimoniales con objetos o documentos de valor excepcional. • Estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. • Edificaciones y equipos de estaciones telefónicas. • Central eléctrica de emergencia que sirven de respaldo a estructuras que pertenecen a este grupo. • Instalaciones de tratamiento y recolección masiva de aguas residuales y obras anexas. • Estructuras destinadas al tratamiento, el almacenamiento y la distribución masiva de agua potable y sus obras anexas. • Terminales de transporte. • Edificios gubernamentales y sus obras anexas. • Centros de datos de compañías que provean servicios al sector público. Estructuras Críticas: • Hospitales Departamentales y Regionales. Construcciones o instalaciones de alto riesgo, como son las que producen, almacenan o manipulan sustancias y materiales químicos, gases tóxicos y explosivos. • Edificios de albergue contra huracanes, terremotos e inundaciones. • Edificios designados como críticos para manejo de emergencias. • Aeropuertos, centros de control de tráfico aéreo y torres de control. • Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica, así como líneas y subestaciones eléctricas de alta tensión. • Puentes y viaductos de más de 40 metros entre estribos en cualquiera de sus tramos. • En general toda aquella estructura de los grupos I, II y III que puedan poner en peligro a estructuras de este grupo.
---	---

(MTI, 2022, p.24,25)

A-4 Sismo de Diseño Según Categoría de Riesgo.

Grupo de Importancia	Categoría de Riesgo	Sismo de diseño
Estructuras no destinadas a habitación	I	Sismo de servicio.
Estructuras de ocupación normal	II	Sismo de diseño
Estructuras de ocupación especial	III	Sismo extremo I.
Estructuras esenciales	IV	Sismo extremo II.

(MTI, 2022, p.22)

A-5 Clasificación por tipo de suelo.

Clasificación del sitio	Descripción	Definición		
		Velocidad de onda de corte V_s (m/s)	Resistencia de penetración estándar $\bar{N}$	Resistencia al corte del suelo sin drenar S_u (kg/cm ²).
A	Roca rígida	$V_s > 1500$	N/A	N/A
B	Roca	$760 < V_s \leq 1500$	N/A	N/A
C	Suelo muy Denso y Roca Blanda	$360 < V_s \leq 760$	$\bar{N} > 50$	$S_u \geq 1.0$
D	Suelo Rígido	$180 < V_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.5 \leq S_u \leq 1.0$
E	Suelo Blando	$V_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$S_u < 0.5$
E	-	Además, se considerará un suelo tipo E, cualquier capa de suelo con más de 3m que tenga las siguientes características. - Índice de Plasticidad $PI > 20$ - Contenido de humedad $w \geq 40\%$ - Resistencia al cortante sin drenar $S_u < 0.2 \text{ kg/cm}^2$		

(MTI, 2022, p.47)

A-6 Factores de Amplificación Vertical por tipo de Suelo, F_{as} .

Zona Sísmica	Tipo de Suelo				
	A	B	C	D	E
Z_1	0.8	1	1.4	1.7	2.2
Z_2	0.8	1	1.4	1.6	2.0
Z_3	0.8	1	1.4	1.5	ver nota
Z_4	0.8	1	1.3	1.4	ver nota

(MTI, 2022, p.48)

A-7 valores de FS para T_b y T_c .

Clasificación del sitio	FS_{T_b}	FS_{T_c}
A	1	5/6
B	1	1
C	1	4/3
D	2	5/3

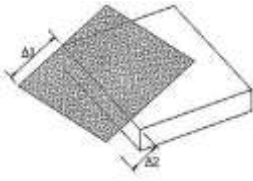
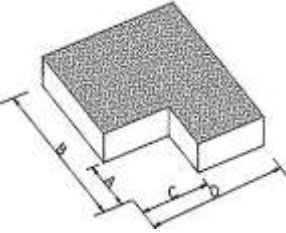
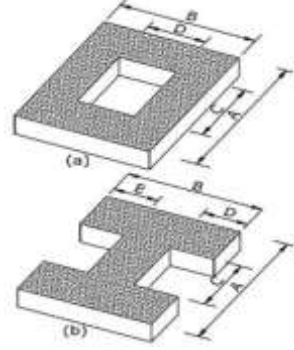
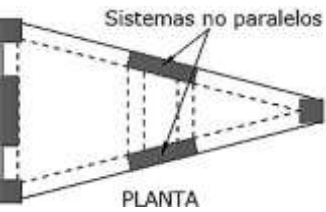
(MTI, 2022, p.48)

A-8 Factor de regularidad

Factor de Regularidad en Planta	Factor de Regularidad en Planta
$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB}$	$\phi_P = \phi_{EA} \times \phi_{EB}$
Donde:	Donde:
ϕ_P : Fator de regularidad en planta	ϕ_E : Factor de Irregularidad en Elevación
ϕ_{PA} : Mínimo valor de ϕ_{Pi} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1, 2 y/o 3.	ϕ_{EA} mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 1 y 4
ϕ_{PB} : Mínimo valor de ϕ_{Pi} para el caso de irregularidades del tipo 4.	ϕ_{EB} : Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i para el caso de irregularidades del tipo 2 y 3
ϕ_{Pi} : Factor de irregularidad en planta.	ϕ_{Ei} : Factor de irregularidad en elevación.

(MTI, 2022, p.27)

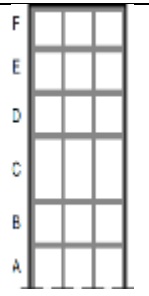
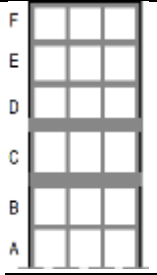
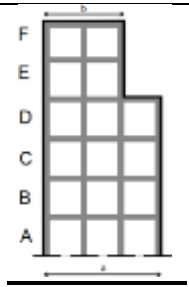
A-9.1 Tabla de factores de Irregularidad en Planta.

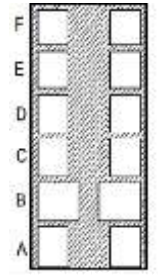
Tipo 1 – Irregularidad torsional. $\phi_{Pi} = 0.9$ $\Delta > 1.2 (\Delta_1 + \Delta_2)/2$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.	
Tipo 2 – Retrocesos excesivos en las esquinas. $\phi_{Pi} = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	
Tipo 3 – Discontinuidad en los sistemas de piso. $\phi_{Pi} = 0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 – Discontinuidad en los sistemas de piso. $\phi_{Pi} = 0.8$ Las estructuras se consideran irregulares cuando los ejes estructurales no son paralelos	

o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere incluir en los modelos de análisis las deformaciones por flexión, fuerza axial, cortante y por torsión de los elementos estructurales y el método de análisis deberá ser dinámico espacial.	

(MTI, 2022, p.29)

A-9.2 Tabla de factores de irregularidad en elevación

Tipo 1 – Piso flexible. $\phi_{Ei} = 0.8$ $Rigidez K_C < 0.70 Rigidez K_D$ $Rigidez K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F)/3$ La estructura se considera irregular o de piso flexible cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 – Distribución de masa. $\phi_{Ei} = 0.9$ $m_D > 1.50m_E$ o $1.50m_C$ La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	
Tipo 3 – Irregularidad geométrica. $\phi_{Ei} = 0.9$ La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.	

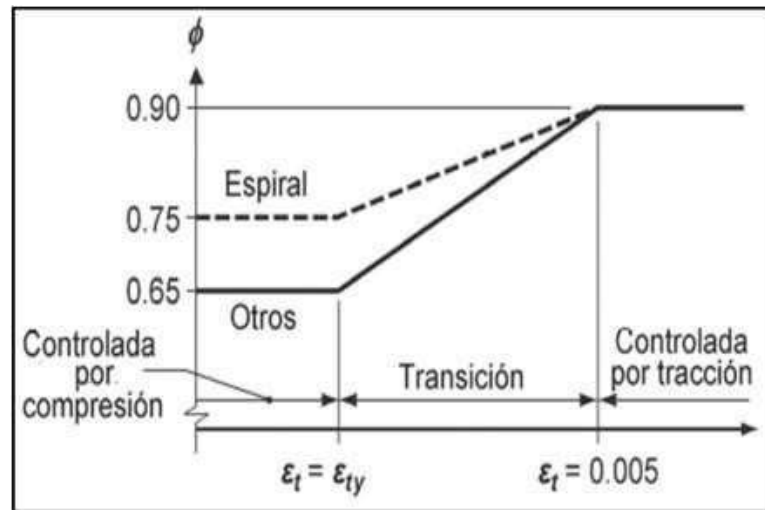
Tipo 4 – Piso débil. $\phi_{Ei} = 0.8$ Fuerza de piso $F_{PB} < 0.7 F_{PC}$ Fuerza de piso $F_{PB} < 0.80 (F_D + F_D + F_E)/3$ La estructura se considera irregular o de piso débil, cuando la resistencia lateral de un piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior o menor que el 80 % del promedio de la resistencia lateral de los tres pisos superiores. Entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada.	
Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere incluir en los modelos de análisis las deformaciones por flexión, fuerza axial, cortante y por torsión de los elementos estructurales y el método de análisis deberá ser dinámico espacial. En los casos de aumento de masas con la altura y esbeltez excesiva, se deberá incorporar el efecto P-Delta en el análisis (MTI, 2022, p.30)	

A-10 Coeficientes para el cálculo del periodo aproximado

Tipo de Estructura	C_t	x
Marcos resistentes a momentos en los que los marcos resisten el 100% de la fuerza sísmica y que no estén ligados a componentes rígidos que impidan o restrinjan su desplazamiento lateral.	--	--
• Marcos de acero resistentes a momentos.	0.0724	0.8
• Marcos de concreto reforzados resistentes a momentos.	0.0466	0.9
Marcos de acero arriostrados excéntricamente.	0.0731	0.75
Marcos de acero arriostrados con pandeo restringido.	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales.	0.0488	0.75

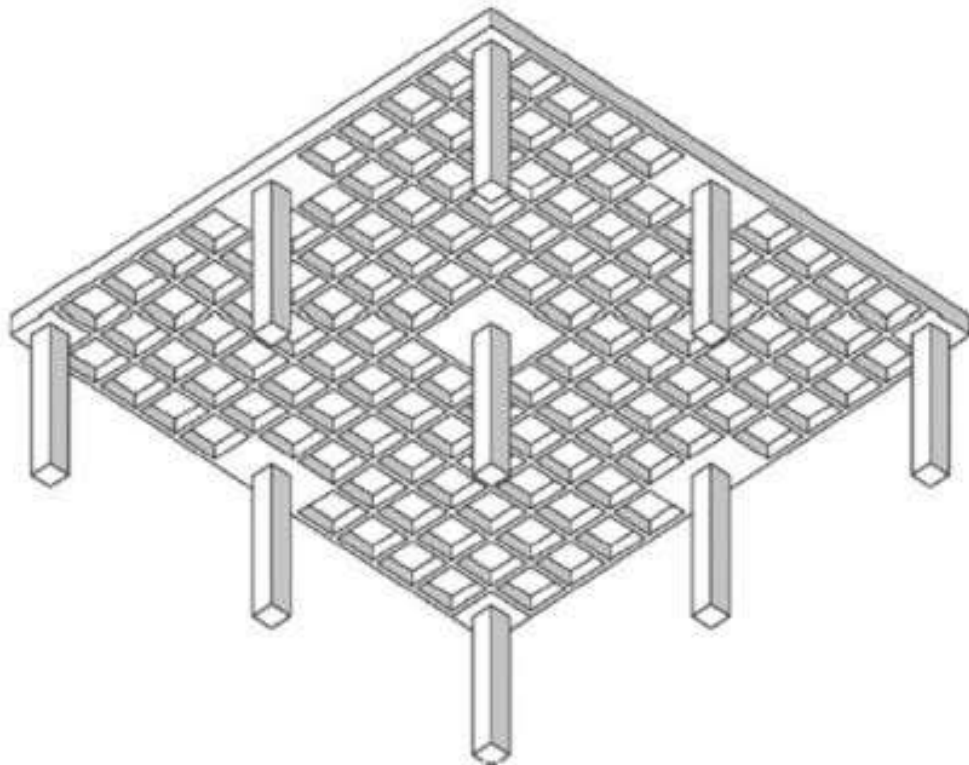
(MTI, 2022, p.83)

A-11



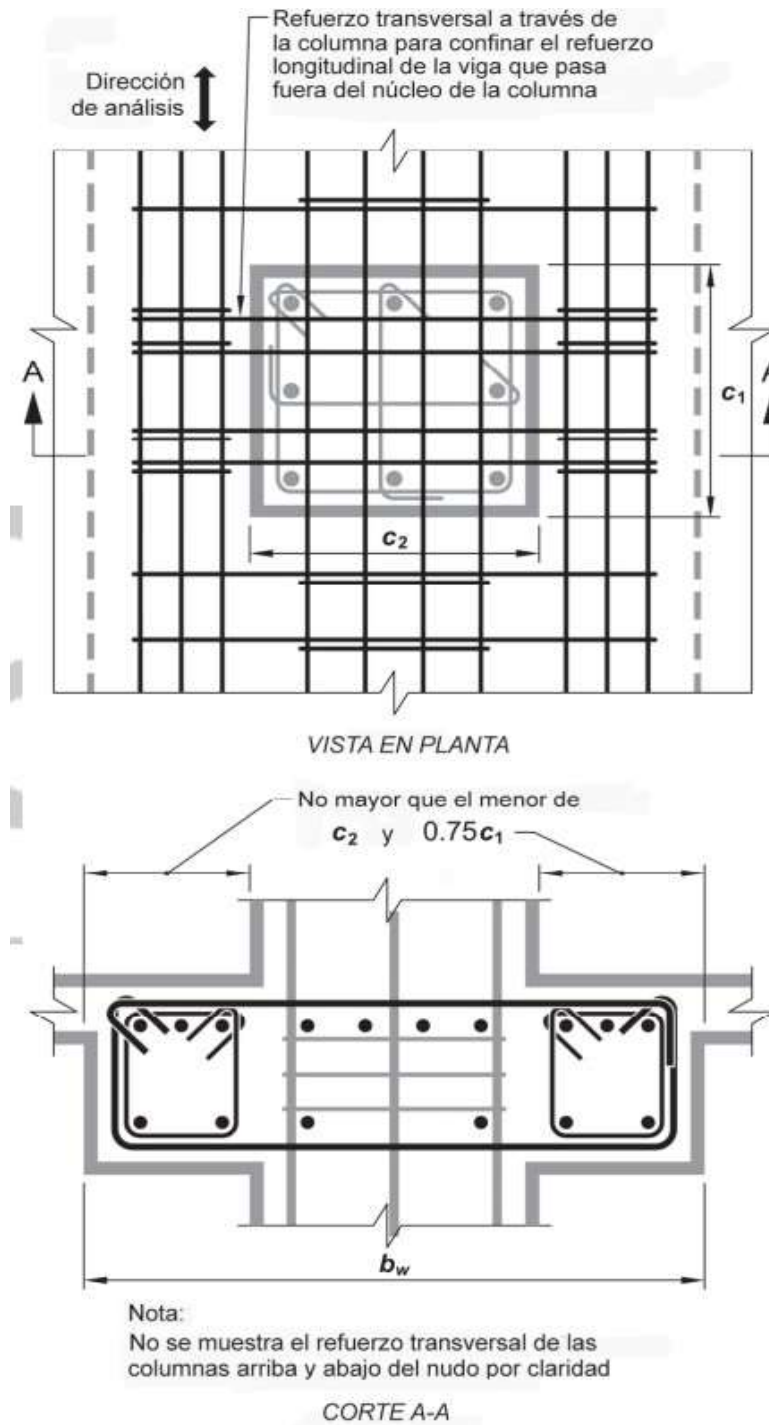
Fuente: ACI 318-19

A-12 Losa reticular con nervios en dos direcciones.



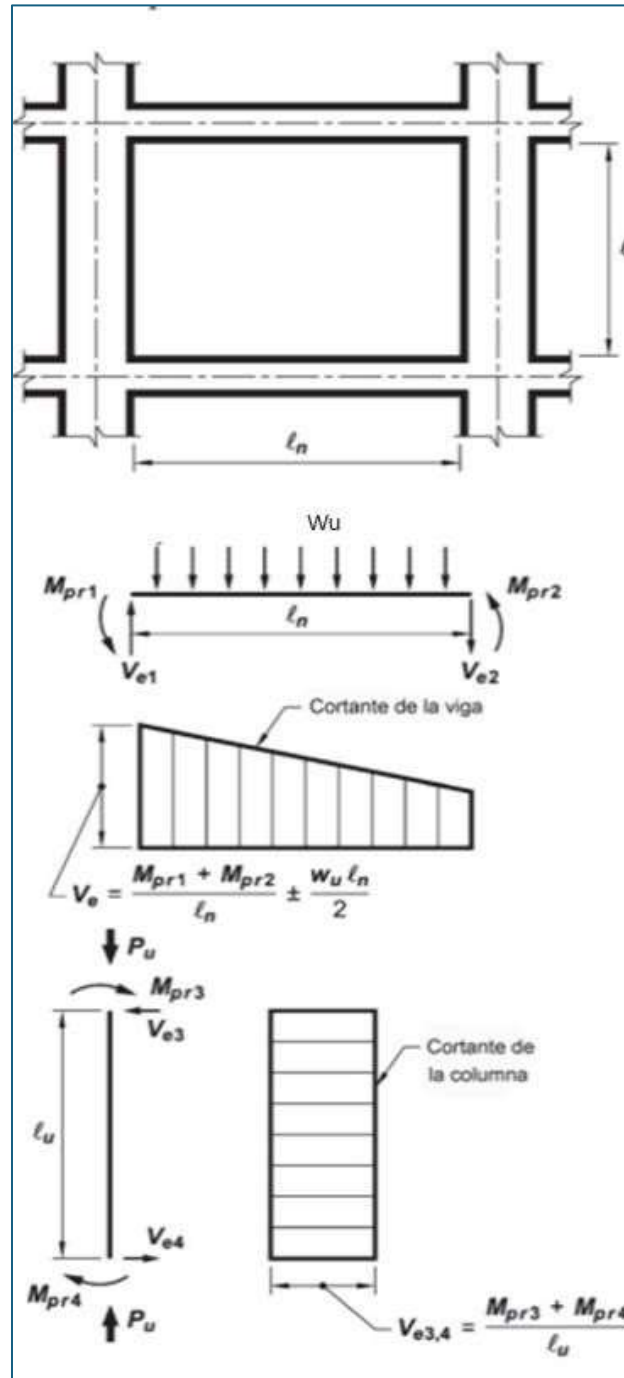
Fuente: MTI, 2017b, p.48.

A-12 Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido.



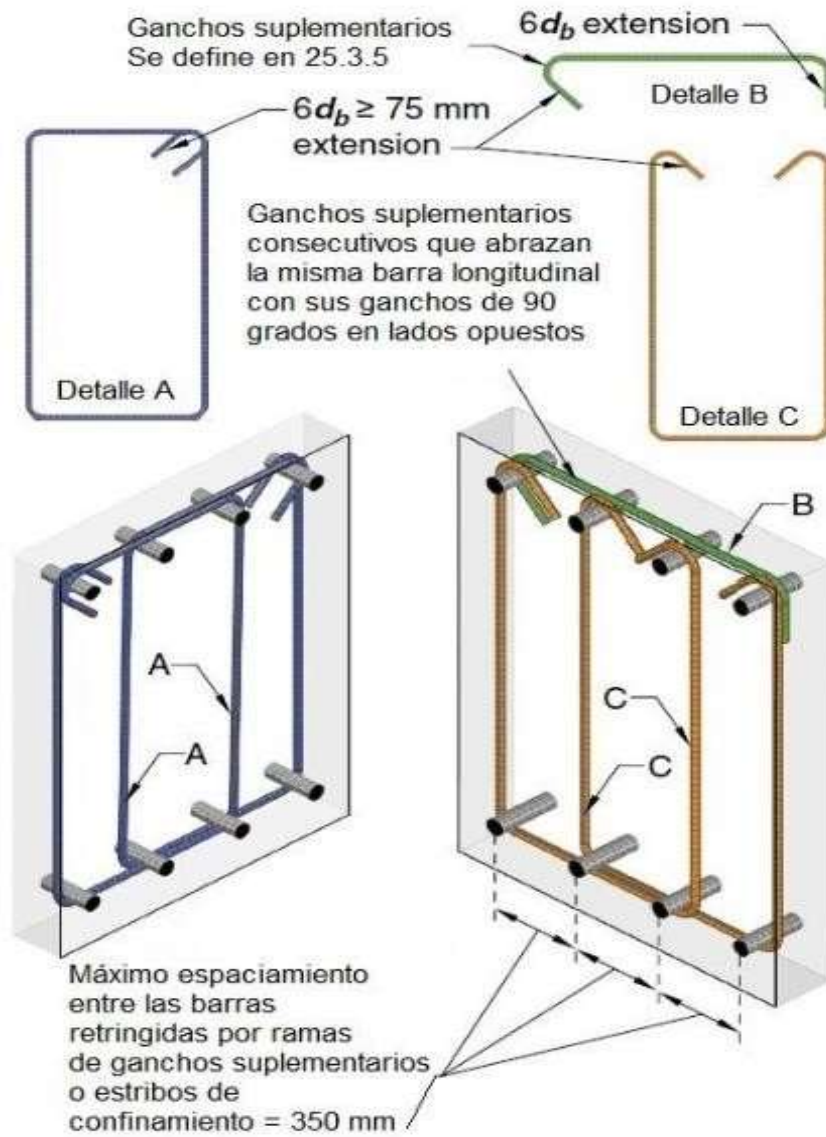
Fuente: ACI, 2019 sección R.18.6.2

A-13 Cortante de Diseño para Vigas y Columnas. (ACI,2019, p.315)



Fuente: ACI 318

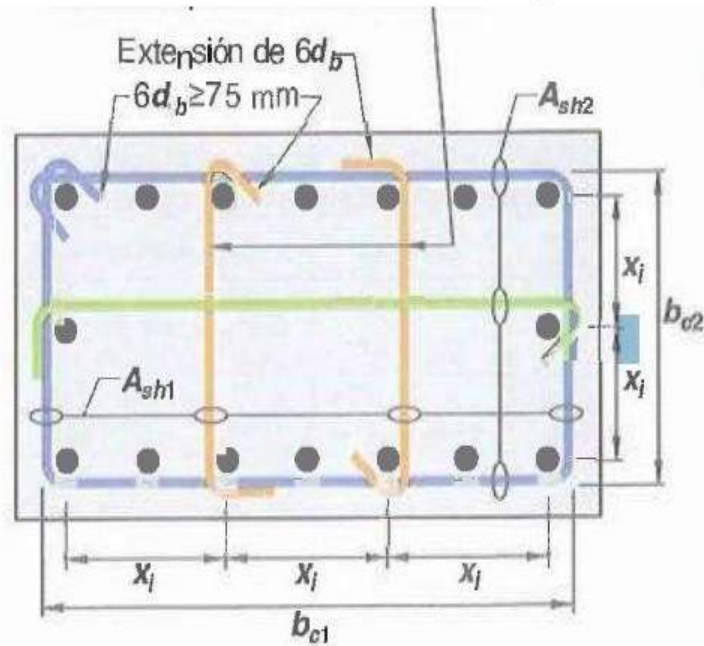
- A-14 Ejemplo de estribos cerrados de confinamiento superpuestos e ilustración de límite del máximo espaciamiento horizontal de barras longitudinales restringidas lateralmente.



Fuente: (ACI, 2019, p. 314)

A-15 Ejemplo de esfuerzo transversal en columnas

Ganchos suplementarios consecutivos que abrazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90° alternados en caras opuestas de la columna



La dimensión x_j centro a centro entre las ramas de estribo no debe exceder 350 mm. El término h_x usado en la ecuación (18.7.5.3) se toma como el mayor valor de x_j .

Fuente: (ACI, 2019, p. sección, R18.7.5.2).

Anexo A-16 Combinaciones básicas ASD

1. $CM+H$
2. $CM+CV+H$
3. $CM+(C_{VT} \text{ o } C_{CV})+H$
4. $CM+0.75CV+0.75(C_{VT} \text{ o } C_{CV})+H$
5. $CM+(0.6CV)+H$
6. $CM+0.75CV+0.75(0.6V)+0.75(C_{VT} \text{ o } C_{CV})+H$
7. $0.6CM+0.6CV+H$
8. $1.0CM+0.7E_v+0.7E_h$
9. $1.0CM+0.525E_v+0.525E_h+0.75CV+0.75C_{CV}$
10. $0.6CM-0.7E_v+0.7E_h$

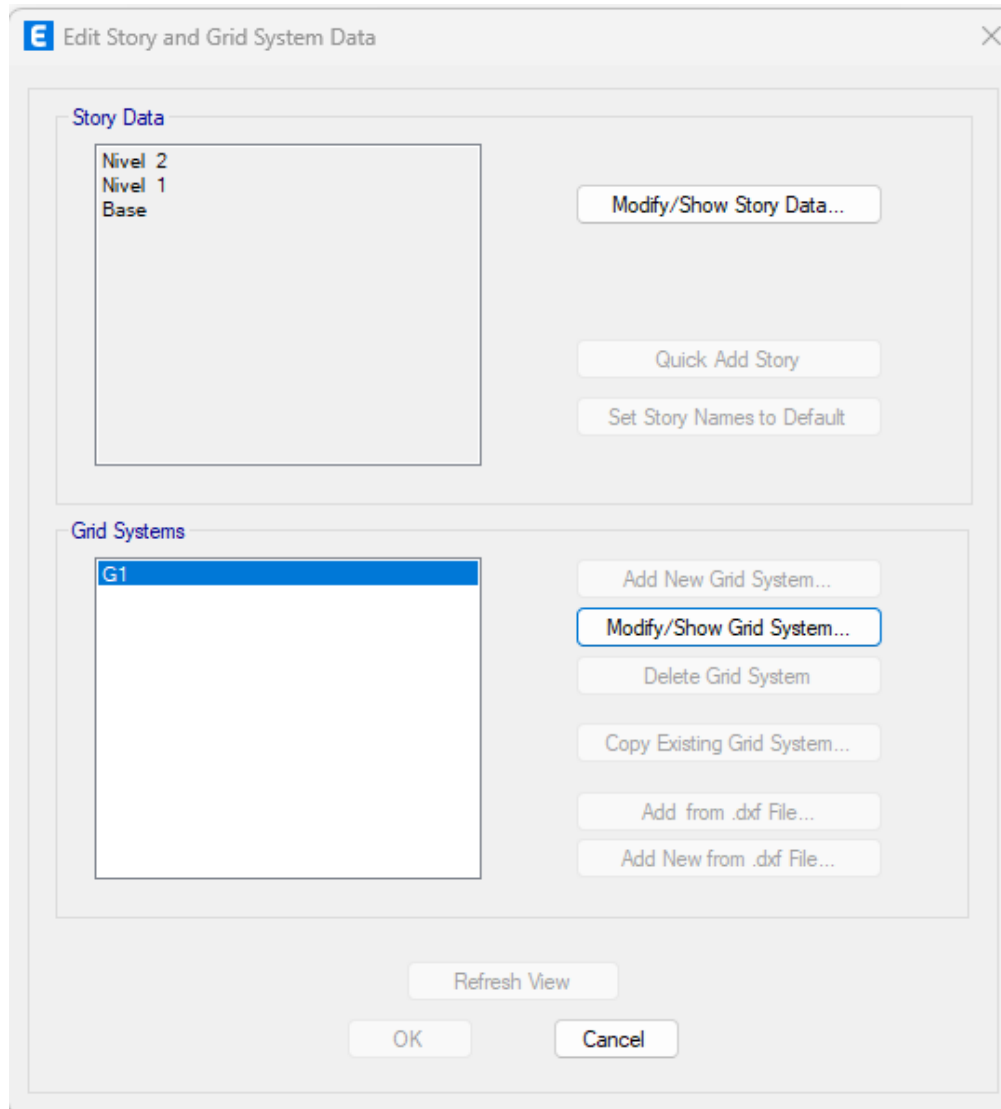
A-17 Coeficientes de reducción de inercia para elementos fisurados.

Elemento	Coeficientes de reducción I_g
Columnas	0.7
Vigas	0.35
losas	0.25

Anexo B

B-1

Edición de grilla para los pisos.



Fuente: ETABS v22.

B-2

Elevación de pisos

Story Data

	Story	Height cm	Elevation cm	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height cm	Story Color
▶	Nivel 2	340	660	No	Nivel 1	No	0	
	Nivel 1	320	320	Yes	None	No	0	
	Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View

OK Cancel

B-3

Espaciamiento entre ejes

Grid System Data

Grid System Name: G1

System Origin:
Global X: 0 cm
Global Y: 0 cm
Rotation: 0 deg

Story Range Option:
☐ Default: All Stories
☐ User Specified:
Top Story: Nivel 2
Bottom Story: Base

Click to Modify/Show:
Reference Points...
Reference Planes...

Options:
Bubble Size: 100 cm
Grid Color: [Color Selection]

Rectangular Grid:
☐ Display Grid Data on Ordinate
☐ Display Grid Data on Storying

Quick Start New Rectangular Grids

X Grid Data:

Grid ID	X Ordinate (cm)	Visible	Bubble Loc.
A	0	Yes	End
B	450	Yes	Grid
C	660	Yes	End
D	1200	Yes	Grid
E	1500	Yes	End

Y Grid Data:

Grid ID	Y Ordinate (cm)	Visible	Bubble Loc.
4	0	Yes	Start
3	450	Yes	Start
2	850	Yes	Start
1	1200	Yes	Start

General Grids:

Grid ID	X1 (cm)	Y1 (cm)	X2 (cm)	Y2 (cm)	Visible	Bubble Loc.

OK Cancel

Fuente: ETABS v22.

B-4

Propiedades del concreto:

E Material Property Data ✕

General Data

Material Name: Concreto Mono

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 244.732 kgf-s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2526713280 kgf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 1052797200 kgf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

☒ Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

☐ User Specified

OK Cancel

Fuente: ETABS v22

Propiedades del concreto 2

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: Concreto Mono

Material Type: Concrete, Isotropic

Grade: f'c 4000 psi

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 28000000 kgf/m²

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

OK Cancel

Fuente: ETABS v22

- Se define una resistencia a la fluencia del acero de 4200 kg/cm²

B-5 Propiedades del acero de refuerzo

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: Acero Mono

Material Type: Rebar, Uniaxial

Grade: Grade 60

Design Properties for Rebar Materials

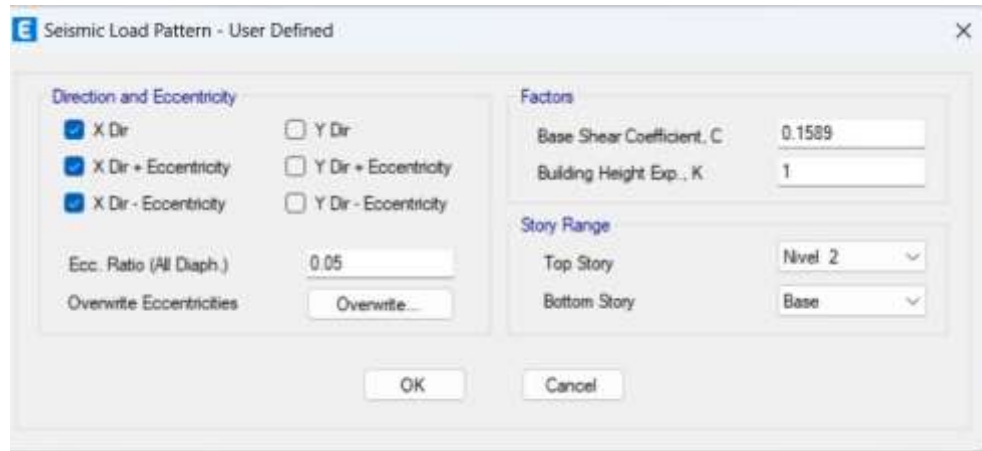
Minimum Yield Strength, Fy	4200	kgf/cm²
Minimum Tensile Strength, Fu	6327.63	kgf/cm²
Expected Yield Strength, Fye	4640.26	kgf/cm²
Expected Tensile Strength, Fue	6960.39	kgf/cm²

OK Cancel

Fuente: ETABS v22

B-6.1

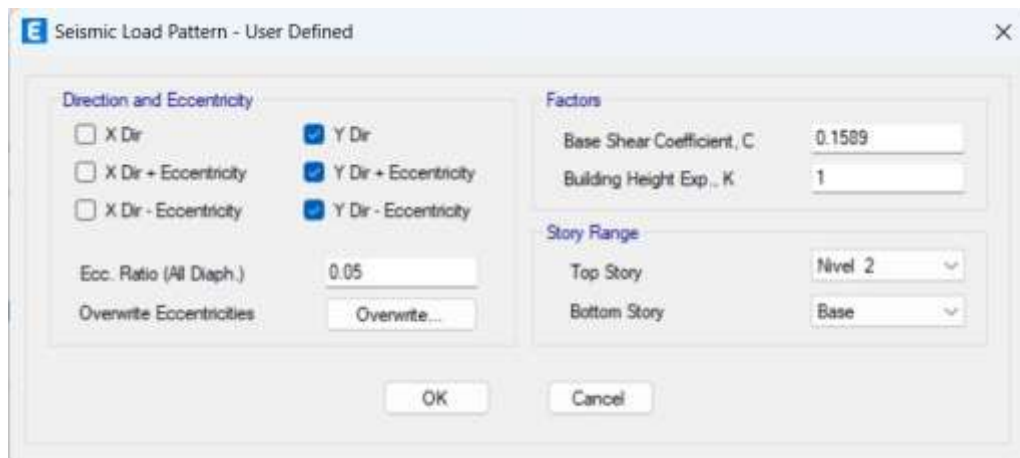
Sismo en X



Fuente: ETABS v22.

B-6.2

Sismo en Y



Fuente: ETABS v22.

B-7

Definición de losa en ETABS v22.

Slab Property Data

General Data

Property Name	Losa aliviada de 20 cm
Slab Material	Concreto Mono
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thick
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data

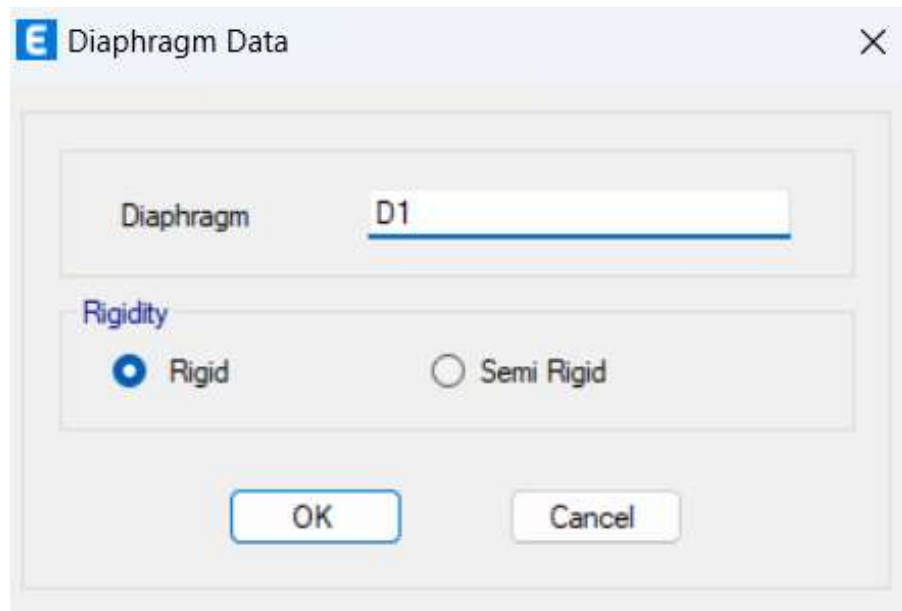
Type	Waffle
Overall Depth	20 cm
Slab Thickness	5 cm
Stem Width at Top	10 cm
Stem Width at Bottom	10 cm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis	50 cm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis	50 cm

OK Cancel

Fuente: ETABS v22.

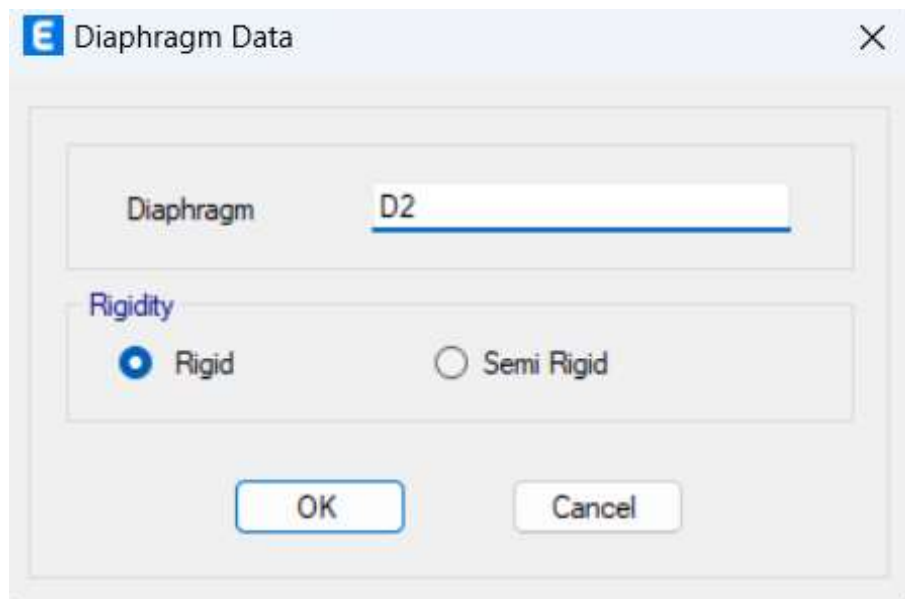
B-8

Asignación del diafragma rígido.



The screenshot shows a dialog box titled "Diaphragm Data" with a close button (X) in the top right corner. Inside the dialog, there is a text field labeled "Diaphragm" containing the value "D1". Below this, under the heading "Rigidity", there are two radio button options: "Rigid" (which is selected) and "Semi Rigid". At the bottom of the dialog, there are two buttons: "OK" and "Cancel".

Fuente: ETABS v22.



The screenshot shows a dialog box titled "Diaphragm Data" with a close button (X) in the top right corner. Inside the dialog, there is a text field labeled "Diaphragm" containing the value "D2". Below this, under the heading "Rigidity", there are two radio button options: "Rigid" (which is selected) and "Semi Rigid". At the bottom of the dialog, there are two buttons: "OK" and "Cancel".

Fuente: ETABS v22.

Fuente: ETABS v22

B-9. Detalle de elementos

- Columna 30×30l.

a)

Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: cm

Width: cm

Reinforcement Diagram:

Property Modifiers

Reinforcement

☐ Include Automatic Right Zone Area Over Column

b)

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☒ F42-M3 Design (Column)

☐ M3 Design Only (Beam)

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Reinforcement Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Confinement Bars

☒ Ties

☐ Spirals

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: cm

Number of Longitudinal Bars Along 1-dl Face:

Number of Longitudinal Bars Along 2-dl Face:

Longitudinal Bar Size and Area: #5 cm²

Corner Bar Size and Area: #5 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: #3 cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): cm

Number of Confinement Bars in 3-dl:

Number of Confinement Bars in 2-dl:

Fuente ETABS

- Column 30×30E

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: 30x30E

Material: Concrete Mono

Nominal Size Data: Modify/Show Nominal Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 30 cm

Width: 30 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

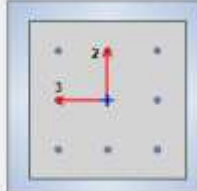
Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK
Cancel

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column



Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column)

☐ M3 Design Only (Beam)

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero Mono

Confinement Bars (Ties): Acero Mono

Confinement Bars

☒ Ties

☐ Spirals

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 4 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dr Face: 3

Number of Longitudinal Bars Along 2-dr Face: 3

Longitudinal Bar Size and Area: #4 1.29 cm²

Corner Bar Size and Area: #4 1.29 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: #3 0.71 cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 10 cm

Number of Confinement Bars in 3-dr: 2

Number of Confinement Bars in 2-dr: 2

OK
Cancel

Fuente ETABS

- Columna 30×40

Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material:

National Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source:

Section Dimensions

Depth: cm

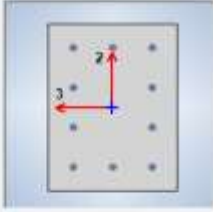
Width: cm

Property Modifiers

Currently Default

Reinforcement

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column



Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column)

☐ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Confinement Bars

☒ Ties

☐ Spirals

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face:

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face:

Longitudinal Bar Size and Area: cm²

Corner Bar Size and Area: cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): cm

Number of Confinement Bars in 3-dir:

Number of Confinement Bars in 2-dir:

Fuente: ETABS v22.

- **Viga 25×30**

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: VE1 25×30

Material: 4000Psi

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 30 cm

Width: 25 cm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

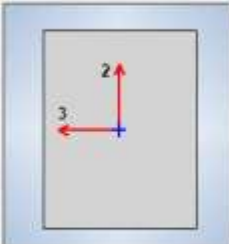
Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column



Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Acero Mono

Confinement Bars (Ties): Acero Mono

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 2.5 cm

Bottom Bars: 2.5 cm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0 cm²

Top Bars at J-End: 0 cm²

Bottom Bars at I-End: 0 cm²

Bottom Bars at J-End: 0 cm²

OK

Cancel

Fuente: ETABS

- **Viga 20 × 25**

Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material:

Nominal Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: cm

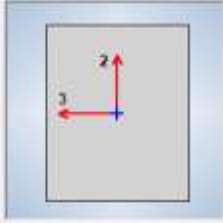
Width: cm

Property Modifiers

Currently User Specified

Reinforcement

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column



Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: cm

Bottom Bars: cm

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: cm²

Top Bars at J-End: cm²

Bottom Bars at I-End: cm²

Bottom Bars at J-End: cm²

\

B-10

Cálculo del espectro elástico y reducido.

Periodo	Espectro Elástico $A_0(T)$	Espectro Reducido	Funcion (elástico)	Función (Reducido)	Intervalo
0	0.47671	0.47671	$A_0 \left[1 + \frac{T}{FS_{T_b} \cdot T_b} (\beta - 1) \right]$	$A_{(T)} = \left[\frac{A_0 T}{FS_{T_b} \cdot T_b} \left(\frac{\beta}{R_0} - 1 \right) \right] + A_0$	$0 \leq T \leq FS_{T_b} \cdot T_b$
0.01	0.6101888	0.413148667			
0.02	0.7436676	0.349587333			
0.03	0.8771464	0.286026			
0.04	1.0106252	0.222464667			
0.05	1.144104	0.158903333			
0.1	1.144104	0.158903333	βA_0	$\frac{A_{(T)}}{R_0}$	$0 \leq T \leq FS_{T_b} \cdot T_b$
0.2	1.144104	0.158903333			
0.3	1.144104	0.158903333			
0.4	1.144104	0.158903333	$\beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} \cdot T_c}{T} \right)^p$	$\frac{A_{(T)}}{R_0}$	$FS_{T_c} \cdot T_c \leq T \leq T_d$
0.5	0.957056316	0.132924488			
0.6	0.827165661	0.11488412			
0.7	0.731198118	0.101555294			
0.8	0.657115191	0.091265999			
0.9	0.598025206	0.083059056			
1	0.549684508	0.076345071			
1.1	0.509330107	0.070740293			
1.2	0.475081917	0.0659836			
1.3	0.445613988	0.061890832			
1.4	0.419963038	0.0583282			
1.5	0.397411554	0.055196049			
1.6	0.37741357	0.052418551			
1.7	0.359545916	0.049936933			
1.8	0.343475285	0.047704901			
1.9	0.328935401	0.045685472			
2	0.315710845	0.043848728			
2.1	0.275397164	0.038249606	$\beta A_0 \left(\frac{FS_{T_c} \cdot T_c}{T} \right)^p \left(\frac{T_d}{T} \right)^q$	$\frac{A_{(T)}}{R_0}$	$T_d \leq T$
2.2	0.241763081	0.033578206			
2.3	0.21346936	0.029648522			
2.4	0.189488131	0.026317796			
2.5	0.16902131	0.023475182			
2.6	0.15144262	0.021033697			
2.7	0.136255785	0.018924415			
2.8	0.123063993	0.017092221			
2.9	0.111547308	0.015492682			
3	0.101445778	0.014089691			
3.1	0.092546659	0.012853703			
3.2	0.084674677	0.011760372			
3.3	0.077684515	0.010789516			
3.4	0.071454983	0.009924303			
3.5	0.065884456	0.009150619			
3.6	0.060887268	0.008456565			
3.7	0.056390853	0.007832063			
3.8	0.052333456	0.007268536			
3.9	0.048662295	0.006758652			
4	0.045332066	0.00629612			
4.1	0.042303733	0.005875518			
4.2	0.039543534	0.005492157			
4.3	0.037022165	0.005141967			
4.4	0.034714107	0.004821404			
4.5	0.032597061	0.00452737			

B-1 Metrado de cargas

B-1.1 Cargas gravitacionales en base a la NSM

Nivel 2	
Carga Permanente kg/m2	
Cartón asfáltico de 3 capas	35
Cielo raso (Yeso, aluminio)	8
Ductos, accesorios y lámparas	8
Piso de vinil Antiderapante	1
Barandales vidrios	35
Σ	87
Kg/m	
Barandales vidrios	35
Cargas Variables kg/m2	
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100
Carga por lluvia	20
Nivel 1	
Carga Permanente Adicional Kg/m2	
Particiones Livianas	100
Ladrillo de cerámica	30
Ductos, accesorios y lámparas	8
Cielo raso (yeso, aluminio)	8
Mortero de cascote con espesor de 1 pulgada	56
Σ	202
Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35
Cargas Variables	
Oficinas: Despachos	250

B-1.2 Fuerzas en los pisos

Niv el	Cas o de car ga	Tipo de cas e	Pas o	Nú mer o de pas o	Ubi caci ón	P	VX	VY	T	MX	MY
						kgf	kgf	kgf	kgf- m	kgf- m	kgf- m
2	CM	LinS tatic			Bott om	816 12.4 6	0	0	0	487 157. 85	- 548 106. 68
2	CP	LinS tatic			Bott om	115 56	0	0	0	676 62	- 746 01
2	CV	LinS tatic			Bott om	0	0	0	0	0	0
2	CVT	LinS tatic			Bott om	160 50	0	0	0	939 75	- 103 612. 5
2	SX	LinS tatic	Pas o a pas o	1	Bott om	0	- 186 50.6 9	- 559 5.21	732 41.1 3	190 23.7 1	- 634 12.3 6
2	SX	LinS tatic	Pas o a pas o	2	Bott om	0	- 186 50.6 9	- 559 5.21	807 15.0 4	190 23.7 1	- 634 12.3 6
2	SX	LinS tatic	Pas o a pas o	3	Bott om	0	- 186 50.6 9	- 559 5.21	657 67.2 1	190 23.7 1	- 634 12.3 6
2	SY	LinS tatic	Pas o a pas o	1	Bott om	0	- 559 5.21	- 186 50.6 9	- 901 43.1 7	634 12.3 6	- 190 23.7 1
2	SY	LinS tatic	Pas o a pas o	2	Bott om	0	- 559 5.21	- 186 50.6 9	- 999 03.2 3	634 12.3 6	- 190 23.7 1
2	SY	LinS tatic	Pas o a	3	Bott om	0	- 559 5.21	- 186	- 803	634 12.3 6	- 190

			pas o					50.6 9	83.1 1		23.7 1
2	CU1 =1.4 CM	Co mbi naci ón			Bott om	130 435. 84	0	0	0	776 747. 79	- 871 790. 76
2	CU2 =1.2 CM +1.6 CV+ 0.5 CVT	Co mbi naci ón			Bott om	119 827. 15	0	0	0	712 771. 32	- 799 055. 47
2	CU3 =1.2 CM +1.6 CVT +CV	Co mbi naci ón			Bott om	137 482. 15	0	0	0	816 143. 82	- 913 029. 22
2	CU4 =1.2 CM +CV +0.5 CVT	Co mbi naci ón			Bott om	119 827. 15	0	0	0	712 771. 32	- 799 055. 47
2	CU6 =1.3 CM +D me_ X+0. 3D me_ Y+C V	Co mbi naci ón	Max		Bott om	121 119	201 49.2	783 7.85	151 085. 92	747 914. 5	- 741 012. 71
2	CU6 =1.3 CM +D me_ X+0. 3D me_ Y+C V	Co mbi naci ón	Min		Bott om	121 119	- 201 49.2	- 783 7.85	- 151 085. 92	694 617. 1	- 878 027. 27

2	CU1 4=0. 805 CM +D me_ X+0. 3D me_ Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	750 00.6 1	201 49.2	783 7.85	151 085. 92	473 278. 68	- 432 772. 4
2	CU1 4=0. 805 CM +D me_ X+0. 3D me_ Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	750 00.6 1	- 201 49.2	- 783 7.85	- 151 085. 92	419 981. 28	- 569 786. 97
2	CU5 =0.9 CM	Co mbi naci ón			Bott om	838 51.6 1	0	0	0	499 337. 86	- 560 436. 92
2	CU7 =1.3 CM +D me_ X- 0.3 Dm e_ Y +CV	Co mbi naci ón	Max		Bott om	121 119	201 49.2	783 7.85	151 085. 92	747 914. 5	- 741 012. 71
2	CU7 =1.3 CM +D me_ X- 0.3 Dm e_ Y +CV	Co mbi naci ón	Min		Bott om	121 119	- 201 49.2	- 783 7.85	- 151 085. 92	694 617. 1	- 878 027. 27

2	CU8 =1.3 CM- Dm e_X +0.3 Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Max		Bott om	121 119	201 49.2	783 7.85	151 085. 92	747 914. 5	- 741 012. 71
2	CU8 =1.3 CM- Dm e_X +0.3 Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Min		Bott om	121 119	- 201 49.2	- 783 7.85	- 151 085. 92	694 617. 1	- 878 027. 27
2	CU9 =1.3 CM- Dm e_X - 0.3 Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Max		Bott om	121 119	201 49.2	783 7.85	151 085. 92	747 914. 5	- 741 012. 71
2	CU9 =1.3 CM- Dm e_X - 0.3 Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Min		Bott om	121 119	- 201 49.2	- 783 7.85	- 151 085. 92	694 617. 1	- 878 027. 27
2	CU1 0=1. 3C M+0 .3D me_ X+D me_	Co mbi naci ón	Max		Bott om	121 119	791 5.07	198 77.1 2	160 727. 42	788 848. 01	- 782 608. 75

	Y+C V										
2	CU1 0=1. 3C M+0 .3D me_ X+D me_ Y+C V	Co mbi naci ón	Min		Bott om	121 119	- 791 5.07	- 198 77.1 2	- 160 727. 42	653 683. 6	- 836 431. 23
2	CU1 1=1. 3C M+0 .3D me_ X- Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Max		Bott om	121 119	791 5.07	198 77.1 2	160 727. 42	788 848. 01	- 782 608. 75
2	CU1 1=1. 3C M+0 .3D me_ X- Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Min		Bott om	121 119	- 791 5.07	- 198 77.1 2	- 160 727. 42	653 683. 6	- 836 431. 23
2	CU1 2=1. 3C M- 0.3 Dm e_X +D me_ Y+C V	Co mbi naci ón	Max		Bott om	121 119	791 5.07	198 77.1 2	160 727. 42	788 848. 01	- 782 608. 75
2	CU1 2=1. 3C	Co mbi	Min		Bott om	121 119	- 791 5.07	- 198	- 160	653 683. 6	- 836

	M-0.3 Dm e_X +D me_ Y+C V	naci ón						77.1 2	727. 42		431. 23
2	CU1 3=1. 3C M-0.3 Dm e_X - Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Max		Bott om	121 119	791 5.07	198 77.1 2	160 727. 42	788 848. 01	- 782 608. 75
2	CU1 3=1. 3C M-0.3 Dm e_X - Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Min		Bott om	121 119	- 791 5.07	- 198 77.1 2	- 160 727. 42	653 683. 6	- 836 431. 23
2	CU1 5=0. 805 CM +D me_ X- 0.3 Dm e_Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	750 00.6 1	201 49.2	783 7.85	151 085. 92	473 278. 68	- 432 772. 4
2	CU1 5=0. 805 CM +D me_ X- 0.3 Dm e_Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	750 00.6 1	- 201 49.2	- 783 7.85	- 151 085. 92	419 981. 28	- 569 786. 97

	X-0.3 Dm e_Y										
2	CU16=0.805 CM-Dm e_X+0.3 Dm e_Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	750 00.6 1	201 49.2	783 7.85	151 085. 92	473 278. 68	- 432 772. 4
2	CU16=0.805 CM-Dm e_X+0.3 Dm e_Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	750 00.6 1	- 201 49.2	- 783 7.85	- 151 085. 92	419 981. 28	- 569 786. 97
2	CU17=0.805 CM-Dm e_X- 0.3 Dm e_Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	750 00.6 1	201 49.2	783 7.85	151 085. 92	473 278. 68	- 432 772. 4
2	CU17=0.805 CM-Dm e_X- 0.3 Dm e_Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	750 00.6 1	- 201 49.2	- 783 7.85	- 151 085. 92	419 981. 28	- 569 786. 97
2	CU18=0.805 CM	Co mbi naci ón	Max		Bott om	750 00.6 1	791 5.07	198 77.1 2	160 727. 42	514 212. 18	- 474 368. 45

	+0.3 Dm e_X +D me_ Y										
2	CU1 8=0. 805 CM +0.3 Dm e_X +D me_ Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	750 00.6 1	- 791 5.07	- 198 77.1 2	- 160 727. 42	379 047. 78	- 528 190. 92
2	CU1 9=0. 805 CM +0.3 Dm e_X - Dm e_Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	750 00.6 1	791 5.07	198 77.1 2	160 727. 42	514 212. 18	- 474 368. 45
2	CU1 9=0. 805 CM +0.3 Dm e_X - Dm e_Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	750 00.6 1	- 791 5.07	- 198 77.1 2	- 160 727. 42	379 047. 78	- 528 190. 92
2	CU2 0=0. 805 CM- 0.3 Dm e_X +D me_ Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	750 00.6 1	791 5.07	198 77.1 2	160 727. 42	514 212. 18	- 474 368. 45

2	CU2 0=0. 805 CM- 0.3 Dm e_X +D me_ Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	750 00.6 1	- 791 5.07	- 198 77.1 2	- 160 727. 42	379 047. 78	- 528 190. 92
2	CU2 1=0. 805 CM- 0.3 Dm e_X - Dm e_Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	750 00.6 1	791 5.07	198 77.1 2	160 727. 42	514 212. 18	- 474 368. 45
2	CU2 1=0. 805 CM- 0.3 Dm e_X - Dm e_Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	750 00.6 1	- 791 5.07	- 198 77.1 2	- 160 727. 42	379 047. 78	- 528 190. 92
2	CS1 =C M	Co mbi naci ón			Bott om	931 68.4 6	0	0	0	554 819. 85	- 622 707. 68
2	CS2 =C M+ CV	Co mbi naci ón			Bott om	931 68.4 6	0	0	0	554 819. 85	- 622 707. 68
2	CS3 =CV	Co mbi naci ón			Bott om	0	0	0	0	0	0
1	CM	Co mbi naci ón			Bott om	157 844. 31	0	0	0	939 648. 94	- 106 024 1.01

1	CP	Co mbi naci ón			Bott om	488 09	0	0	0	284 139. 5	- 317 714. 25
1	CV	Co mbi naci ón			Bott om	361 25	0	0	0	208 937. 5	- 233 031. 25
1	CVT	Co mbi naci ón			Bott om	160 50	0	0	0	939 75	- 103 612. 5
1	SX	Co mbi naci ón	Pas o a pas o	1	Bott om	0	- 319 34.6 2	- 958 0.39	125 014. 85	496 80.9 4	- 165 603. 14
1	SX	Co mbi naci ón	Pas o a pas o	2	Bott om	0	- 319 34.6 2	- 958 0.39	138 134. 43	496 80.9 4	- 165 603. 14
1	SX	Co mbi naci ón	Pas o a pas o	3	Bott om	0	- 319 34.6 2	- 958 0.39	1118 95.2 6	496 80.9 4	- 165 603. 14
1	SY	Co mbi naci ón	Pas o a pas o	1	Bott om	0	- 958 0.39	319 34.6 2	- 154 986. 83	165 603. 14	- 496 80.9 4
1	SY	Co mbi naci ón	Pas o a pas o	2	Bott om	0	- 958 0.39	319 34.6 2	- 172 119. 47	165 603. 14	- 496 80.9 4
1	SY	Co mbi naci ón	Pas o a pas o	3	Bott om	0	- 958 0.39	319 34.6 2	- 137 854. 2	165 603. 14	- 496 80.9 4
1	CU1 =1.4 CM	Co mbi naci ón			Bott om	289 314. 64	0	0	0	171 330 3.82	- 192 913 7.37
1	CU2 =1.2 CM +1.6 CV+	Co mbi naci ón			Bott om	313 808. 97	0	0	0	184 983 3.63	- 207 820 2.56

	0.5 CVT										
1	CU3 =1.2 CM +1.6 CVT +CV	Co mbi naci ón			Bott om	309 788. 97	0	0	0	182 784 3.63	- 205 235 7.56
1	CU4 =1.2 CM +CV +0.5 CVT	Co mbi naci ón			Bott om	292 133. 97	0	0	0	172 447 1.13	- 193 838 3.81
1	CU6 =1.3 CM +D me_ X+0. 3D me_ Y+C V	Co mbi naci ón	Max		Bott om	304 774. 3	327 59.2 5	126 71.3 5	245 505. 38	186 565 8.46	- 185 421 9.63
1	CU6 =1.3 CM +D me_ X+0. 3D me_ Y+C V	Co mbi naci ón	Min		Bott om	304 774. 3	- 327 59.2 5	- 126 71.3 5	- 245 505. 38	173 406 6.49	- 219 452 6.55
1	CU1 4=0. 805 CM +D me_ X+0. 3D me_ Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	166 355. 92	327 59.2 5	126 71.3 5	245 505. 38	105 094 5.68	- 939 100. 52

1	CU1 4=0. 805 CM +D me_ X+0. 3D me_ Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	166 355. 92	- 327 59.2 5	- 126 71.3 5	- 245 505. 38	919 353. 71	- 127 940 7.45
1	CU5 =0.9 CM	Co mbi naci ón			Bott om	185 987. 98	0	0	0	110 140 9.6	- 124 015 9.73
1	CU7 =1.3 CM +D me_ X- 0.3 Dm e_ Y +CV	Co mbi naci ón	Max		Bott om	304 774. 3	327 59.2 5	126 71.3 5	245 505. 38	186 565 8.46	- 185 421 9.63
1	CU7 =1.3 CM +D me_ X- 0.3 Dm e_ Y +CV	Co mbi naci ón	Min		Bott om	304 774. 3	- 327 59.2 5	- 126 71.3 5	- 245 505. 38	173 406 6.49	- 219 452 6.55
1	CU8 =1.3 CM- Dm e_ X +0.3 Dm e_ Y +CV	Co mbi naci ón	Max		Bott om	304 774. 3	327 59.2 5	126 71.3 5	245 505. 38	186 565 8.46	- 185 421 9.63
1	CU8 =1.3 CM-	Co mbi	Min		Bott om	304 774. 3	- 327	- 126	- 245	173 406 6.49	- 219

	Dm e_X +0.3 Dm e_Y +CV	naci ón					59.2 5	71.3 5	505. 38		452 6.55
1	CU9 =1.3 CM- Dm e_X - 0.3 Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Max		Bott om	304 774. 3	327 59.2 5	126 71.3 5	245 505. 38	186 565 8.46	- 185 421 9.63
1	CU9 =1.3 CM- Dm e_X - 0.3 Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Min		Bott om	304 774. 3	- 327 59.2 5	- 126 71.3 5	- 245 505. 38	173 406 6.49	- 219 452 6.55
1	CU1 0=1. 3C M+0 .3D me_ X+D me_ Y+C V	Co mbi naci ón	Max		Bott om	304 774. 3	128 46.1 9	321 76.4 5	260 856. 1	196 725 1.13	- 195 777 6.37
1	CU1 0=1. 3C M+0 .3D me_ X+D me_ Y+C V	Co mbi naci ón	Min		Bott om	304 774. 3	- 128 46.1 9	- 321 76.4 5	- 260 856. 1	163 247 3.82	- 209 096 9.81

1	CU1 1=1. 3C M+0 .3D me_ X- Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Max		Bott om	304 774. 3	128 46.1 9	321 76.4 5	260 856. 1	196 725 1.13	- 195 777 6.37
1	CU1 1=1. 3C M+0 .3D me_ X- Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Min		Bott om	304 774. 3	- 128 46.1 9	- 321 76.4 5	- 260 856. 1	163 247 3.82	- 209 096 9.81
1	CU1 2=1. 3C M- 0.3 Dm e_X +D me_ Y+C V	Co mbi naci ón	Max		Bott om	304 774. 3	128 46.1 9	321 76.4 5	260 856. 1	196 725 1.13	- 195 777 6.37
1	CU1 2=1. 3C M- 0.3 Dm e_X +D me_ Y+C V	Co mbi naci ón	Min		Bott om	304 774. 3	- 128 46.1 9	- 321 76.4 5	- 260 856. 1	163 247 3.82	- 209 096 9.81
1	CU1 3=1. 3C M-	Co mbi naci ón	Max		Bott om	304 774. 3	128 46.1 9	321 76.4 5	260 856. 1	196 725 1.13	- 195 777 6.37

	0.3 Dm e_X - Dm e_Y +CV										
1	CU1 3=1. 3C M- 0.3 Dm e_X - Dm e_Y +CV	Co mbi naci ón	Min		Bott om	304 774. 3	- 128 46.1 9	- 321 76.4 5	- 260 856. 1	163 247 3.82	- 209 096 9.81
1	CU1 5=0. 805 CM +D me_ X- 0.3 Dm e_Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	166 355. 92	327 59.2 5	126 71.3 5	245 505. 38	105 094 5.68	- 939 100. 52
1	CU1 5=0. 805 CM +D me_ X- 0.3 Dm e_Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	166 355. 92	- 327 59.2 5	- 126 71.3 5	- 245 505. 38	919 353. 71	- 127 940 7.45
1	CU1 6=0. 805 CM- Dm e_X +0.3	Co mbi naci ón	Max		Bott om	166 355. 92	327 59.2 5	126 71.3 5	245 505. 38	105 094 5.68	- 939 100. 52

	Dm e_Y										
1	CU1 6=0. 805 CM- Dm e_X +0.3 Dm e_Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	166 355. 92	- 327 59.2 5	- 126 71.3 5	- 245 505. 38	919 353. 71	- 127 940 7.45
1	CU1 7=0. 805 CM- Dm e_X - 0.3 Dm e_Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	166 355. 92	327 59.2 5	126 71.3 5	245 505. 38	105 094 5.68	- 939 100. 52
1	CU1 7=0. 805 CM- Dm e_X - 0.3 Dm e_Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	166 355. 92	- 327 59.2 5	- 126 71.3 5	- 245 505. 38	919 353. 71	- 127 940 7.45
1	CU1 8=0. 805 CM +0.3 Dm e_X +D me_Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	166 355. 92	128 46.1 9	321 76.4 5	260 856. 1	115 253 8.35	- 104 265 7.27
1	CU1 8=0. 805 CM +0.3	Co mbi naci ón	Min		Bott om	166 355. 92	- 128 46.1 9	- 321 76.4 5	- 260 856. 1	817 761. 04	- 117 585 0.7

	Dm e_X +D me_ Y										
1	CU1 9=0. 805 CM +0.3 Dm e_X - Dm e_Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	166 355. 92	128 46.1 9	321 76.4 5	260 856. 1	115 253 8.35	- 104 265 7.27
1	CU1 9=0. 805 CM +0.3 Dm e_X - Dm e_Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	166 355. 92	- 128 46.1 9	- 321 76.4 5	- 260 856. 1	817 761. 04	- 117 585 0.7
1	CU2 0=0. 805 CM- 0.3 Dm e_X +D me_ Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	166 355. 92	128 46.1 9	321 76.4 5	260 856. 1	115 253 8.35	- 104 265 7.27
1	CU2 0=0. 805 CM- 0.3 Dm e_X +D me_ Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	166 355. 92	- 128 46.1 9	- 321 76.4 5	- 260 856. 1	817 761. 04	- 117 585 0.7

1	CU2 1=0. 805 CM- 0.3 Dm e_X - Dm e_Y	Co mbi naci ón	Max		Bott om	166 355. 92	128 46.1 9	321 76.4 5	260 856. 1	115 253 8.35	- 104 265 7.27
1	CU2 1=0. 805 CM- 0.3 Dm e_X - Dm e_Y	Co mbi naci ón	Min		Bott om	166 355. 92	- 128 46.1 9	- 321 76.4 5	- 260 856. 1	817 761. 04	- 117 585 0.7
1	CS1 =C M	Co mbi naci ón			Bott om	206 653. 31	0	0	0	122 378 8.44	- 137 795 5.26
1	CS2 =C M+ CV	Co mbi naci ón			Bott om	242 778. 31	0	0	0	143 272 5.94	- 161 098 6.51
1	CS3 =CV	Co mbi naci ón			Bott om	361 25	0	0	0	208 937. 5	- 233 031. 25

Fuente: ETABS v22