

DISEÑO DEL ENTREPISO COMO DIAFRAGMA

PEDRO JAVIER RUEDA POSADA



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FISICOMECAICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA
2016**

DISEÑO DEL ENTREPISO COMO DIAFRAGMA

PEDRO JAVIER RUEDA POSADA

Trabajo de Grado para Optar el Título de
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

Director

EDISON OSORIO BUSTAMANTE

Ing. Civil, PhD.



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA FISICOMECAICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA**

2016

DEDICATORIA

Dedico este proyecto principalmente a DIOS porque ha tenido misericordia de mí, pudo levantarme y sostenerme con su diestra llevándome a esta victoria; toda la Gloria es para ÉL.

A mis padres les dedico este proyecto con mucho amor y cariño porque han hecho todo lo posible para salir triunfante a lo largo de este proceso.

A Edith Celis, por ser la mujer que ha creído en mí, por su apoyo y compañía durante todo este camino.

AGRADECIMIENTOS

Al ingeniero Edison Osorio, director de proyecto, por el conocimiento brindado, por demostrar su paciencia e interés en el presente trabajo. Con su ayuda logré el primer objetivo de este año.

A todo el personal docente de la Especialización, quienes con su conocimiento y experiencia han contribuido a mi formación como profesional.

Finalmente, a la universidad Industrial de Santander y a la escuela de ingeniería Civil, por su ardua tarea de formar profesionales con alto nivel académico y científico en pro de transformar la sociedad.

TABLA DE CONTENIDO

| | Pág. |
|---|------|
| INTRODUCCIÓN | 15 |
| OBJETIVOS | 18 |
| 1. MARCO TEÓRICO | 19 |
| 1.1. Generalidades..... | 19 |
| 1.2. Definiciones..... | 20 |
| 1.3. Entrepiso como Diafragma..... | 22 |
| 1.4. Funciones del Diafragma | 23 |
| 1.5. Clasificación del Diafragma..... | 26 |
| 1.5.1. Diafragmas flexibles..... | 26 |
| 1.5.2. Diafragmas rígidos..... | 28 |
| 2. METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE DIAFRAGMAS | 29 |
| 2.1. Building Code Requirements for Structural Concrete: ACI 318-14..... | 29 |
| 2.1.1. Diafragma idealizado como viga..... | 33 |
| 2.1.2. Método de Elementos Finitos..... | 38 |
| 2.1.3. Método de Puntal – Tensor..... | 43 |
| 2.2. Consideraciones de otros reglamentos..... | 54 |
| 2.2.1. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR-10. .. | 54 |
| 2.2.2. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures - ASCE 7-10. . | 55 |
| 2.2.3. Uniform Building Code - UBC..... | 57 |
| 3. CASO DE ESTUDIO | 59 |
| 3.1. Descripción..... | 59 |
| 4. DISEÑO DE ENTREPISOS | 60 |
| 4.1. Diseño de entrepiso de acuerdo a NSR-10..... | 60 |
| 4.1.1. Diseño de loseta superior..... | 61 |
| 4.1.2. Diseño de viguetas..... | 62 |
| 4.2. Diseño de entrepiso como diafragma de acuerdo a ACI 318-14..... | 67 |
| 4.2.1. Espesor mínimo de diafragma..... | 67 |

| | |
|---|------------|
| 4.2.2. Método elementos finitos. | 67 |
| 4.2.3. Fuerzas para el diseño del diafragma. | 69 |
| 4.2.4. Idealización de las fuerzas sísmicas en el diafragma. | 75 |
| 4.2.5. Análisis de resultados. | 78 |
| 4.2.6. Resistencia de diseño. | 88 |
| 4.2.7. Refuerzo mínimo. | 88 |
| 4.2.8. Resistencia a flexión. | 90 |
| 4.2.9. Resistencia a cortante. | 94 |
| 4.2.10. Diseño de Colectores. | 98 |
| 5. RESULTADOS | 102 |
| 6. CONCLUSIONES | 112 |
| 7. RECOMENDACIONES | 112 |
| BIBLIOGRAFÍA | 118 |
| ANEXOS | 121 |

LISTA DE FIGURAS

| | Pág. |
|---|------|
| Figura 1. Cuerdas y colectores en el diafragma..... | 22 |
| Figura 2. Acciones típicas en el diafragma. | 25 |
| Figura 3. Diafragma flexible. | 27 |
| Figura 4. Acciones en el plano del diafragma obtenidas al modelar el diafragma como una viga horizontal rígida sobre apoyos flexibles..... | 34 |
| Figura 5. Ubicaciones del acero de refuerzo no preesforzado resistente que resiste tracción debida a momento y fuerza axial. | 35 |
| Figura 6. Detalles de espigos proporcionados para transferir cortante a un muro estructural a través del refuerzo de cortante por fricción. | 36 |
| Figura 7. Colector de altura total y refuerzo para cortante por fricción requerido para transferir las fuerzas del colector al muro. | 37 |
| Figura 8. Dominio, contorno y condiciones de contorno de un elemento cualquiera en estudio. | 39 |
| Figura 9. Organigrama del análisis de una estructura por el método de elementos finitos. | 43 |
| Figura 10. Regiones B y D. | 46 |
| Figura 11. Regiones D y discontinuidades..... | 47 |
| Figura 12. Tipos de nodos en el modelo puntal - tensor. | 49 |
| Figura 13. Planta piso tipo. | 59 |
| Figura 14. Planta piso tipo con distribución de nervios en losa..... | 60 |
| Figura 15. Diagramas de cortante y momento viguetas tipo. | 62 |
| Figura 16. Despieces de viguetas tipo. | 66 |
| Figura 17. Idealización del diafragma. | 68 |
| Figura 18. Aplicación de fuerzas F_p para el diseño del diafragma..... | 76 |
| Figura 19. Aplicación de fuerzas E_m para el diseño de colectores. | 77 |
| Figura 20. Fuerzas resultantes sobre el diafragma ante la acción de F_p | 79 |
| Figura 21. Fuerzas resultantes sobre el diafragma ante la acción de E_m | 81 |
| Figura 22. Diafragma con pantallas. | 82 |

| | |
|---|-----|
| Figura 23. Aplicación de fuerzas F_p para el diseño del diafragma con pantallas.. | 83 |
| Figura 24. Aplicación de fuerzas E_m para el diseño de colectores del diafragma con pantallas..... | 84 |
| Figura 25. Fuerzas resultantes sobre el diafragma con pantallas ante la acción de F_p | 85 |
| Figura 26. Fuerzas resultantes sobre el diafragma con pantallas ante la acción de E_m | 87 |
| Figura 27. Refuerzo por retracción y temperatura..... | 90 |
| Figura 28. Cuerdas a tensión y compresión..... | 91 |
| Figura 29. Dimensiones del diafragma..... | 92 |
| Figura 30. Cuerdas a tensión y compresión en el diafragma..... | 94 |
| Figura 31. Refuerzo del colector y por fricción en el diafragma con muros laterales..... | 101 |
| Figura 32. Comparación entre fuerzas F_{px} y E_{mx} | 103 |
| Figura 33. Comparación entre fuerzas F_{py} y E_{my} | 104 |
| Figura 34. Comparación entre fuerzas F_{px_1} y F_{px_2} | 105 |
| Figura 35. Comparación entre fuerzas F_{py_1} y F_{py_2} | 106 |
| Figura 36. Comparación entre fuerzas E_{mx_1} y E_{mx_2} | 107 |
| Figura 37. Comparación entre fuerzas E_{my_1} y E_{my_2} | 108 |

LISTA DE TABLAS

| | Pág. |
|---|------|
| <i>Tabla 1. Coeficiente del puntal β_s.</i> | 53 |
| <i>Tabla 2. Características generales de la edificación.</i> | 59 |
| <i>Tabla 3. Diseño a flexión vigueta tipo I.</i> | 64 |
| <i>Tabla 4. Diseño a flexión vigueta tipo II.</i> | 64 |
| <i>Tabla 5. Diseño a flexión vigueta tipo III.</i> | 64 |
| <i>Tabla 6. Diseño a cortante viguetas tipo.</i> | 65 |
| <i>Tabla 7. Peso de elementos.</i> | 70 |
| <i>Tabla 8. Cálculo de fuerzas F_{px} por piso.</i> | 71 |
| <i>Tabla 9. Cálculo de fuerzas F_{py} por piso.</i> | 71 |
| <i>Tabla 10. Cálculo de fuerzas E_{mx} por piso. Casos a y b.</i> | 73 |
| <i>Tabla 11. Cálculo de fuerzas E_{mx} por piso. Caso c.</i> | 74 |
| <i>Tabla 12. Cálculo de fuerzas E_{my} por piso. Casos a y b.</i> | 74 |
| <i>Tabla 13. Cálculo de fuerzas E_{my} por piso. Caso c.</i> | 75 |
| <i>Tabla 14. Cuantías mínimas de refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculadas sobre el área bruta de concreto.</i> | 89 |
| <i>Tabla 15. Coeficientes de fricción.</i> | 97 |
| <i>Tabla 16. Valor de cortante máximo.</i> | 97 |
| <i>Tabla 17. Refuerzo transversal para elementos colectores.</i> | 99 |
| <i>Tabla 18. Resistencia axial máxima.</i> | 100 |
| <i>Tabla 19. Cuadro de pesos de acero.</i> | 108 |
| <i>Tabla 20. Cantidades de concreto.</i> | 109 |
| <i>Tabla 21. Cantidades de acero.</i> | 110 |
| <i>Tabla 22. Cantidades de acero “diafragma”</i> | 111 |

LISTA DE ANEXOS

Pág.

| | |
|---|-----|
| <i>Anexo A. Procedimiento de análisis estructural</i> | 122 |
|---|-----|

RESUMEN

TITULO: DISEÑO DEL ENTREPISO COMO DIAFRAGMA.¹

AUTOR: Pedro Javier Rueda Posada²

PALABRAS CLAVE: Acción Sísmica, Colector, Cuerdas, Diafragma, Método de Elementos Finitos.

CONTENIDO

Los diafragmas se han considerado como elementos estructurales que sirve para transferir fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, además desempeñan múltiples funciones mejorando la respuesta de la estructura ante la acción de una carga sísmica y por esta razón que debe requerir especial atención por parte de los diseñadores.

En el mes de Septiembre del año 2014, el American Concrete Institute (ACI), publicó el reglamento ACI 318-14. En ese documento, se establecen los criterios específicos para el diseño sísmico de diafragmas.

Previo al documento, en la práctica profesional de la ingeniería estructural, no se lleva a cabo el diseño sísmico de los entresijos como diafragma, en los cuales no se hace la revisión por sismo para resistir fuerzas inerciales horizontales.

Con el fin de establecer las bases de diseño y revisión de diafragmas en sistemas de piso, este documento pretende realizar una recopilación de las diferentes metodologías sobre el diseño de entresijos como diafragma con el propósito de ejemplarizar su uso en un caso de estudio, teniendo en cuenta, los requerimientos del ACI 318-14.

Para comprender el diseño del diafragma en edificaciones, se realizó el análisis de una estructura de concreto, con pórticos resistente a momentos. La metodología aplicada en el caso de estudio fue con base al Método de los Elementos Finitos.

A partir de este estudio, se concluyó que todos los sistemas de piso de edificios en zona sísmicas se deben revisar y diseñar para resistir fuerzas sísmicas horizontales; así mismo el procedimiento de evaluación de las fuerzas de diseño pueden ser calculadas con base al código ASCE 7-10, y por último que los requerimientos del ACI 318-14 para el diseño del diafragma aumentó la cuantía de acero, principalmente debido a las zonas donde se presentan mayores esfuerzos en su plano.

¹ Proyecto de grado.

² Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: Edison Osorio Bustamante.

ABSTRACT

TITLE: FLOOR DESIGN AS A DIAPHRAGM.³

AUTHORS: Pedro Javier Rueda Posada⁴

KEY WORDS: Seismic action, Collector, Chords, Diaphragm, Finite Element Method.

CONTENT

Diaphragms have been considered as structural elements that serve to transfer lateral forces to vertical elements of the lateral-force-resisting system. Diaphragms perform multiple functions improving the response of the structure to the action of a seismic load and for this reason must require special attention from the designers.

In the month of September of the year 2014, the American Concrete Institute (ACI), published the regulation ACI 318-14, replacing to the ACI 318-11. In this document, establish the specific criteria for the seismic design of diaphragms.

Previous to the document, in the professional practice of the structural engineering, does not carry out the seismic design of the floor system as a diaphragm, in which it doesn't do the review by seism to resist inertial seismic forces.

With the purpose to establish the bases of design and review of diaphragms in floor systems, this document pretends to realize a compilation of the different methodologies about the design of floor system as a diaphragm with the purpose of use it in a case of study, taking into account, the Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14).

To understand the design of the diaphragm in buildings was realized the analysis in a concrete structure, composed by moments resisting frames. The methodology applied in the case study was based on the Finite Element Method.

This study concludes that all floor systems of buildings in seismic area should be reviewed and designed to resist lateral seismic forces; likewise the assessment procedure design forces can be calculated based on the code ASCE 7-10 and finally that the requirements established by the ACI 318-14 for the seismic design diaphragms increased the quantity of steel, mainly in areas where there are greater stresses in its plane.

³ Project degree.

⁴ Physics Mechanical Engineering Faculty, School of Civil Engineering, Director: Edison Osorio Bustamante.

INTRODUCCIÓN

En una estructura, los elementos estructurales que la conforman (elementos verticales y horizontales) se diseñan para que su respuesta ante los eventos sísmicos sea adecuada.

Los elementos horizontales en una edificación, que generalmente son vigas y losas de entrepiso, suelen consistir en diafragmas. Los diafragmas se destacan por la gran variedad de funciones que aportan positivamente al comportamiento de la estructura ante una sollicitación sísmica. En el caso del entrepiso diseñado como diafragma, además de soportar cargas de gravedad, transmite las fuerzas sísmicas y de viento a los elementos estructurales que hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

En el análisis sísmico de una estructura es importante definir el tipo diafragma que se va a utilizar. El diafragma normalmente se clasifica en rígido y flexible dependiendo de su geometría, material, y la rigidez en relación con la rigidez de los elementos verticales que lo apoyan. El método del diafragma rígido se basa en la rigidez del diafragma para redistribuir las fuerzas de diafragma para las ubicaciones de elementos verticales. El diafragma está diseñado para tener una capacidad suficiente para entregar la fuerza de diseño a los elementos verticales dentro de la longitud de los elementos verticales.

Por otra parte, a causa de los incrementos de los eventos sísmicos y de las investigaciones que se hacen alrededor de la respuesta sísmica de una estructura, los códigos de diseños van siendo actualizados con el propósito de establecer parámetros de diseño más rigurosos que permiten mejorar el comportamiento de la estructura ante dichos eventos. Actualmente, el diseño de estructuras de

concreto en Estados Unidos se rige por los parámetros mínimos que se establecen en el ACI 318-14. En Colombia las provisiones sísmicas de diseño se encuentran especificadas en la norma sismo-resistente colombiana NSR-10 que a su vez se basó en el ACI 318-08.

En este trabajo se pretende realizar una recopilación de las diferentes metodologías sobre el diseño de entrepisos como diafragma con el propósito de ejemplarizar su uso en un caso de estudio, teniendo en cuenta, específicamente, los requerimientos del ACI 318-14, 2014 de tal manera que se pueda cuantificar los incrementos de cantidades de obra a causa de este nuevo requerimiento de diseño.

La importancia de este trabajo es en primer lugar, enfatizar que los diafragmas son, pues, una parte esencial del sistema resistente a fuerzas sísmicas y requieren la atención por parte del ingeniero estructural para asegurar que el sistema estructural trabaje adecuadamente durante los eventos sísmicos; en segundo lugar, brindar información valiosa sobre los tres aspectos fundamentales que se manejan: las funciones del entrepiso como diafragma, las metodologías de diseño que se pueden aplicar y la comparación de las cantidades de obra asumiendo las prescripciones establecidas en la NSR-10 y el ACI 318-14.

El alcance de esta monografía se limita el estudio del entrepiso como diafragma, utilizando diafragmas de concreto armado. El tipo de entrepiso utilizado en el caso de estudio será una losa aligerada en una dirección.

Este trabajo fue elaborado para brindar información que ayuden a los ingenieros a comprender y aplicar los requisitos de los códigos utilizados para el diseño de diafragmas de hormigón.

El trabajo se divide en seis capítulos: En el primer capítulo se desarrollan los conceptos relacionados con el tema: diafragma, funciones e importancia. Más adelante, en el segundo capítulo se describen las metodologías de diseño del entrepiso como diafragma tomando como referencia la literatura consultada, entre ellas el ACI 318-14. La metodología objeto de estudio fue el método de elementos finitos. En el tercer capítulo se plantea el caso de estudio. Se describe el tipo de edificación con sus características. Después, en el cuarto capítulo se desarrolla el análisis del modelo por elementos finitos, indicando todos los procedimientos para establecer las fuerzas sísmicas de diseño, y se procede con el diseño del entrepiso establecido en el caso de estudio, por una parte según código colombiano NSR-10 y por otra con los nuevos requerimientos del reglamento ACI 318-14. Posteriormente, en el quinto capítulo, se muestran los resultados obtenidos en el diseño para la metodología desarrollada. Se identifican las cantidades de obra para cada diseño y se establece una comparación de resultados entre los dos casos de diseño de entrepiso. Más adelante, se establecen las principales conclusiones obtenidas de este estudio y se dan algunas recomendaciones. Finalmente, se presentan los anexos correspondientes.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Describir las metodologías propuestas de diseño de entrepisos como diafragma en edificaciones sismo-resistentes y ejemplarizar su uso en un caso de estudio en vista de los nuevos requerimientos del ACI 318 de 2014, cuantificando los incrementos en las cantidades de obra del mismo.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el estado del conocimiento referente a las metodologías de diseño propuestas en el ACI 318 de 2014 para el diseño entrepiso como diafragma.
- Plantear un caso de estudio para un entrepiso de un edificio de concreto reforzado.
- Diseñar el entrepiso siguiendo los lineamientos de la decreto 926 de 2010, Norma sismo-resistente colombiana (NSR-10).
- Diseñar el entrepiso de acuerdo a las recomendaciones del ACI-318 de 2014.
- Cuantificar el incremento de cantidades de obra derivadas de las nuevas exigencias del ACI-318 de 2014.

1. MARCO TEÓRICO

1.1. Generalidades

Los códigos de diseño de concreto estructural, contiene requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural y, donde sea aplicable, en estructuras diferentes de edificaciones. La nueva edición del código ACI 318, en su versión 2014 (ACI 318-14, 2014) trae una serie de cambios de largo alcance.

Entre los cambios más importantes se pueden destacar:

1. Organización de los capítulos por elementos estructurales (vigas, columnas, losas, muros, entre otros), que incluye el diseño integral y sus recomendaciones, sin abandonar los temas de las acciones de flexión, de carga axial, de cortante, entre otras. (Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., 2014).

2. Mayor exigencia en los requisitos de confinamiento, tanto en muros como en columnas, armado de losas y diafragma estructural. El capítulo de diseño sísmico, antes capítulo 21, sufrió fuertes cambios, por ejemplo, en el caso del diseño sísmico de muros se han modificado los requisitos para el confinamiento de elementos de borde, considerando parte de las lecciones que han dejado los recientes terremotos de Chile, Nueva Zelanda y Japón. (Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., 2014)

El reglamento incluye un nuevo capítulo, al cual se le denomina “Diafragmas” (Capítulo 12). Es una nueva disposición del ACI en el cual se establecen los procedimientos de modelación, análisis y diseño que deben aplicarse en el diafragma.

Esto surge debido a que los resultados de las diferentes investigaciones han dado muestra de las falencias en el desempeño de estos elementos y que anteriormente no había requisitos para el diseño de diafragmas. Además, han

resaltado que los diafragmas son elementos de gran importancia que inciden en el comportamiento de las estructuras, que son esenciales para el sistema de resistencia sísmica, que brindan estabilidad a los elementos verticales de una estructura y que por tanto todo ingeniero estructural debe tenerlo en cuenta en su diseño.

1.2. Definiciones

A continuación se definen los conceptos principales relacionados con el tema a desarrollar.

- **Acción Sísmica:** Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y rotacionales respecto al eje vertical. (Alves, et. al, 2011).
- **Colector:** Elemento que actúa en tracción o compresión axial para transmitir las fuerzas inducidas por el sismo entre un diafragma estructural y los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas. (NSR-10, 2010).
- **Cuerda:** Elemento de borde del diafragma que actúa en tensión o compresión para resistir la flexión del diafragma en su plano. (ANIVIP, 2012).
- **Diafragma:** Elemento estructural, losa de piso, sistema de arriostramiento, que transmiten las fuerzas que actúan en su plano hacia los elementos verticales sismo resistentes. Los diafragmas están conformados por varios componentes, incluyendo la losa del diafragma, cuerdas, colectores y las conexiones a los elementos verticales. Esta definición aplica a los edificios colados en sitio, y a prefabricados. (ANIVIP, 2012).

-
- ***Diafragma Rígido:*** Es aquel que distribuye las fuerzas horizontales a los elementos verticales sismo resistentes sin que el diafragma se deforme en su plano. (ANIVIP, 2012).
 - ***Diafragma Flexible:*** Un diafragma es flexible si el valor de las fuerzas inerciales horizontales y su distribución a los elementos verticales sismo resistentes dependen también de la rigidez del diafragma en su plano. En un entrepiso, el diafragma es flexible si la máxima deflexión lateral en su plano bajo las cargas laterales es mayor que dos veces la distorsión promedio de los elementos verticales del sistema sismo resistente adyacentes al entrepiso. (ANIVIP, 2012).
 - ***Fuerzas Sísmicas:*** Son los efectos inerciales causados por la aceleración del sismo, expresados como fuerzas para ser utilizadas en el análisis y diseño de la estructura. (NSR-10, 2010).
 - ***Método de Elementos Finitos:*** Método de análisis en el cual la estructura se separa en elementos conectados, se supone la forma del campo de desplazamientos del elemento, se mantiene compatibilidad parcial o total ente la interfase de los elementos, y los desplazamientos nodales se determinan usando métodos de principios de energía o de equilibrio. (Carnicero, 2003).
 - ***Método Puntal – Tensor:*** Procedimiento de análisis que permite el diseño sísmico de elementos de concreto reforzado. Incluye una parte de análisis estructural (idealización de la estructura por medio de un sistema de barras) y otra de dimensionamiento. (Zamora, 2010).

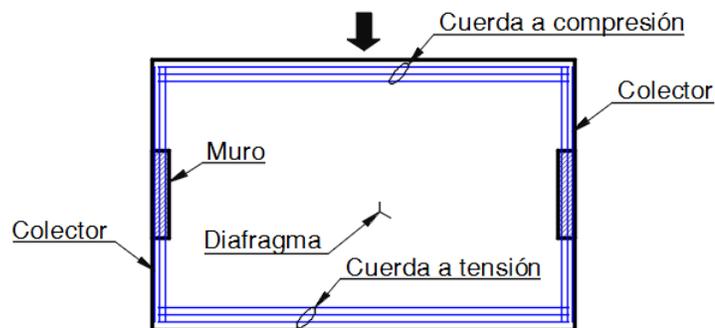
1.3. Entrepiso como Diafragma

Los entrepisos de alguna manera tienen influencia en la respuesta lateral de las estructuras. En consecuencia, si la rigidez a la flexión de placa de piso es completamente ignorada, la rigidez lateral del edificio puede ser subestimada. Estas losas de piso actúan como un diafragma de piso en la distribución de carga lateral.

Se puede definir el diafragma como al conjunto de elementos estructurales que permiten transferir las fuerzas inducidas por una carga horizontal inercial o por otras cargas como el viento a los elementos del sistema de resistencia sísmica, asegurando la integridad de la estructura. (Correal, 2013). Los diafragmas también amarran los elementos de la edificación entre sí conformando un sistema tridimensional completo y dan apoyo lateral a esos elementos conectándolos al sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

Los diafragmas por lo general son construidos de madera contrachapada, tablero metálico o una losa de concreto. También sirven como losas de piso y de cubierta, o como rampas estructurales en estacionamientos y, por lo tanto, soportan cargas gravitacionales. Un diafragma puede incluir cuerdas y colectores (ver Figura 1).

Figura 1. Cuerdas y colectores en el diafragma.



Fuente: Adaptado de Moehle, et. Al, 2010.

El código americano (ACI 318-14) indica que cuando los diafragmas se encuentran sometidos a cargas laterales, como lo son las fuerzas inerciales que actúan en el plano del diafragma, se considera que actúa como una viga que se extiende horizontalmente entre los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. Siendo este caso, el diafragma desarrolla momentos de flexión y cortantes en su plano y posiblemente otras acciones.

Además el código expresa: *“Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden a lo largo de toda la altura del diafragma, se pueden necesitar colectores que reciban el cortante del diafragma y lo transfieran a los elementos verticales. En ocasiones, se usa el término “distribuidor” para describir un colector que transfiere fuerzas desde un elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales hacia el diafragma” (ACI 318-14, 2014)*

1.4. Funciones del Diafragma

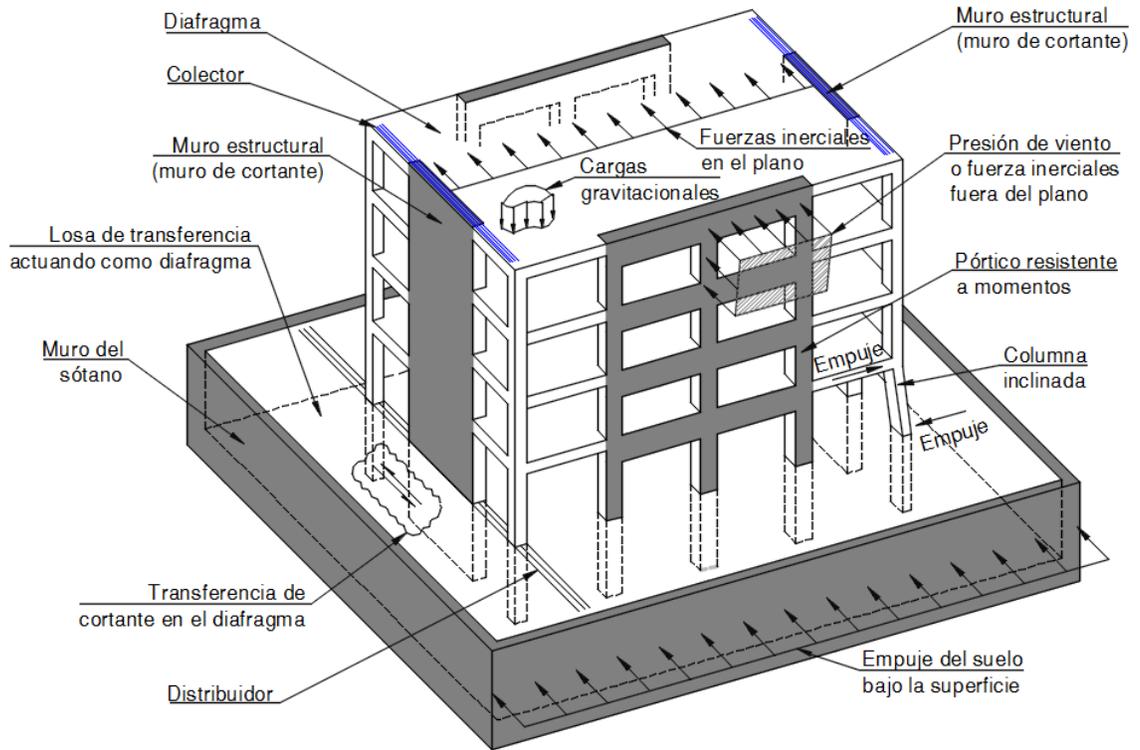
Los diafragmas de piso cumplen múltiples funciones y son de gran importancia dentro del comportamiento de la edificación durante un evento sísmico. Los diafragmas no solo resisten cargas verticales y las distribuyen a los elementos que conforman el sistema de resistencia de fuerzas gravitacionales, sino que además son los encargados de mantener la integridad de la estructura, distribuyendo al sistema de resistencia de cargas horizontales como muros, columnas y pórticos, las cargas que se presentan durante dicho evento. (Moehle, et. al, 2010).

A continuación se describe brevemente algunas de las funciones del diafragma definidas por Moehle (Moehle, et. al, 2010), y que están contempladas en el ACI 318-14.

(a) Fuerzas en el plano del diafragma: Las fuerzas laterales provenientes de las combinaciones de carga, incluyendo viento, sismo y presiones horizontales de fluidos o empuje del suelo, generan acciones de cortante, axiales y de flexión en el plano del diafragma a medida que éste salva el espacio entre elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales y transfiere fuerzas a ellos. Para cargas de viento, la fuerza lateral es generada por la presión del viento que actúa sobre la fachada de la edificación y es transferida por los diafragmas a los elementos verticales. Para las fuerzas de sismo, las fuerzas inerciales se generan dentro del diafragma y las porciones aferentes de muros, columnas y otros elementos, y luego son transferidas por los diafragmas a los elementos verticales. Para edificios con niveles subterráneos, las fuerzas laterales son generadas por el empuje ejercido por el suelo contra los muros del sótano. En un sistema típico, los muros de contención de los sótanos se extienden verticalmente entre los pisos que sirven también como diafragmas, los cuales a su vez distribuyen las fuerzas laterales del empuje del suelo hacia otros elementos resistentes a fuerzas.

(b) Fuerzas de transferencia del diafragma: Los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales pueden tener diferentes propiedades a lo largo de su altura, o bien sus planos de resistencia pueden cambiar de un piso a otro, creando transferencias de fuerzas entre los elementos verticales. Una ubicación común donde cambian los planos de resistencia es a nivel del terreno de una edificación con una planta subterránea ampliada. En estos casos las fuerzas pueden transferirse desde la torre más angosta hacia los muros de contención de los sótanos a través de un diafragma de podio (ver Figura 2).

Figura 2. Acciones típicas en el diafragma.



Fuente: Adaptado de Moehle, et. Al, 2010.

(c) Fuerzas de conexión: La presión del viento que actúa sobre las superficies expuestas de la edificación genera fuerzas fuera del plano sobre esas superficies. Del mismo modo, la vibración producida por un sismo puede generar fuerzas inerciales en los elementos estructurales verticales y no estructurales como son los de la fachada. Estas fuerzas son transferidas desde los elementos donde se desarrollan las fuerzas hacia el diafragma a través de las conexiones.

(d) Fuerzas de arriostamiento de las columnas: Las configuraciones arquitectónicas a veces requieren columnas inclinadas, que pueden provocar grandes empujes dentro del plano de los diafragmas debidos a las cargas de gravedad y de vuelco. Estos empujes pueden actuar en diferentes direcciones

dependiendo de la orientación de la columna y de si se encuentra en compresión o en tracción. Cuando estos empujes no están balanceados localmente por otros elementos, las fuerzas deben transferirse al diafragma de modo que puedan ser transmitidas a otros elementos apropiados del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. Dichas fuerzas son comunes y pueden ser significativas en columnas prefabricadas cargadas excéntricamente y que no están construidas monolíticamente con la estructura adyacente. El diafragma también da soporte lateral a las columnas que no están diseñadas como parte del sistema de resistencia ante fuerzas laterales, conectándolas a otros elementos que proporcionan estabilidad lateral a la estructura.

(e) Fuerzas fuera del plano del diafragma: La mayoría de los diafragmas forman parte de la estructura del piso y cubierta y, por lo tanto, soportan fuerzas gravitacionales. El reglamento general de construcción puede además exigir que se consideren las fuerzas fuera del plano debido a la fuerza de levantamiento del viento en una losa de cubierta y a la aceleración vertical debida a los efectos del sismo.

1.5. Clasificación del Diafragma

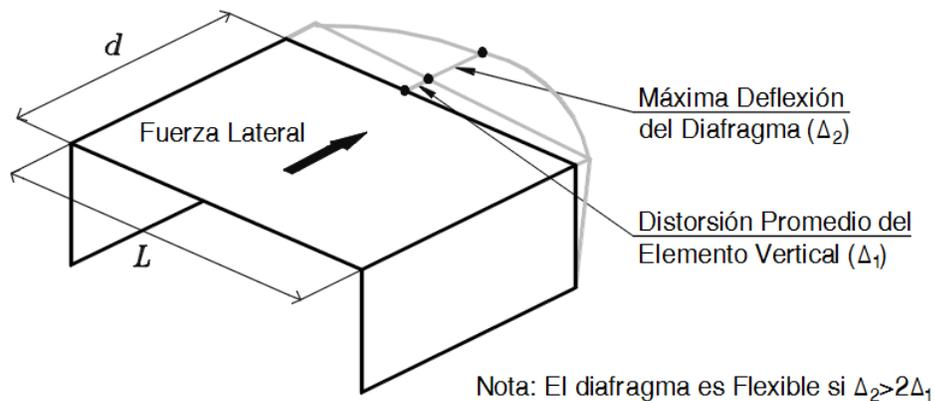
La clasificación del diafragma es uno de los primeros pasos en el análisis lateral de una estructura. Generalmente, los diseñadores clasifican los diafragmas como flexible o rígido. A continuación se describen estos tipos de diafragmas.

1.5.1. Diafragmas flexibles.

En el Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente (NSR, 2010), numeral A.3.6.7.2 se menciona: *“El diafragma puede suponerse flexible, para los efectos de las prescripciones de esta sección, cuando la máxima deflexión horizontal dentro del diafragma, al verse sometido a las fuerzas sísmicas, F_s , es*

más de 2 veces el promedio de sus deflexiones horizontales. Esta determinación de la flexibilidad del diafragma puede realizarse comparando la deflexión horizontal debida a las fuerzas sísmicas, obtenida en el punto medio del diafragma, con la de cada uno de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, al verse sometidos a una fuerza horizontal equivalente a la producida por la masa aferente al elemento". (Ver Figura 3).

Figura 3. Diafragma flexible.



Fuente: Adaptado de ANIVIP, 2012.

Los diafragmas flexibles resisten las fuerzas laterales dependiendo de la zona afluyente, independientemente de la flexibilidad de los miembros a los que transfieren la fuerza.

Un diafragma flexible presenta en el plano de flexión debido a las fuerzas laterales que resultan en desplazamientos horizontales adicionales a lo largo de su longitud. El efecto considerable puede conducir a la sobrecarga de la estructura y el daño de la membrana debido a los altos esfuerzos de flexión a lo largo de sus fronteras. Esta flexibilidad del diafragma aumenta la transferencia de carga lateral a los marcos que no fueron diseñados para llevar estas cargas laterales adicionales sobre la base de modelos de diafragma rígido.

1.5.2. Diafragmas rígidos.

En el Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente (NSR-10) numeral A.3.6.7.2 se menciona: *“El diafragma puede suponerse rígido en su propio plano cuando se dispone su rigidez y su resistencia de tal manera que éste actúe como una unidad y sus propiedades de masa y de rigidez se puedan concentrar en el centro de masa y en el centro de rigidez respectivamente. En las edificaciones que tengan irregularidades de los tipos 2P y 3P la consideración de diafragma rígido debe evaluarse cuidadosamente, pues en la mayoría de los casos estas irregularidades inhiben el comportamiento como diafragma rígido de los entrepisos de la edificación”.*

Los diafragmas rígidos transfieren la carga a los elementos verticales o muros de corte en función de su flexibilidad y su ubicación en la estructura. Para el modelo de diafragma rígido, el diafragma debe tener iguales desplazamientos en su plano a lo largo de toda su longitud, bajo la acción de cargas sísmicas.

2. METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE DIAFRAGMAS

Teniendo en cuenta que los estudios, investigaciones, experiencias y nuevas técnicas de construcción, han dado evidencia de la importancia del diafragma dentro de una edificación, en este capítulo, se pretende en primer lugar, describir las secciones presentes en el reglamento del ACI 318-14, enfatizadas al diseño del diafragma, dentro del cual se explica a manera general en qué consiste el análisis de diafragma analizado como viga, el método de elementos finitos y el método puntal – tensor; y en segundo lugar, recopilar las consideraciones que algunos códigos, como la NSR-10 y el ASCE 7-10, tienen en cuenta para determinar la demanda sísmica en el diafragma.

2.1. Building Code Requirements for Structural Concrete: ACI 318-14.

A continuación se describe de manera general las disposiciones, que establece el reglamento en su capítulo 12, para el modelamiento, análisis y diseño del diafragma.

Secciones Comunes

- Alcance
- Generalidades
- Límites de diseño
- Resistencia requerida
- Resistencia de diseño
- Límites del refuerzo (se describe en el capítulo XX de diseño de entrepiso del presente documento)

-
- Detalles del refuerzo (se describe en el capítulo XX de diseño de entrepiso del presente documento)

Alcance

El nuevo reglamento (ACI 318-14), en el capítulo 12, establece los requisitos que se aplican al diseño de diafragmas no preesforzados y preesforzados, incluyendo (a) hasta (d):

- (a) Diafragmas que son losas construidas en sitio.
- (b) Diafragmas que comprenden una losa de afinado construida en sitio sobre elementos prefabricados.
- (c) Diafragmas que comprenden elementos prefabricados con franjas de borde formadas por un afinado de piso de concreto construido en sitio o por vigas de borde.
- (d) Diafragmas de elementos prefabricados interconectados sin afinado de piso de concreto.

Generalidades

El diseño de los diafragmas debe considerar la resistencia a fuerzas provenientes de distintos tipos de acciones, desde (a) hasta (e), según corresponda:

- (a) Fuerzas en el plano del diafragma debidas a cargas laterales que actúan sobre la edificación.
- (b) Fuerzas de transferencia en el diafragma.
- (c) Fuerzas de conexión entre el diafragma y los elementos estructurales verticales y elementos no estructurales.

(d) Fuerzas resultantes del arriostramiento de elementos verticales o inclinados de la edificación.

(e) Fuerzas fuera del plano del diafragma debidas a cargas gravitacionales u otras cargas aplicadas en la superficie del diafragma

Límites de diseño

En la sección 12.3.1 (ACI 318-14), se establece el espesor mínimo de diafragmas.

- Los diafragmas deben tener el espesor requerido para estabilidad, resistencia y rigidez bajo las combinaciones de mayoración de carga.
- Los diafragmas de piso y cubierta deben tener un espesor no menor al requerido en otras partes del Reglamento para los elementos de piso y de cubierta.

La norma aclara que para los diafragmas en edificaciones asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F, la sección 18.12 (ACI 318-14) contiene los requisitos específicos para el diseño.

Resistencia requerida

➤ Generalidades.

- La resistencia requerida para los diafragmas, colectores y sus conexiones debe calcularse de acuerdo con las combinaciones de mayoración de carga definidas en el Capítulo 5 (ACI 318-14).
- La resistencia requerida de diafragmas que forman parte del piso o cubierta debe incluir los efectos de las cargas fuera del plano que se producen simultáneamente con otras cargas aplicables.

➤ Modelamiento y análisis del diafragma.

-
- Los procedimientos de modelación y análisis de los diafragmas deben cumplir con los requisitos del Capítulo 6 (ACI 318-14).

Comentarios:

- Requisitos del ASCE 7 donde sean aplicables (ASCE 7-10, secciones 12.3.1.2 y 27.5.4 del ACI 318-14).
- Suponer una rigidez razonable.

El cálculo de los momentos, cortantes y fuerzas axiales de diseño en el plano del diafragma debe ser coherente con los requisitos de equilibrio y con las condiciones de diseño de frontera. Se permite determinar los momentos, cortantes y fuerzas axiales de diseño de acuerdo con una de las condiciones (a) hasta (e), según sea apropiado:

- Un modelo de diafragma rígido.
- Un modelo de diafragma flexible.
- Análisis envolvente donde los valores de diseño son la envolvente de los valores obtenidos al suponer el límite superior y el límite inferior de rigidez en el plano para el diafragma en dos o más análisis independientes.
- Un modelo de elementos finitos considerando la flexibilidad del diafragma.
- Un modelo puntal-tensor de acuerdo con 23.2 (ACI 318-14).

Resistencia de diseño

Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, las resistencias de diseño de diafragmas, colectores y sus conexiones deben cumplir con $\phi S_n \geq U$. La interacción entre los efectos de carga debe tenerse en cuenta.

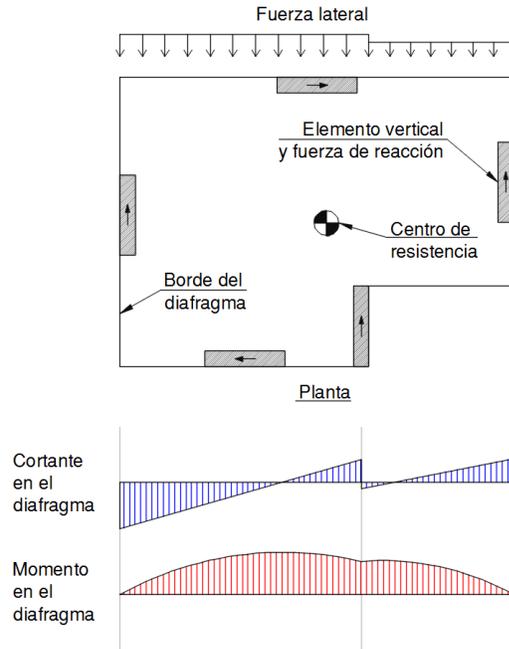
Las resistencias de diseño deben cumplir con (a), (b), (c) o (d):

-
- (a) Para un diafragma idealizado como viga, con una altura igual a la altura total del diafragma, con el momento resistido por el refuerzo de borde concentrado en los bordes del diafragma, las resistencias de diseño deben cumplir con 12.5.2 hasta 12.5.4 (ACI 318-14).
 - (b) Para un diafragma o segmento de diafragma idealizado como un sistema puntal-tensor, las resistencias de diseño deben cumplir con 23.3 (ACI 318-14).
 - (c) Para un diafragma idealizado como un modelo de elementos finitos, las resistencias de diseño deben cumplir con el Capítulo 22 (ACI 318-14). En el diseño a cortante se deben considerar las distribuciones no uniformes de cortante. En esos diseños se deben colocar los colectores necesarios para transferir los cortantes del diafragma a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.
 - (d) Se permite diseñar el diafragma usando métodos alternativos que cumplan con los requisitos de equilibrio y deben conducir a resistencias de diseño que sean iguales o mayores a las resistencias requeridas para todos los elementos en la trayectoria de cargas.

2.1.1. Diafragma idealizado como viga.

El reglamento indica que para un diafragma considerado como rígido en su propio plano, y para diafragmas semi-rígidos, se puede obtener la distribución de las fuerzas internas del diafragma modelándolo como una viga horizontal rígida soportada sobre resortes que representan las rigideces laterales de los elementos verticales (ver Figura 4). En el análisis se deben incluir los efectos de la excentricidad en el plano entre las fuerzas aplicadas y las resistencias de los elementos verticales, que provocan la torsión general del edificio. (Moehle et al. 2010).

Figura 4. Acciones en el plano del diafragma obtenidas al modelar el diafragma como una viga horizontal rígida sobre apoyos flexibles.



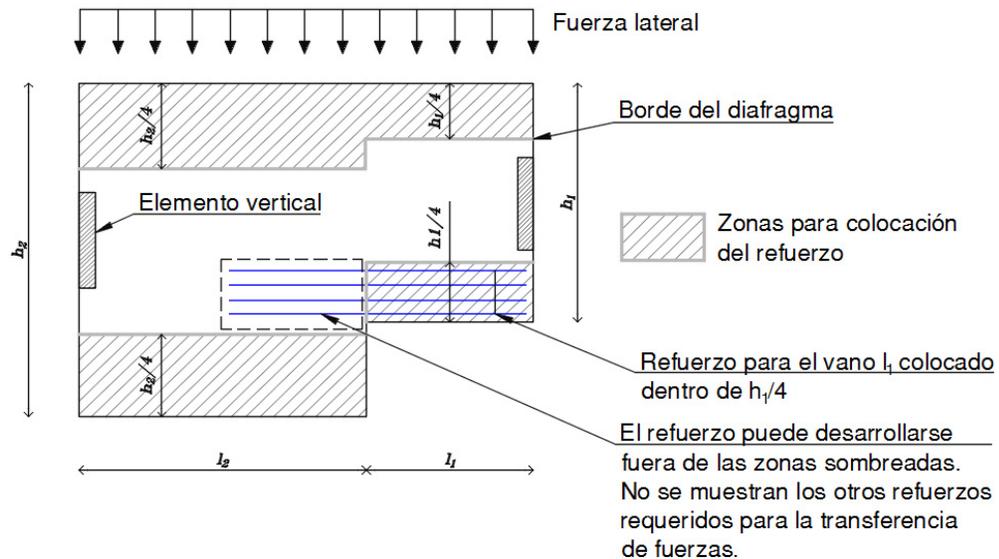
Fuente: Adaptado de Moehle, et. Al, 2010.

Momento y fuerza axial → Sección 12.5.2 (ACI 318-14)

El diseño para momento y fuerza axial de acuerdo con las suposiciones de 22.3 y 22.4 (ACI 318-14), incluida la suposición que las deformaciones unitarias varían linealmente a través de la altura del diafragma. En la mayoría de los casos, el diseño para fuerza axial y momento se puede realizar satisfactoriamente usando una pareja aproximada de fuerzas compresión-tracción con un factor de reducción de resistencia igual a 0.90.

El acero de refuerzo a tracción debe ubicarse dentro de $h/4$ del borde en tracción del diafragma, donde h es la altura del diafragma medida en el plano del diafragma. Cuando la altura del diafragma cambia a lo largo del vano, se permite desarrollar refuerzo en los segmentos adyacentes del diafragma que no se encuentran dentro del límite de $h/4$. (Ver Figura 5).

Figura 5. Ubicaciones del acero de refuerzo no preesforzado resistente que resiste tracción debida a momento y fuerza axial.



Fuente: Adaptado de Moehle, et. Al, 2010.

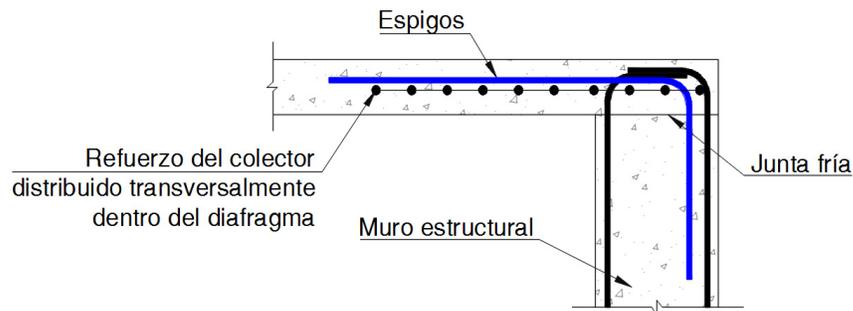
Cortante → Sección 12.5.3 (ACI 318-14)

Estos requisitos suponen que el flujo de cortante en el diafragma es aproximadamente uniforme en toda la altura del diafragma.

- $\phi = 0.75$ ó como se requiera en 21.2.4 (pórticos especiales a momento y muros especiales).
- Para un diafragma completamente construido en sitio, V_n debe calcularse con la ecuación: $V_n = A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$; $\sqrt{f'_c} \leq 8.3MPa$ (12.5.3.3 ACI 318-14)
- Para un diafragma completamente construido en sitio, las dimensiones de la sección transversal deben seleccionarse de tal manera que cumplan con: $V_u = \phi 0.67 A_{cv} \sqrt{f'_c}$; $\sqrt{f'_c} \leq 8.3MPa$
- El cortante no debe sobrepasar el cortante por fricción.

- Corte transmitido a colector o elemento vertical, aplica fricción-cortante → 22.9 (ACI 318-14).
- Se puede requerir refuerzo adicional para transferir el cortante del diafragma o de los colectores hacia los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales a través de refuerzo de cortante por fricción. La Figura 6 ilustra un detalle común para los espigos destinados a esta finalidad.

Figura 6. Detalles de espigos proporcionados para transferir cortante a un muro estructural a través del refuerzo de cortante por fricción.

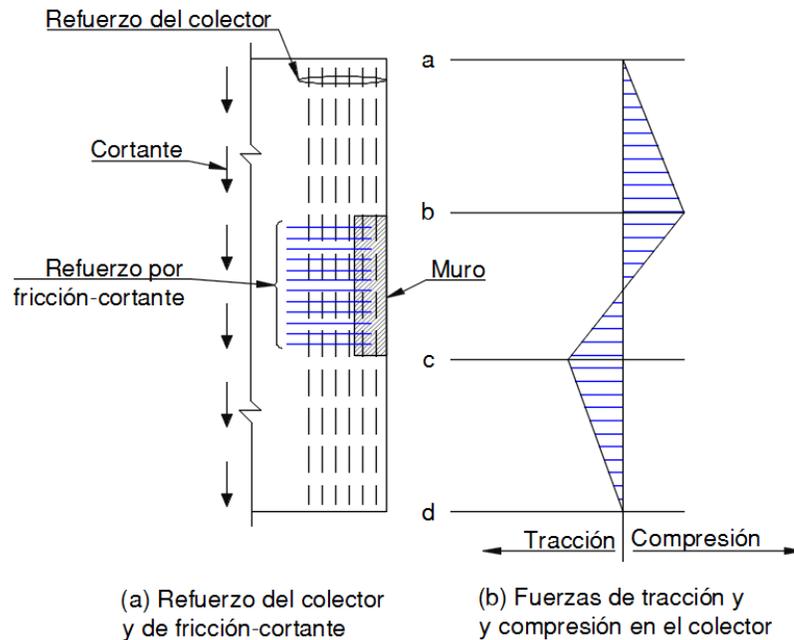


Fuente: Adaptado de Moehle, et. Al, 2010.

Colectores → Sección 12.5.4 (ACI 318-14)

- Los colectores deben extenderse desde los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales a través de toda o parte de la altura del diafragma según se requiera para transferir el cortante desde el diafragma a los elementos verticales.
- Cuando los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales no se extienden en la altura total del diafragma, se requiere de colectores para transferir el cortante que actúa a lo largo de las porciones restantes de la altura del diafragma, como se aprecia en la Figura 7.

Figura 7. Colector de altura total y refuerzo para cortante por fricción requerido para transferir las fuerzas del colector al muro.



Fuente: Adaptado de Moehle, et. Al, 2010.

- Debe ser continuo en la profundidad del diafragma.
- Los colectores deben diseñarse como miembros a tracción, o compresión, o ambos, de acuerdo con 22.4 (ACI 318-14).
- Cuando se diseña un colector para transferir fuerzas a un elemento vertical, el refuerzo del colector debe extenderse a lo largo del elemento vertical al menos la mayor longitud definida entre (a) y (b):

(a) La longitud l_d requerida para desarrollar el refuerzo en tracción.

(b) La longitud requerida para transmitir las fuerzas de diseño al elemento vertical a través del refuerzo de cortante por fricción, de acuerdo con 22.9, o a través de conectores mecánicos u otros mecanismos de transferencia de fuerzas.

2.1.2. Método de Elementos Finitos.

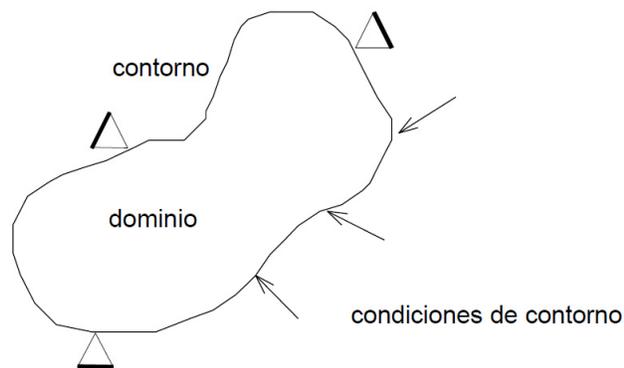
El Método de los Elementos Finitos (M.E.F.) es una herramienta de cálculo que permite representar la totalidad de un medio continuo, agrupando partes con propiedades y características similares en elementos de tamaño variable. Este incremento de elementos representados en el modelo, y la variabilidad de su tamaño, permite el uso de ecuaciones diferenciales asociadas al problema en cuestión, reduciendo en gran medida la pérdida de información al generar el modelo de cálculo. (Carnicero, 2003).

En general, el método de los elementos finitos consiste en la división de un continuo en un conjunto de pequeños elementos interconectados por una serie de puntos llamados nodos. De esta manera se consigue pasar de un sistema continuo (infinitos grados de libertad), que es regido por una ecuación diferencial o un sistema de ecuaciones diferenciales, a un sistema con un número de grados de libertad finito cuyo comportamiento se modela por un sistema de ecuaciones, lineales o no.

En cualquier sistema a analizar se puede distinguir entre:

- Dominio. Espacio geométrico donde se va a analizar el sistema.
- Condiciones de contorno. Variables conocidas y que condicionan el cambio del sistema: cargas, desplazamientos, temperaturas, voltaje, focos de calor, etc.
- Incógnitas. Variables del sistema que se desea conocer después de que las condiciones de contorno han actuado sobre el sistema: desplazamientos, tensiones, temperaturas, etc.

Figura 8. Dominio, contorno y condiciones de contorno de un elemento cualquiera en estudio.



Fuente: Carnicero, 2003.

En un análisis por elementos finitos, el dominio se puede dividir en:

- Puntos, para el caso lineal.
- Líneas, para el caso bidimensional
- Superficies, para el caso tridimensional.

Los elementos se definen por un número discreto de puntos, llamados nodos, que conectan entre si los elementos. Sobre estos nodos se materializan las incógnitas fundamentales del problema. Las incógnitas, para el caso de elementos estructurales, son principalmente los desplazamientos, una vez obtenidos dichos desplazamiento se pueden calcular una otras incógnitas como las tensiones, deformaciones, etc. A éstas incógnitas se les denomina grados de libertad de cada nodo del modelo.

El sistema, debido a las condiciones de contorno: empotramiento, fuerza puntual y temperatura, evoluciona hasta un estado final. En este estado final, conocidos los valores de los grados de libertad de los nodos del sistema se puede determinar cualquier otra incógnita deseada: tensiones, deformaciones. También sería posible obtener la evolución temporal de cualquiera de los grados de libertad (Carnicero, 2003).

Planteando la ecuación diferencial que rige el comportamiento del continuo para el elemento, se llega a fórmulas que relacionan el comportamiento en el interior del mismo con el valor que tomen los grados de libertad nodales.

El problema se formula en forma matricial. Conocidas las matrices que definen el comportamiento del elemento (en el caso estructural serán las llamadas matrices de rigidez, amortiguamiento y masa) se ensamblan y se forma un conjunto de ecuaciones algebraicas, lineales o no, que resolviéndolas proporcionan los valores de los grados de libertad en los nodos del sistema.

De manera general:

- El M.E.F. es un procedimiento numérico para resolver ecuaciones diferenciales de manera aproximada.
- El dominio en el que está definido el problema se divide en “subdominios” denominados elementos finitos.
- El conjunto de elementos finitos que discretizan el dominio se denomina malla.
- Se abordan problemas de contorno (estática) y problemas de valor inicial (dinámica).
- En general, la variable continua queda definida por sus valores aproximados en puntos discretos, denominados nodos.
- La aproximación de esta variable en puntos distintos de los nodos (dentro de cada elemento) se interpola mediante funciones de forma (generalmente polinómicas).

-
- Los grados de libertad son variables definidas en los nodos (temperaturas, desplazamientos, etc). También se denominan incógnitas primarias o variables de estado.

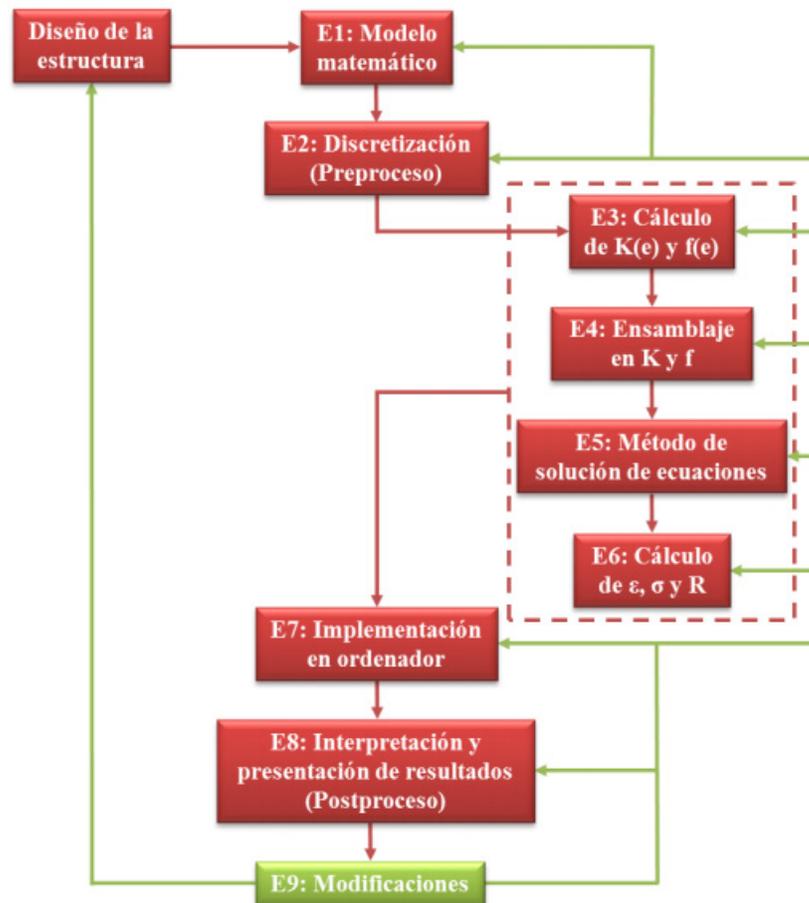
A continuación se presentan 9 etapas básicas para el análisis de una estructura por el método de elementos finitos. Portabella, (2014).

Etapas básicas del análisis de una estructura por el MEF

- **Etapa 1:** Selección de un modelo matemático apropiado y definición de las propiedades mecánicas. Inicialmente, definidas las condiciones de contorno y cargas aplicadas, se debe decidir qué teoría utilizar para analizar la estructura. Además se deben definir las propiedades de los materiales de la estructura ($E, \nu, \rho, etc.$)
- **Etapa 2:** Preproceso, discretización de la estructura en elementos finitos y representación gráfica de la malla. El conjunto de elementos finitos en los que se discretiza la estructura recibe el nombre de “malla” y su representación gráfica es siempre de gran ayuda para conocer la distribución y las dimensiones de los elementos.
- **Etapa 3:** Obtención de las matrices de rigidez K y vectores de cargas f para cada elemento. Determinadas las hipótesis básicas de elasticidad 2D, se puede obtener la matriz de rigidez para cada elemento y después definir el vector de cargas.
- **Etapa 4:** Ensamblaje de las matrices de rigidez y vectores de cargas elementales en la matriz de rigidez global K y el vector de cargas f , respectivamente.

-
- **Etapa 5:** Resolución del sistema de ecuaciones $K \cdot a = f$. Se puede utilizar cualquier método para obtener los movimientos en todos los nodos.
 - **Etapa 6:** Cálculo de deformaciones y tensiones en cada elemento, y obtención de las reacciones en los nodos con prescripción de movimientos. Conocidos los desplazamientos nodales, se pueden obtener las deformaciones ε de los elementos, y luego las tensiones como $\sigma = E \cdot \varepsilon$.
 - **Etapa 7:** Implementación del M.E.F. en software computacional. Las etapas 3 a 6 requieren una herramienta de cálculo potente, por lo que se recurre a programas comerciales o desarrollados.
 - **Etapa 8:** Postproceso, interpretación y presentación de los resultados. Una vez realizados todos los cálculos, se deben interpretar y presentar los resultados obtenidos.
 - **Etapa 9:** Estudio de los resultados y modificaciones al respecto. Si se cree que hubo algún error en alguna de las etapas anteriores, ya sea por mala elección de la teoría de cálculo, una malla inapropiada o cualquier otro aspecto, se pueden hacer las modificaciones pertinentes y repetir los pasos que sigan hasta la etapa final.

Figura 9. Organigrama del análisis de una estructura por el método de elementos finitos.



Fuente: Portabella, (2014).

De manera general, la aplicación del método de elementos finitos en un diafragma permite obtener las trayectorias de los esfuerzos principales en toda la estructura, esfuerzos de compresión y tensión para su respectivo diseño.

2.1.3. Método de Puntal – Tensor

El método del puntal - tensor es una herramienta sencilla que permite suponer el flujo de cargas mediante una distribución de fuerzas internas que satisfacen las condiciones de borde y equilibrio. Esto se logra modelando la estructura como una

armadura con elementos en compresión denominadas “puntales” y elementos en tensión denominadas “tirantes”.

Definiciones

- Un modelo de puntal - tensor es un modelo de armadura de una región D donde, el miembro se representa mediante una armadura idealizada de puntales y tirantes. (McCormac, 2011).
- Un tensor es un miembro a tensión en un modelo de puntal y tirante. (McCormac, 2011).
- Un puntal es un miembro a compresión en un modelo de puntal y tirante que representa la resultante del campo a compresión. (McCormac, 2011).
- Un nodo en un modelo de puntal y tirante es el punto donde los puntales, los tirantes y las fuerzas concentradas se intersecan en el nodo. (McCormac, 2011).
- La zona nodal es el volumen de concreto alrededor de un nodo que se supone que transfiere las fuerzas desde los puntales y los tirantes a través del nodo. (McCormac, 2011).

Introducción

En los sistemas estructurales complejos, existen ciertas partes las cuales suelen ser diseñadas con una gran precisión y otras que, en la práctica, se diseñan con metodologías desarrolladas con base en resultados experimentales o reglas empíricas. Un adecuado dimensionamiento y diseño de todas estas partes es esencial para la integridad global del sistema estructural.

De manera general, el análisis estructural de cualquier sistema debe basarse en modelos matemáticos que puedan representar los campos de esfuerzos en

cada región de la estructura de manera sencilla y adecuada para la correcta obtención de resultados y, por consiguiente, realizar el diseño adecuado de sus elementos.

Descripción

El método está basado en la teoría de la plasticidad y sirve para calcular la resistencia de un elemento estructural una vez que éste ha alcanzado el estado límite de agrietamiento. El método se utiliza en elementos estructurales en los cuales, debido a la magnitud de las fuerzas aplicadas o a la geometría del elemento, no son válidas las hipótesis de distribución de esfuerzos uniforme. (Vázquez, A., y García, J.A. 2006).

Bases del Método

El método puntal - tensor tiene su fundamento en la teoría de la plasticidad. En general, esta teoría supone que el material tiene un comportamiento rígido plástico, es decir, no se deforma hasta que llega a una tensión (tensión de fluencia) a partir de la cual se deforma sin incremento de tensión. También guarda relación con dos principios (Zamora, 2010):

- Principio de Saint Venant (1797-1886) A cierta distancia de la sección donde actúa un sistema de fuerzas, la distribución de tensiones es prácticamente independiente de la distribución del sistema de fuerzas, siempre que su resultante y el momento resultante sean iguales.
- Principio de Santiago Bernoulli (1654 – 1705) Se refiere a que las secciones transversales de una barra que se deforma por flexión permanecen planas y normales a las fibras deformadas. Las secciones planas sometidas a flexión, se mantienen planas durante la deformación.

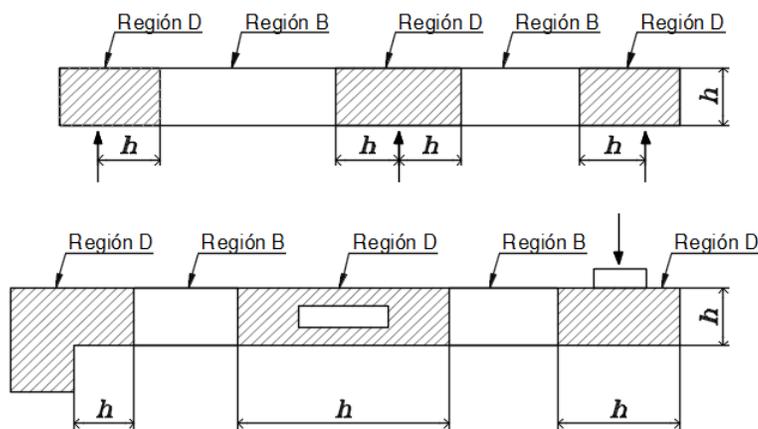
Regiones B y D

En estructuras de hormigón armado es posible diferenciar dos tipos de regiones dependiendo de la distribución de los esfuerzos en cada una de ellas.

- En las regiones B es posible aplicar el principio de Bernoulli relativo a las secciones planas de la teoría de flexión (las secciones planas permanecen planas antes y después de la flexión).
- Las regiones D son aquellas partes de los miembros localizadas cerca de las cargas concentradas y las reacciones. También incluyen nudos y cartelas y otros sitios donde se presentan cambios repentinos en la sección transversal del miembro tales como los orificios que están presentes en los miembros.

De acuerdo con el principio de St. Venant, las perturbaciones locales tales como aquellas causadas por las cargas concentradas tienden a disiparse en una distancia aproximadamente igual al peralte del miembro. La Figura 10 muestra varias regiones típicas B y D. (McCormac, 2011).

Figura 10. Regiones B y D.

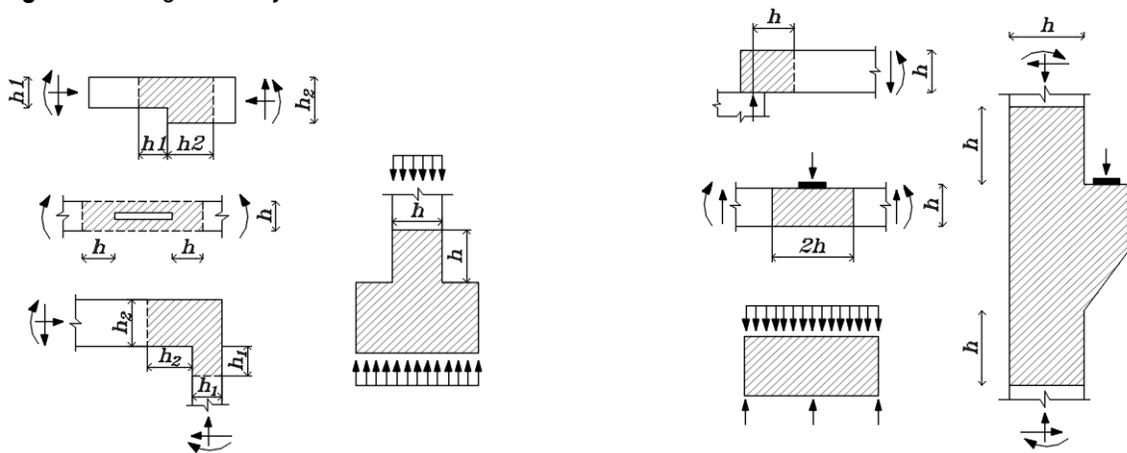


Fuente: Adaptado de *Diseño de concreto reforzado McCormac*.

El ACI 318-14, hace referencia a estas zonas en la Figura 11(a) y 8(b) muestran las discontinuidades geométricas típicas en Regiones D. En general, cualquier parte de un miembro localizada por fuera de una Región D se denomina una Región B donde la suposición de secciones planas permaneciendo planas de la teoría de flexión puede ser aplicada.

El método de diseño de puntal-tensor, como se describe en este capítulo, se basa en la suposición que las Regiones-D pueden analizarse y diseñarse utilizando una cercha hipotética con uniones articuladas compuesta por puntales y tensores conectados en los nodos.

Figura 11. Regiones D y discontinuidades.



(a) Discontinuidades geométricas.

(b) Discontinuidades geométricas y de carga.

Fuente: Adaptado de ACI 318-14.

Suposiciones del Método

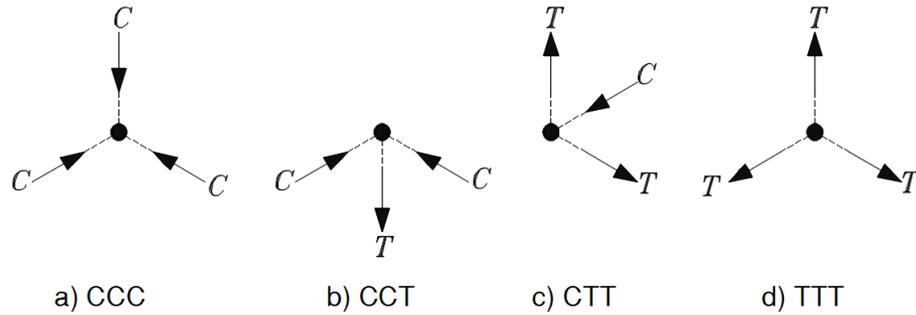
A continuación se enuncian cinco suposiciones básicas para la correcta aplicación del método (Castillo, 2007):

-
1. La falla es debida a la formación de un mecanismo resultante de la fluencia de uno o más tensores.
 2. El aplastamiento de los puntales de concreto no deben ocurrir antes de la fluencia de los tensores.
 3. Sólo existen fuerzas uniaxiales en los puntales y tensores.
 4. Todas las cargas externas son aplicadas en los nodos; las fuerzas de postensado y pretensado se aplican como cargas externas.
 5. El detallado del refuerzo debe ser capaz de evitar fallas de tipo secundario, tales como adherencia local o falla del anclaje.

Las definiciones de los elementos que conforman un modelo puntal-tensor son:

- C: Puntal de concreto sujeto a compresión.
- T: Tensor de acero de refuerzo o presfuerzo.
- Nodo: Punto de intersección entre puntales y tensores. Dependiendo de la combinación de fuerzas que concurran a él pueden clasificarse como: CCC, CCT, CTT o TTT. Donde la letra C representa un puntal a compresión y T un tensor (ver figura 12).

Figura 12. Tipos de nodos en el modelo puntal - tensor.



Fuente: Adaptado de Castillo, 2007.

Procedimiento de diseño

El siguiente algoritmo muestra en forma general el procedimiento para diseñar y dimensionar estructuras de concreto reforzado usando Modelos Puntal-Tensor (Castillo, 2007):

1. Determinar las cargas sobre la estructura, incluyendo las cargas debidas al presfuerzo.
2. Dividir los elementos en sus respectivas regiones B y D.
3. Dimensionar las regiones B con un análisis basado en análisis de esfuerzo plano.
4. Desarrollar Modelos Puntal-Tensor para regiones D.
5. Estimar longitudes y dimensiones de los elementos. Los puntales a compresión son representados por miembros de armadura localizados al eje longitudinal, y los tensores son representados al centroide del refuerzo. Los nodos de la armadura se localizan en las intersecciones de puntales, tensores, y cargas aplicadas o reacciones. Las dimensiones de las zonas

nodales dependen del tamaño de las placas de apoyo y de los detalles de anclaje de los tensores.

6. Calcular las fuerzas de los puntales y tensores. Si la armadura resulta ser estáticamente indeterminada es necesario tomar en cuenta la rigidez axial relativa de los miembros de la armadura para resolver las fuerzas en los puntales y tensores.
7. Proporcionar el acero de refuerzo y/o preesfuerzo adecuados para los tensores.
8. Chequear los esfuerzos en el concreto en las zonas nodales.
9. Determinar la longitud de anclaje necesaria para los tensores.
10. ¿Es óptimo el Modelo Puntal-Tensor?, si no lo es, regresar al punto 5.
11. Chequear las condiciones de servicio bajo cargas de trabajo.

El procedimiento anterior implica que la estructura será analizada por medio de un análisis elástico-lineal y diseñada siguiendo la teoría del límite inferior de la plasticidad. La facilidad para encontrar el modelo adecuado (geometría y dimensiones de los elementos) dependerá de la habilidad del ingeniero para la obtención de un modelo óptimo de análisis.

De igual manera en el capítulo 23 del reglamento ACI-318 (2014) se plantea, de manera general, el proceso de diseño de un modelo puntal-tensor para resistir las fuerzas impuestas que actúan sobre y dentro de una Región-D y consta de los siguientes cuatro pasos:

1. Definir y aislar cada Región-D;
2. Calcular las fuerzas resultantes en las fronteras de cada Región-D;

-
3. Seleccionar un modelo y calcular las fuerzas resultantes en los puntales y tensores para transferir estas fuerzas resultantes a través de la Región-D. Los ejes de los puntales y tensores se seleccionan para que coincidan aproximadamente con los ejes de los campos de compresión y de tracción, respectivamente.
 4. Diseñar los puntales, tensores y zonas nodales de tal manera que tengan resistencia suficiente. Los anchos efectivos de los puntales y zonas nodales se determinan considerando las resistencias efectivas del concreto definidas en 23.4.3 y 23.9.2. (ACI 318-14).
 5. Se diseña refuerzo para los tensores considerando las resistencias del acero definidas en 23.7.2. (ACI 318-14). El refuerzo debe anclarse en o más allá de las zonas nodales.

Requisitos Generales de Diseño

En el capítulo 23 del reglamento ACI 318 (2014) se proponen los requisitos para estimar la capacidad de resistencia de elementos de concreto y se proporcionan los lineamientos para el diseño de elementos de concreto reforzado utilizando los resultados de un modelo de puntales y tensores.

Resistencia de diseño.

Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, la resistencia de diseño de los puntales, tensores y zonas nodales en un modelo puntal-tensor debe cumplir con $\phi S_n \geq U$, incluyendo (a) hasta (c):

- a) Puntales: $\phi F_{ns} \geq F_{us}$
- b) Tensores: $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$
- c) Zonas nodales: $\phi F_{nn} \geq F_{us}$

Resistencia de los puntales.

La resistencia nominal a la compresión, F_{ns} , de un puntal debe calcularse como (a) o (b):

- a) Puntal sin refuerzo longitudinal.

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs}$$

- b) Puntal con refuerzo longitudinal.

$$F_{ns} = f_{ce}A_{cs} + A'_s f'_s$$

Dónde:

F_{ns} debe ser evaluado en los dos extremos del puntal y tomarse como el menor valor.

A_{cs} es el área de la sección transversal en el extremo del puntal bajo consideración.

f_{ce} es la resistencia efectiva a la compresión del concreto.

A'_s es el área efectiva del refuerzo a compresión a lo largo del puntal.

f'_s es el esfuerzo en el refuerzo de compresión al nivel de resistencia nominal axial del puntal. Se puede tomar f'_s igual a f_y para refuerzo Grado 40 ó 60.

La resistencia efectiva a la compresión del concreto, f_{ce} , en un puntal debe ser tomada como: $f_{ce} = 0.85\beta_s f'_c$

Tabla 1. Coeficiente del puntal β_s .

| Geometría y ubicación del puntal | Refuerzo que atraviesa el puntal | β_s | |
|--|----------------------------------|---------------|-----|
| Puntal de sección transversal uniforme a lo largo de su longitud | No aplica | 1.0 | (a) |
| Puntales ubicados en la región de un miembro donde el ancho del concreto comprimido en la mitad de la longitud del puntal pueda expandirse lateralmente (puntales en forma de botella) | Cumple con 23.5 | 0.75 | (b) |
| | No cumple con 23.5 | 0.60λ | (c) |
| Puntales en elementos sometidos a tracción, o en zonas de tracción de elementos | No aplica | 0.40 | (d) |
| Para todos los demás casos | No aplica | 0.60λ | (e) |

Fuente: ACI 318-14.

Resistencia de los tensores

La resistencia nominal a tracción de un tensor, F_{nt} , debe calcularse como:

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p)$$

Donde $(f_{se} + \Delta f_p)$ no debe exceder f_{yp} y A_{tp} es igual a cero para los elementos no preesforzados.

Resistencia de las zonas nodales.

La resistencia nominal a la compresión de una zona nodal, F_{nm} , debe ser:

$$F_{nm} = f_{ce}A_{nz}$$

La resistencia efectiva a la compresión del concreto en la cara de una zona nodal, f_{ce} , debe calcularse con:

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f'_c$$

El área de cada cara de una zona nodal, A_{nz} , debe tomarse como la menor de (a) y (b):

- a) El área de la cara de la zona nodal perpendicular a la línea de acción de F_{us} .
- b) El área de una sección a través de la zona nodal, tomada en forma perpendicular a la línea de acción de la fuerza resultante en la sección.

2.2. Consideraciones de otros reglamentos.

A continuación se describen algunas de las especificaciones de las diferentes normativas internacionales, que definen las consideraciones generales para definir la demanda sísmica para las cuales se debe diseñar el diafragma.

En primer lugar se presentan las especificaciones de la normativa en Colombia "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente: NSR-10", respecto a la demanda sísmica del diafragma, en segundo lugar se hace una revisión de otras metodologías para la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño como el documento "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE/SEI 7-10", y el "Uniform Building Code: UBC".

2.2.1. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente – NSR-10.

La NSR-10 indica en su numeral A.3.6.8.2: *"Los diafragmas de piso o de cubierta deben diseñarse para que sean capaces de resistir las fuerzas causadas por la aceleración en cada nivel, expresada como una fracción de la gravedad..."*

Para el diseño de diafragmas es común representar las fuerzas inerciales a través de una distribución uniforme de fuerzas estáticas. La magnitud de estas fuerzas se

determina a partir de las aceleraciones obtenidas para cada nivel. La determinación de las aceleraciones para las cuales debe ser hacerse el diseño, se realiza mediante la siguiente ecuación.

$$a_i = A_s + \frac{(S_a - A_s)h_i}{h_{eq}}; h_i \leq h_{eq}$$

$$a_i = S_a * \frac{h_i}{h_{eq}}; h_i \geq h_{eq}$$

Donde,

a_i → Aceleración para el diseño del diafragma en el nivel i.

A_s → Aceleración espectral correspondiente a un periodo de vibración igual a 0.00 s

S_a → Aceleración espectral de diseño para el periodo de vibración de la estructura.

h_i → Altura en metros, medida desde la base hasta el nivel i.

h_{eq} → Altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificación igual a $0.75 h_n$

h_n → Altura total de la edificación en metros.

La fuerza de diseño se obtiene multiplicando la aceleración por el peso aferente al diafragma en cuestión. El numeral A.3.6.8 de la NSR-10 también especifica que "para calcular las fuerzas que deben resistir los diafragmas de piso o de cubierta, pueden usarse estimaciones más precisas de las aceleraciones absolutas máximas a que estarían sometidos estos diafragmas, resultado por ejemplo, de análisis dinámicos".

2.2.2. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures - ASCE 7-10.

El código ASCE 7-10 indica en su numeral 12.10.1.1: *"Los diafragmas de piso y cubierta deben ser diseñados para resistir fuerzas sísmicas de diseño a partir del*

análisis estructural, pero no deberá ser inferior a la determinada de acuerdo con la Ec. 12.10-1 como sigue”:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px}$$

Donde,

F_{px} → Fuerza de diseño del diafragma.

F_i → Fuerza de diseño aplicada en el nivel i obtenida a partir del método de la fuerza horizontal equivalente, análisis dinámico u otros.

w_i → Peso aferente del nivel i , correspondiente a los elementos que hace parte del sistema de resistencia sísmica.

w_{px} → Peso aferente del nivel i , correspondiente a los elementos que hacen parte del diafragma.

La fuerza F_{px} determinada, no podrá ser inferior a:

$$F_{px} = 0.2S_{DS}I_e w_{px}$$

La fuerza F_{px} determinada, no podrá exceder:

$$F_{px} = 0.4S_{DS}I_e w_{px}$$

Donde,

S_{DS} → Coeficiente sísmico de la estructura.

I → Coeficiente de importancia.

La norma también indica *“Cuando el diafragma es requerido para transferir fuerzas sísmicas de diseño a los elementos de resistencia verticales por encima del diafragma a otros elementos de resistencia verticales por debajo del diafragma debido a las compensaciones en la colocación de los elementos o a los cambios en la rigidez lateral relativa en los elementos verticales, estas fuerzas se añadirán a los determinados. El factor de redundancia, ρ , se aplica al diseño de los diafragmas en las estructuras asignadas a Categoría Sísmica de Diseño D, E o F.*

Para las fuerzas inerciales calculadas de acuerdo con la ecuación, el factor de redundancia será igual a 1,0...”

La metodología propuesta por el ASCE 7-10 utiliza las fuerzas de diseño del sistema de resistencia lateral, F_i , que han sido reducidas por el factor de modificación de respuesta R , para calcular las fuerzas de diseño de los diafragmas. De esta forma se asigna la misma capacidad de disipación de energía a los diafragmas y los elementos que resisten carga lateral. Este problema ha sido identificado por varios autores y es una de las principales razones para sugerir la revisión de las especificaciones del código ASCE 7-10 (Rodríguez et al, 2007).

2.2.3. Uniform Building Code - UBC

El código UBC asume la fuerza para el diseño del diafragma según la siguiente ecuación.

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n w_i} w_{px}$$

Donde,

F_{px} → Fuerza de diseño del diafragma.

F_t → Fuerza de diseño aplicada en la parte superior de la estructura.

F_i → Fuerza de diseño aplicada en el nivel i obtenida a partir del método de la fuerza horizontal equivalente, análisis dinámico u otros.

w_i → Peso aferente del nivel i , correspondiente a los elementos que hace parte del sistema de resistencia sísmica.

w_{px} → Peso aferente del nivel i , correspondiente a los elementos que hacen parte del diafragma.

La fuerza F_{px} determinada, no podrá ser inferior a:

$$F_{px} = 0.5C_a I w_{px}$$

La fuerza F_{px} determinada, no podrá exceder:

$$F_{px} = 1.0 C_a I w_{px}$$

Donde,

C_a → Coeficiente sísmico de la estructura.

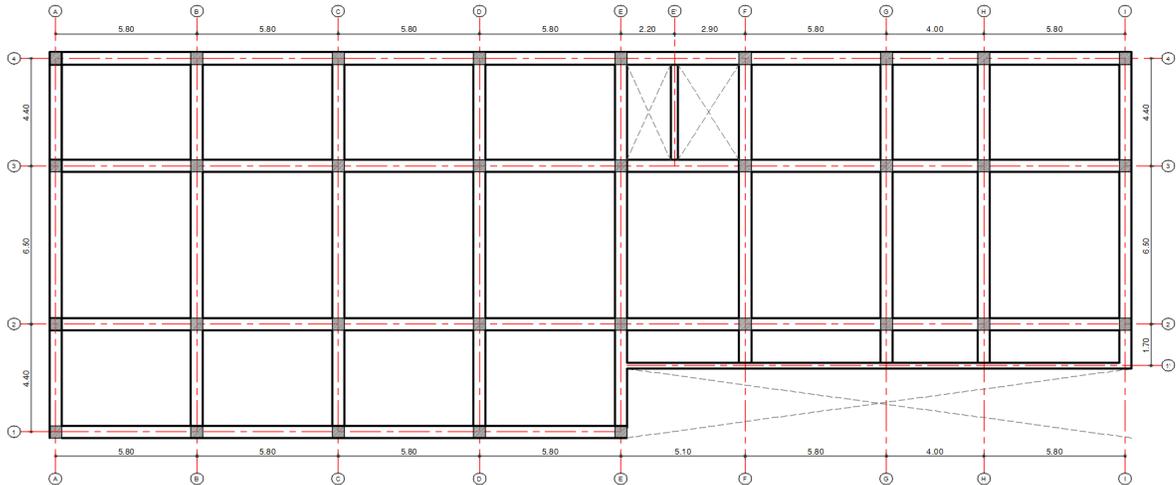
I → Coeficiente de importancia.

3. CASO DE ESTUDIO

3.1. Descripción.

Para el desarrollo de este trabajo, se tomará una edificación de diez (10) pisos con una altura máxima de 28 m. Cada nivel de la edificación tiene una altura de 2.8 m, con luces variables de 4.00 a 6.50 m. La planta general de la edificación se muestra en la Figura 13. El sistema de piso para el edificio se compone por un sistema de viguetas de concreto en una dirección (losa aligerada de concreto).

Figura 13. Planta piso tipo.



A continuación se presenta un resumen las características de la edificación.

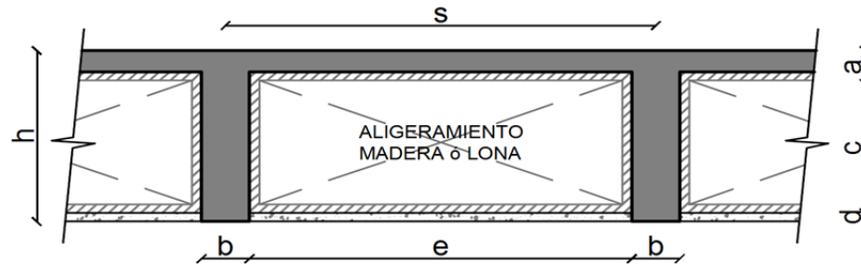
Tabla 2. Características generales de la edificación.

| CARACTERÍSTICA | VALOR |
|--------------------------------|---|
| Área en planta | 640.45 m ² |
| Altura | 28.0 m |
| Longitud en X | 44.40 m |
| Longitud en Y | 15.80 m |
| Sistema de resistencia sísmica | Pórticos de concreto resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía. |

4. DISEÑO DE ENTREPISOS

4.1. Diseño de entrepiso de acuerdo a NSR-10.

A continuación se describe el proceso de diseño para la planta de piso tipo de la edificación objeto de estudio.

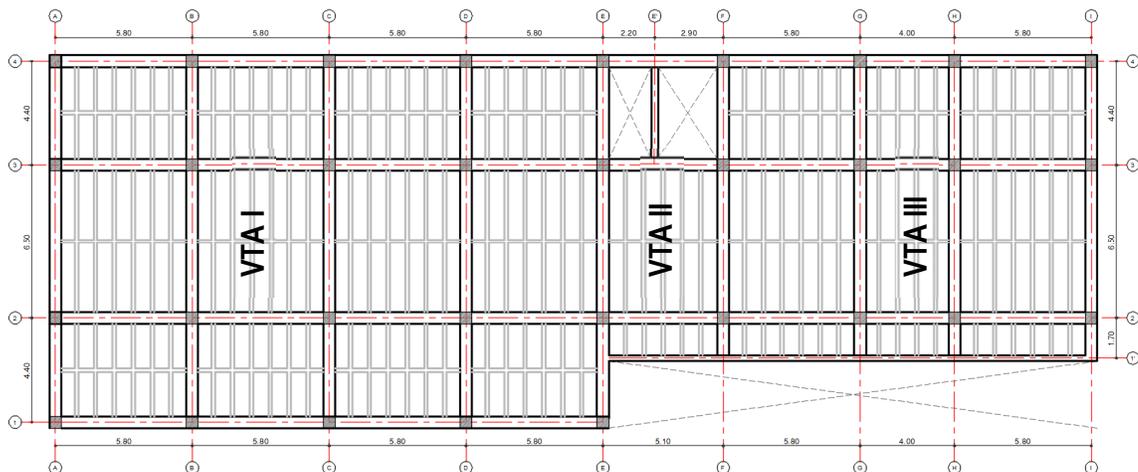


SECCIÓN TIPO LOSA ALIGERADA

| | | | | | |
|---------------|------------|------------------------------|--------------------|------------|-------------------|
| h [mm] | 450 | Espesor de losa en concreto | c [m] | 380 | Altura de vigueta |
| b [mm] | 150 | Espesor de viguetas C.8.13.2 | e [m] | 650 | Separación libre |
| s [mm] | 800 | Separación viguetas C.8.13.3 | c < 5b | O.K! | C.8.13.2 |
| a [mm] | 50 | Espesor de loseta | s < 2.5h | O.K! | C.8.13.3 |
| d [mm] | 20 | Recubrimiento inferior | a ≥ e/20 | O.K! | C.8.13.5.2 |

En la figura 14, se presenta la distribución en planta de los nervios de la losa.

Figura 14. Planta piso tipo con distribución de nervios en losa.



II. Análisis de Cargas.

| Carga Muerta [W_D] → Tabla B.3.4.3-1 NSR-10 | kgf/m ² | kN/m ² |
|---|--------------------|-------------------|
| Peso loseta | 120 | 1.18 |
| Peso alma viguetas | 171.0 | 1.68 |
| Peso recubrimiento | 48.0 | 0.47 |
| Peso casetón | 30 | 0.29 |
| Acabados | 160 | 1.57 |
| Muros divisorios (Mampostería) | 300 | 2.94 |
| Otros | 0 | 0.00 |
| | 829 | 8.13 |

| Carga Viva [W_L] → Tabla B.4.2.1-1 NSR-10 | kgf/m ² | kN/m ² |
|---|--------------------|-------------------|
| Residencial | 180 | 1.77 |

| Carga última sobre losa [W_u] | kgf/m ² | kN/m ² |
|---------------------------------------|--------------------|-------------------|
| Residencial → $W_u = 1.2W_D + 1.6W_L$ | 1283 | 12.58 |

| Carga Muerta en Viguetas [W_D] | kgf/m | kN/m |
|------------------------------------|-------|------|
| Residencial | 663 | 6.51 |

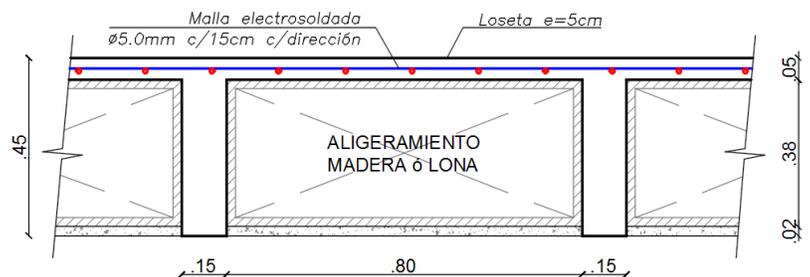
| Carga Viva en Viguetas [W_L] | kgf/m | kN/m |
|----------------------------------|-------|------|
| Residencial | 144 | 1.41 |

| Carga última sobre Viguetas [W_u] | kgf/m | kN/m |
|---------------------------------------|-------|-------|
| Residencial | 1026 | 10.07 |

4.1.1. Diseño de loseta superior.

| | |
|-------------------------|--------|
| Cuantía | 0.0018 |
| F. fisurac. | 1.0 |
| As [mm ² /m] | 90 |

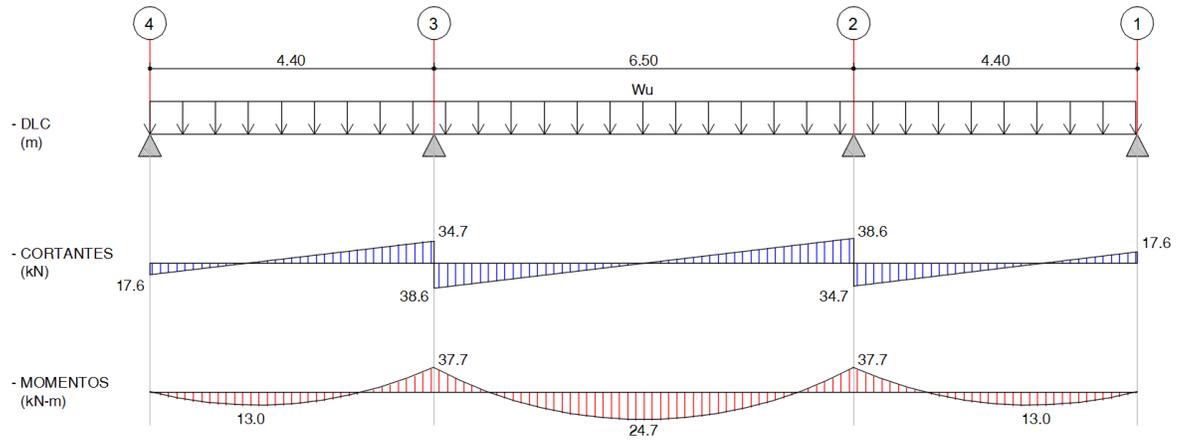
| | |
|--------------|---------|
| 5.0mm c/15cm | |
| Malla | M - 131 |
| O.K! | |



4.1.2. Diseño de viguetas.

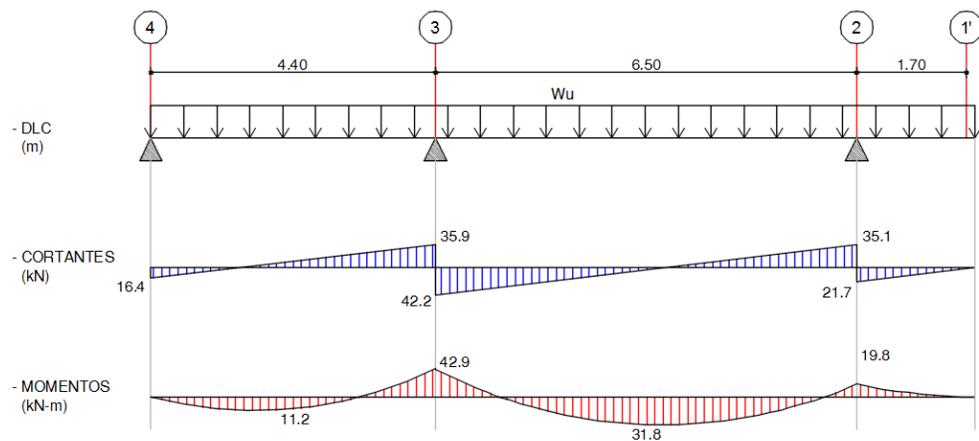
Figura 15. Diagramas de cortante y momento viguetas tipo.

Análisis vigueta tipo I.



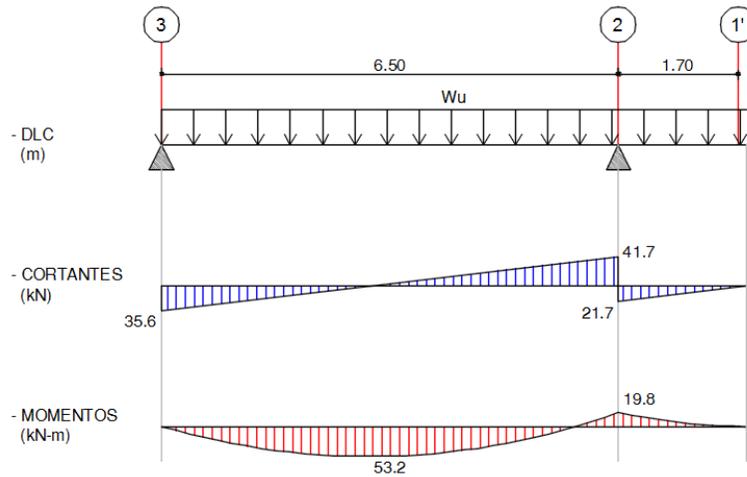
a) Diagramas de cortante y momento vigueta tipo I.

Análisis vigueta tipo II.



b) Diagramas de cortante y momento vigueta tipo II.

Análisis vigueta tipo III.



c) *Diagramas de cortante y momento vigueta tipo III.*

Parámetros generales para el diseño a flexión.

I. Propiedades del Material

| | | |
|--------|-----|-----|
| f'_c | 21 | MPa |
| f_y | 420 | MPa |

II. Dimensiones

| | | |
|---|-----|----|
| b | 150 | mm |
| h | 450 | mm |
| r | 50 | mm |
| d | 400 | mm |

III. Factores

| | | |
|----------|--------|-----------------------------|
| ϕ | 0.90 | Coefic. de reduc. a flexión |
| α | 0.7225 | |
| β | 0.425 | |

IV. Cuantías

| | | |
|---------------|--------|------------------------|
| ρ_{\min} | 0.0033 | Mínima C.10.5.1 NSR-10 |
| ρ_{\max} | 0.0159 | Máxima |

V. Momento Máx

| | | |
|------------|-------|--------------------------|
| K_{\max} | 4895 | kN / m^2 |
| M_{\max} | 148.7 | kN-m |

Con los anteriores parámetros se procede a realizar el diseño a flexión, teniendo en cuenta los valores de momentos calculados previamente.

Diseño a flexión vigueta tipo I.

Tabla 3. Diseño a flexión vigueta tipo I.

| Tramo | Mu kN-m | ρ | A_s mm ² | $A_{s,sum}$ mm ² | ρ_{sum} | $\rho_{sum} <$ $\rho_{m\acute{a}x}$ | ϕM_n kN-m | $\phi M_n >$ Mu |
|-----------|------------|--------|--------------------------|--------------------------------|--------------|--|--------------------|-----------------|
| 4 - 3 (+) | 13.0 | 0.0033 | 200 | 398 | 0.0066 | OK | 55.5 | Cumple |
| 3 - 2 (-) | 37.7 | 0.0044 | 263 | 398 | 0.0066 | OK | 55.5 | Cumple |
| 3 - 2 (+) | 24.7 | 0.0033 | 200 | 398 | 0.0066 | OK | 55.5 | Cumple |
| 2 - 1 (-) | 37.7 | 0.0044 | 263 | 398 | 0.0066 | OK | 55.5 | Cumple |
| 2 - 1 (+) | 13.0 | 0.0033 | 200 | 398 | 0.0066 | OK | 55.5 | Cumple |

Diseño a flexión vigueta tipo II.

Tabla 4. Diseño a flexión vigueta tipo II.

| Tramo | Mu t-m | ρ | A_s mm ² | $A_{s,sum}$ mm ² | ρ_{sum} | $\rho_{sum} <$ $\rho_{m\acute{a}x}$ | ϕM_n t-m | $\phi M_n >$ Mu |
|------------|-----------|--------|--------------------------|--------------------------------|--------------|--|-------------------|-----------------|
| 4 - 3 (+) | 11.2 | 0.0033 | 200 | 398 | 0.0066 | OK | 55.5 | Cumple |
| 3 - 2 (-) | 42.9 | 0.0050 | 302 | 398 | 0.0066 | OK | 55.5 | Cumple |
| 3 - 2 (+) | 31.8 | 0.0037 | 220 | 398 | 0.0066 | OK | 55.5 | Cumple |
| 2 - 1' (-) | 19.8 | 0.0033 | 200 | 398 | 0.0066 | OK | 55.5 | Cumple |

Diseño a flexión vigueta tipo III.

Tabla 5. Diseño a flexión vigueta tipo III.

| Tramo | Mu t-m | ρ | A_s mm ² | $A_{s,sum}$ mm ² | ρ_{sum} | $\rho_{sum} <$ $\rho_{m\acute{a}x}$ | ϕM_n t-m | $\phi M_n >$ Mu |
|------------|-----------|--------|--------------------------|--------------------------------|--------------|--|-------------------|-----------------|
| 3 - 2 (+) | 53.2 | 0.0063 | 380 | 398 | 0.0066 | OK | 55.5 | Cumple |
| 2 - 1' (-) | 19.8 | 0.0033 | 200 | 398 | 0.0066 | OK | 55.5 | Cumple |

Parámetros generales para el diseño a cortante.

I. Propiedades del Material

| | | |
|----------|-----|-----|
| f'_c | 21 | MPa |
| f_{yt} | 420 | MPa |

III. Factores

| | |
|-----------|------|
| ϕ | 0.75 |
| λ | 1.00 |

II. Dimensiones

| | | |
|-------|-----|----|
| b_w | 150 | mm |
| h | 450 | mm |
| r | 50 | mm |
| d | 400 | mm |

IV. Datos Refuerzo

| | | |
|----------------|-------|-----------------|
| A estribo | 71 | mm ² |
| Ramific. | 2 | |
| ϕ barra | 12.70 | mm |
| ϕ estribo | 9.50 | mm |

V. Análisis

| | | |
|------------|--------|-----------------|
| A_v | 142 | mm ² |
| V_c | 46.74 | kN |
| ϕV_c | 35.06 | kN |
| V_s máx | 181.47 | kN |

Con los anteriores parámetros se procede a realizar el diseño a cortante. $s_{cal} = A_v f_{yt} d / V_s$

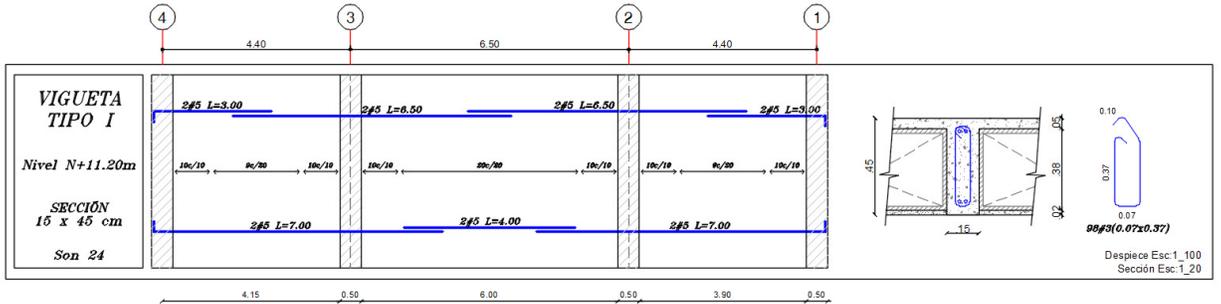
Tabla 6. Diseño a cortante viguetas tipo.

| Vigueta | V_u kN | V_s kN | $V_s <$ V_s máx | S_{cal} mm | S_{sum} mm |
|----------|-------------|-------------|----------------------|-----------------|-----------------|
| Tipo I | 17.60 | -23.28 | OK | - | 100 |
| | 34.70 | -0.48 | OK | - | 100 |
| | 38.60 | 4.72 | OK | - | 100 |
| Tipo II | 16.40 | -24.88 | OK | - | 100 |
| | 35.90 | 1.12 | OK | - | 100 |
| | 42.20 | 9.52 | OK | - | 100 |
| | 35.10 | 0.06 | OK | - | 100 |
| | 21.70 | -17.81 | OK | - | 100 |
| Tipo III | 35.60 | 0.72 | OK | - | 100 |
| | 41.70 | 8.86 | OK | - | 100 |
| | 21.70 | -17.81 | OK | - | 100 |

A continuación se presenta el despiece para cada una de las viguetas tipo.

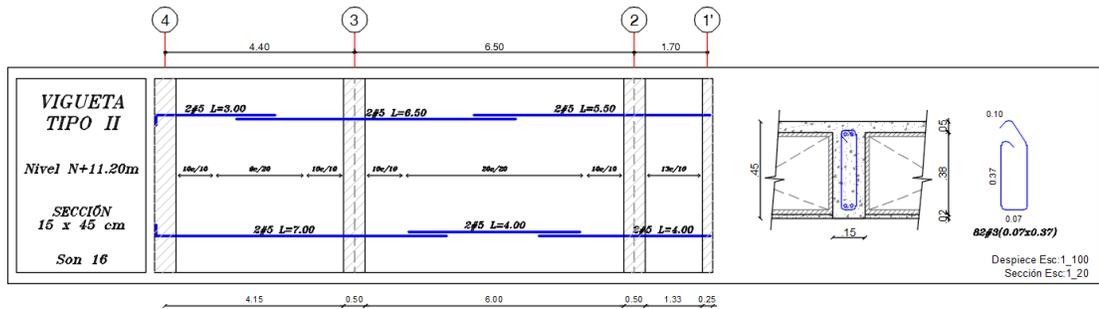
Figura 16. Despieces de viguetas tipo.

Despiece vigueta tipo I.



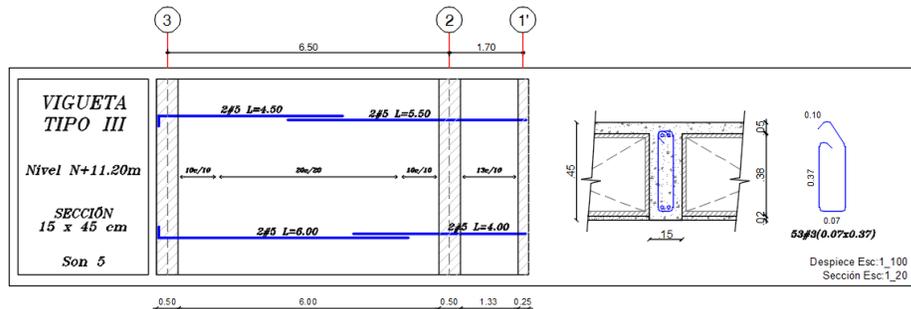
a) Despiece vigueta tipo I.

Despiece vigueta tipo II.



b) Despiece vigueta tipo II.

Despiece vigueta tipo III.



c) Despiece vigueta tipo III.

4.2. Diseño de entrepiso como diafragma de acuerdo a ACI 318-14.

Como ya se ha mencionado en el capítulo 2, el código indica que se pueden utilizar varias metodologías entre las cuales están: la analogía de la “Viga Horizontal”, la cual es típicamente usada para el diseño de pisos regulares. Para diafragmas con configuraciones más complejas se puede emplear el Método del Puntal – Tensor, o bien un tercer método, el M.E.F.

4.2.1. Espesor mínimo de diafragma.

El espesor mínimo de los diafragmas de concreto refleja la práctica actual en sistemas con viguetas y de tipo reticular y en afinados de piso compuestos colocados sobre sistemas prefabricados de piso y cubierta. Las losas de concreto y los afinados de piso compuestos que sirven como diafragmas estructurales usados para transmitir fuerzas sísmicas deben tener un espesor mínimo de **50mm**. (Sección 18.12.6 del ACI 318-14). Para el caso de estudio, se propuso una h de loseta superior de **50mm**. **OK!!**

4.2.2. Método elementos finitos.

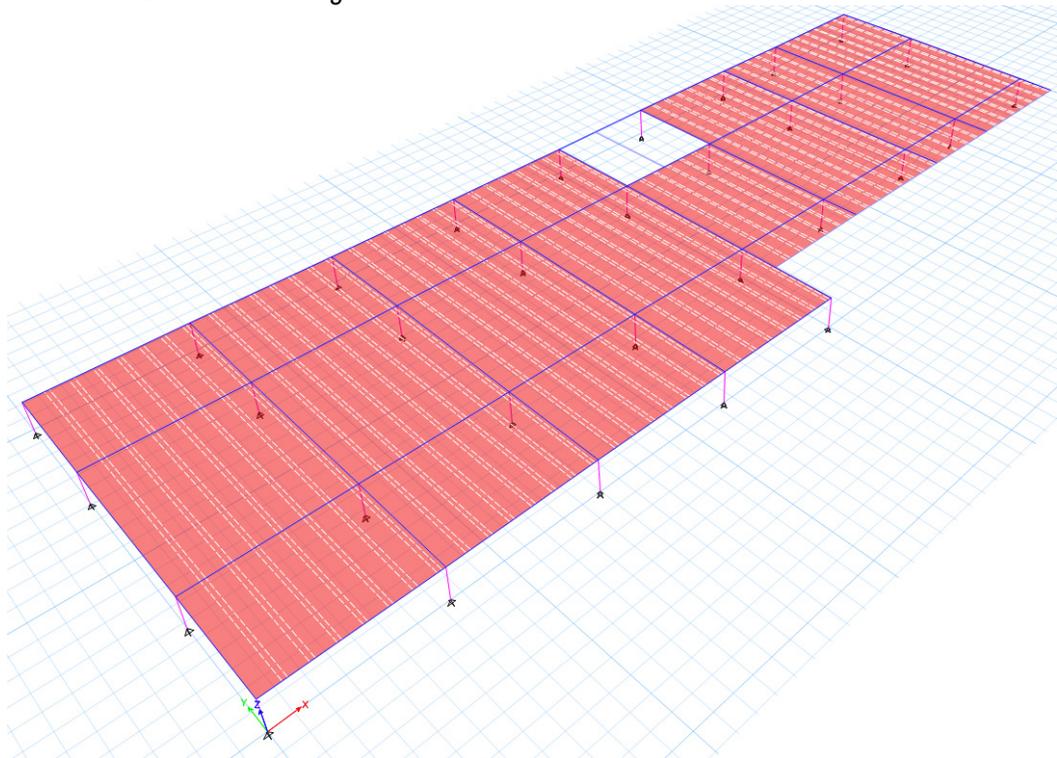
Como se había descrito en el capítulo 2, el método de elementos finitos consiste en dividir el diafragma en una serie de elementos, que describan el comportamiento de cada elemento estructural por medio de ecuaciones constitutivas. Estos elementos se interconectan en nudos donde al aplicar el principio de equilibrio se obtiene un conjunto de ecuaciones simultáneas. El tipo de elemento utilizado para el modelado general del sistema de piso fue el denominado “shell”, que es el más empleado para estructuras continuas (tanto plano como curvo). Los elementos “shell” fueron cuadrilaterales, es decir, de cuatro nudos con seis grados de libertad, y con capacidad de simular el comportamiento de placa y, además, esfuerzos de membrana (ANIVP, 2008).

Modelo de elementos finitos.

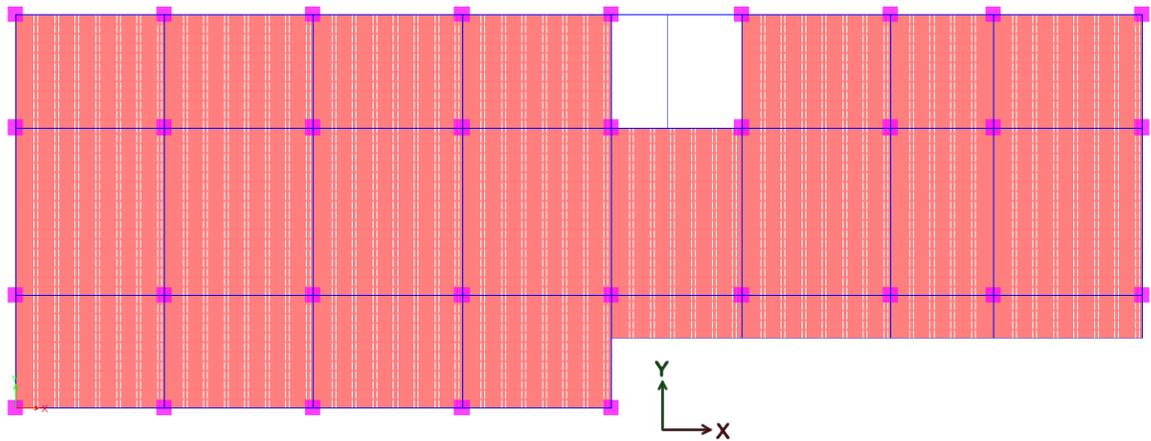
Con el fin de lograr la modelación del diafragma e identificar las trayectorias de los esfuerzos debido a las acciones sísmicas de diseño, se elaboró un modelo de elementos finitos del sistema de piso. En el modelo matemático se emplearon elementos tipo “frame” para representar las vigas y columnas, y para representar la losa, elementos tipo “shell”, considerando diversas condiciones de borde. La definición de la malla a utilizar depende de la precisión que se requiera, para este trabajo se definió un mallado de **500x500mm**.

En las Figuras 17(a) y 17(b), se muestra el modelo idealizado del diafragma en el programa de cómputo ETABS 2015, asumiendo condiciones de borde de las columnas como apoyos articulados.

Figura 17. Idealización del diafragma.



a) Vista 3D del entrepiso.



b) Vista en planta del entrepiso.

4.2.3. Fuerzas para el diseño del diafragma.

El capítulo 18.12.2 del ACI 318-14 indica que las fuerzas de diseño sísmico para diafragmas estructurales se deben obtener del reglamento general de construcción usando los requisitos y las combinaciones de carga aplicables.

- ✓ Para el diseño de los colectores los reglamentos en EEUU (IBC o ASCE-7) especifican combinaciones de carga que amplifican las fuerzas sísmicas por un factor de sobrerresistencia Ω_o .
- ✓ Cada diafragma se debe diseñar para resistir las fuerzas inerciales correspondientes a la aceleración máxima de piso.
- ✓ El ASCE 7-10 considera fuerzas inerciales F_x para diseñar los elementos verticales y F_{px} para diseñar los diafragmas.

Teniendo en cuenta lo anterior, para el diseño del diafragma se optó por calcular las fuerzas F_{px} del código ASCE 7-10, indicadas en el numeral 2.2.2 del presente trabajo.

Nota: En el capítulo de “Anexos” se presenta el procedimiento de análisis estructural, en el cual se establecen los parámetros sísmicos y se realiza el respectivo dimensionamiento de los elementos mediante el método de la fuerza horizontal equivalente y el análisis modal espectral.

Peso de elementos

Tabla 7. *Peso de elementos.*

| Piso | Área Losa m ² | P _{losa+CM} kgf/m ² | Peso Losa kgf | Peso Col kgf | Peso Muros kgf | Peso Vigas kgf |
|------|-----------------------------|--|------------------|-----------------|-------------------|-------------------|
| P10 | 615.78 | 680 | 418730.4 | 38707.2 | 0 | 157530.0 |
| P9 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 |
| P8 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 |
| P7 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 |
| P6 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 |
| P5 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 |
| P4 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 |
| P3 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 |
| P2 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 |
| P1 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 |

Cálculo de las Fuerzas F_{px}.

| | |
|-----------------|--|
| F _{px} | Fuerza de diseño del diafragma. |
| F _i | Fuerza de diseño aplicada al nivel i (F _s /R) |
| W _i | Peso aferente del nivel i (muros, columnas y vigas) |
| W _{px} | Peso aferente del diafragma al nivel x. |

| | | |
|--------------------------|-----------------------|---|
| R | 6.30 | Coefficiente de Capacidad de Disipación de Energía → ver anexo |
| S _{DS} | 0.394 | Coefficiente sísmico de la estructura en x (S _{ax}) → ver anexo |
| I _e | 1.0 | Coefficiente de importancia → ver anexo |
| F _{px,mín} [kN] | 0.079 w _{px} | $F_{px,min} = 0.2S_{DS}I_e w_{px}$ |
| F _{px,máx} [kN] | 0.158 w _{px} | $F_{px,max} = 0.4S_{DS}I_e w_{px}$ |

Tabla 8. Cálculo de fuerzas F_{px} por piso.

| Piso | F_i kN | W_i kN | W_{px} kN | F_{px} mín kN | F_{px} máx kN | F_{px} kN |
|----------|-------------|-------------|----------------|--------------------|--------------------|----------------|
| P10 | 818.3 | 1962 | 4187 | 330.0 | 660.0 | 660.0 |
| P9 | 840.5 | 2349 | 4925 | 388.1 | 776.3 | 776.3 |
| P8 | 717.7 | 2349 | 4925 | 388.1 | 776.3 | 776.3 |
| P7 | 600.1 | 2349 | 4925 | 388.1 | 776.3 | 776.3 |
| P6 | 488.1 | 2349 | 4925 | 388.1 | 776.3 | 776.3 |
| P5 | 382.3 | 2349 | 4925 | 388.1 | 776.3 | 776.3 |
| P4 | 283.5 | 2349 | 4925 | 388.1 | 776.3 | 776.3 |
| P3 | 192.8 | 2349 | 4925 | 388.1 | 776.3 | 776.3 |
| P2 | 112.0 | 2349 | 4925 | 388.1 | 776.3 | 776.3 |
| P1 | 44.2 | 2349 | 4925 | 388.1 | 776.3 | 776.3 |
| Σ | 4479.7 | 23107 | 48510 | | | |

Cálculo de las Fuerzas F_{py} .

| | |
|-------------------|----------------|
| R | 6.30 |
| S_{DS} | 0.426 |
| I_e | 1.0 |
| $F_{py,mín}$ [kN] | 0.085 w_{px} |
| $F_{py,máx}$ [kN] | 0.170 w_{px} |

Coefficiente de Capacidad de Disipación de Energía → ver anexo

Coefficiente sísmico de la estructura en y (Say) → ver anexo

Coefficiente de importancia → ver anexo

$$F_{py,mín} = 0.2S_{DS}I_e w_{px}$$

$$F_{py,máx} = 0.4S_{DS}I_e w_{px}$$

Tabla 9. Cálculo de fuerzas F_{py} por piso.

| Piso | F_i kN | W_i kN | W_{py} kN | F_{py} mín kN | F_{py} máx kN | F_{py} kN |
|----------|-------------|-------------|----------------|--------------------|--------------------|----------------|
| P10 | 869.6 | 1962 | 4187 | 356.9 | 713.9 | 713.9 |
| P9 | 897.4 | 2349 | 4925 | 419.8 | 839.6 | 839.6 |
| P8 | 770.4 | 2349 | 4925 | 419.8 | 839.6 | 839.6 |
| P7 | 648.0 | 2349 | 4925 | 419.8 | 839.6 | 839.6 |
| P6 | 53.07 | 2349 | 4925 | 419.8 | 839.6 | 839.6 |
| P5 | 419.1 | 2349 | 4925 | 419.8 | 839.6 | 839.6 |
| P4 | 313.8 | 2349 | 4925 | 419.8 | 839.6 | 839.6 |
| P3 | 216.2 | 2349 | 4925 | 419.8 | 839.6 | 839.6 |
| P2 | 127.9 | 2349 | 4925 | 419.8 | 839.6 | 839.6 |
| P1 | 52.1 | 2349 | 4925 | 419.8 | 839.6 | 839.6 |
| Σ | 4845.1 | 23107 | 48510 | | | |

Cálculo de las Fuerzas de Diseño de “Colectores”

La provisiones para el diseño de los colectores y sus conexiones están en el ASCE 7-10 sección 12.10.2 Para estructuras ubicadas dentro de las categorías de Diseño Sísmico C a F, las fuerzas de diseño del colector es la máxima de a), b), y c).

- a) Fuerzas calculadas usando los efectos de carga sísmica incluyendo el factor de sobrerresistencia (sección 12.4.3) con la fuerza sísmica determinada por FHE o AME.
- b) Fuerzas calculadas usando los efectos de carga sísmica incluyendo el factor de sobrerresistencia (sección 12.4.3) con la fuerza sísmica F_{px} .
- c) Fuerzas calculadas usando las combinaciones de carga (sección 12.4.2.3) con la fuerza sísmica $F_{px, \text{mín}}$

| | | |
|----------|-------------------------|--|
| E_{mh} | $E_m = E_{mh} + E_v$ | Efecto de la fuerza sísm. incluyendo el factor de sobrerresistencia. |
| E_{mh} | $E_{mh} = \Omega_o Q_E$ | Efecto de la fuerza sísm. horiz. incluyendo el factor de sobrerresisten. |
| E_v | $E_v = 0.2S_{DS}D$ | Efecto de la carga sísmica vertical. |

Cálculo de las fuerzas E_{mx} .

Fuerzas según a) y b).

| | | |
|------------|--|--|
| R | 6.30 | Coficiente de Capacidad de Disipación de Energía → ver anexo |
| Ω_o | 3.00 | Factor de sobrerresistencia → ver anexo |
| S_{DS} | 0.394 | Coficiente sísmico de la estructura en x → ver anexo |
| Q_E | Fuerza sísmica horizontal (F_i , F_{px}) | |
| D | Carga muerta. | |

Tabla 10. Cálculo de fuerzas E_{mx} por piso. Casos a y b.

| Piso | F_i kN | F_{px} kN | D kN | E_{mh} kN | E_v kN | E_{mx} kN |
|------|-------------|----------------|-----------|----------------|-------------|----------------|
| P10 | 818.3 | 660.0 | 2093.7 | 2454.8 | 165.0 | 2619.8 |
| P9 | 840.5 | 776.3 | 2907.4 | 2521.4 | 229.1 | 2750.5 |
| P8 | 717.7 | 776.3 | 2907.4 | 2328.8 | 229.1 | 2557.9 |
| P7 | 600.1 | 776.3 | 2907.4 | 2328.8 | 229.1 | 2557.9 |
| P6 | 488.1 | 776.3 | 2907.4 | 2328.8 | 229.1 | 2557.9 |
| P5 | 382.3 | 776.3 | 2907.4 | 2328.8 | 229.1 | 2557.9 |
| P4 | 283.5 | 776.3 | 2907.4 | 2328.8 | 229.1 | 2557.9 |
| P3 | 192.8 | 776.3 | 2907.4 | 2328.8 | 229.1 | 2557.9 |
| P2 | 112.0 | 776.3 | 2907.4 | 2328.8 | 229.1 | 2557.9 |
| P1 | 44.2 | 776.3 | 2907.4 | 2328.8 | 229.1 | 2557.9 |

Fuerzas según c).

| | |
|---------|---|
| Comb 5. | $(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S$ |
| Comb 6. | $(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H$ |
| Q_E | Fuerza sísmica horizontal ($F_{px,mín}$) |
| D | Carga muerta. |
| L | Carga viva. |
| S | Carga de nieve. |
| H | Carga debida al empuje lateral del suelo, o nivel freático. |

| | | |
|-------------------|----------------|--|
| ρ | 1.0 | Factor de redundancia. |
| S_{DS} | 0.394 | Coficiente sísmico de la estructura en x → ver anexo |
| I_e | 1.0 | Coficiente de importancia → ver anexo |
| $F_{px,mín}$ [kN] | 0.079 w_{px} | $F_{px,mín} = 0.2S_{DS}I_e w_{px}$ |

Tabla 11. Cálculo de fuerzas E_{mx} por piso. Caso c.

| Piso | W_{px} kN | $F_{px,mín}$ kN | D kN | L kN | Comb 5 kN | Comb 6 kN |
|------|----------------|--------------------|---------|---------|--------------|--------------|
| P10 | 4187 | 330.0 | 2093.7 | 1108.4 | 4115.8 | 2049.3 |
| P9 | 4925 | 388.1 | 2907.4 | 1068.0 | 5174.1 | 2775.6 |
| P8 | 4925 | 388.1 | 2907.4 | 1068.0 | 5174.1 | 2775.6 |
| P7 | 4925 | 388.1 | 2907.4 | 1068.0 | 5174.1 | 2775.6 |
| P6 | 4925 | 388.1 | 2907.4 | 1068.0 | 5174.1 | 2775.6 |
| P5 | 4925 | 388.1 | 2907.4 | 1068.0 | 5174.1 | 2775.6 |
| P4 | 4925 | 388.1 | 2907.4 | 1068.0 | 5174.1 | 2775.6 |
| P3 | 4925 | 388.1 | 2907.4 | 1068.0 | 5174.1 | 2775.6 |
| P2 | 4925 | 388.1 | 2907.4 | 1068.0 | 5174.1 | 2775.6 |
| P1 | 4925 | 388.1 | 2907.4 | 1068.0 | 5174.1 | 2775.6 |

Cálculo de las fuerzas E_{my} .

Fuerzas según a) y b).

| | | |
|------------|--|--|
| R | 6.30 | Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía→ ver anexo |
| Ω_0 | 3.00 | |
| S_{DS} | 0.426 | Factor de sobrerresistencia→ ver anexo |
| Q_E | Coeficiente sísmico de la estructura en y→ ver anexo | |
| D | Fuerza sísmica horizontal (F_i , F_{py}) | |
| | Carga muerta. | |

Tabla 12. Cálculo de fuerzas E_{my} por piso. Casos a y b.

| Piso | F_i kN | F_{py} kN | D kN | E_{mh} kN | E_v kN | E_{my} kN |
|------|-------------|----------------|---------|----------------|-------------|----------------|
| P10 | 869.6 | 713.9 | 2093.7 | 2608.8 | 178.5 | 2787.3 |
| P9 | 897.4 | 839.6 | 2907.4 | 2692.1 | 247.8 | 2940.0 |
| P8 | 770.4 | 839.6 | 2907.4 | 2518.8 | 247.8 | 2766.6 |
| P7 | 648.0 | 839.6 | 2907.4 | 2518.8 | 247.8 | 2766.6 |
| P6 | 530.7 | 839.6 | 2907.4 | 2518.8 | 247.8 | 2766.6 |
| P5 | 419.1 | 839.6 | 2907.4 | 2518.8 | 247.8 | 2766.6 |
| P4 | 313.8 | 839.6 | 2907.4 | 2518.8 | 247.8 | 2766.6 |
| P3 | 216.2 | 839.6 | 2907.4 | 2518.8 | 247.8 | 2766.6 |
| P2 | 127.9 | 839.6 | 2907.4 | 2518.8 | 247.8 | 2766.6 |
| P1 | 52.1 | 839.6 | 2907.4 | 2518.8 | 247.8 | 2766.6 |

Fuerzas según c).

| | |
|---------|---|
| Comb 5. | $(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S$ |
| Comb 6. | $(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H$ |
| Q_E | Fuerza sísmica horizontal ($F_{px, \text{mín}}$) |
| D | Carga muerta. |
| L | Carga viva. |
| S | Carga de nieve. |
| H | Carga debida al empuje lateral del suelo, o nivel freático. |

| | | |
|---------------------------|----------------|--|
| ρ | 1.0 | Factor de redundancia. |
| S_{DS} | 0.426 | Coefficiente sísmico de la estructura en $x \rightarrow$ ver anexo |
| I_e | 1.0 | Coefficiente de importancia \rightarrow ver anexo |
| $F_{px, \text{mín}}$ [kN] | $0.085 w_{px}$ | $F_{px, \text{mín}} = 0.2S_{DS}I_e w_{px}$ |

Tabla 13. Cálculo de fuerzas E_{my} por piso. Caso c.

| Piso | W_{px} kN | $F_{py, \text{mín}}$ kN | D kN | L kN | Comb 5 kN | Comb 6 kN |
|------|----------------|----------------------------|---------|---------|--------------|--------------|
| P10 | 4187 | 356.9 | 2093.7 | 1108.4 | 4156.2 | 2062.8 |
| P9 | 4925 | 419.8 | 2907.4 | 1068.0 | 5224.5 | 2788.6 |
| P8 | 4925 | 419.8 | 2907.4 | 1068.0 | 5224.5 | 2788.6 |
| P7 | 4925 | 419.8 | 2907.4 | 1068.0 | 5224.5 | 2788.6 |
| P6 | 4925 | 419.8 | 2907.4 | 1068.0 | 5224.5 | 2788.6 |
| P5 | 4925 | 419.8 | 2907.4 | 1068.0 | 5224.5 | 2788.6 |
| P4 | 4925 | 419.8 | 2907.4 | 1068.0 | 5224.5 | 2788.6 |
| P3 | 4925 | 419.8 | 2907.4 | 1068.0 | 5224.5 | 2788.6 |
| P2 | 4925 | 419.8 | 2907.4 | 1068.0 | 5224.5 | 2788.6 |
| P1 | 4925 | 419.8 | 2907.4 | 1068.0 | 5224.5 | 2788.6 |

4.2.4. Idealización de las fuerzas sísmicas en el diafragma.

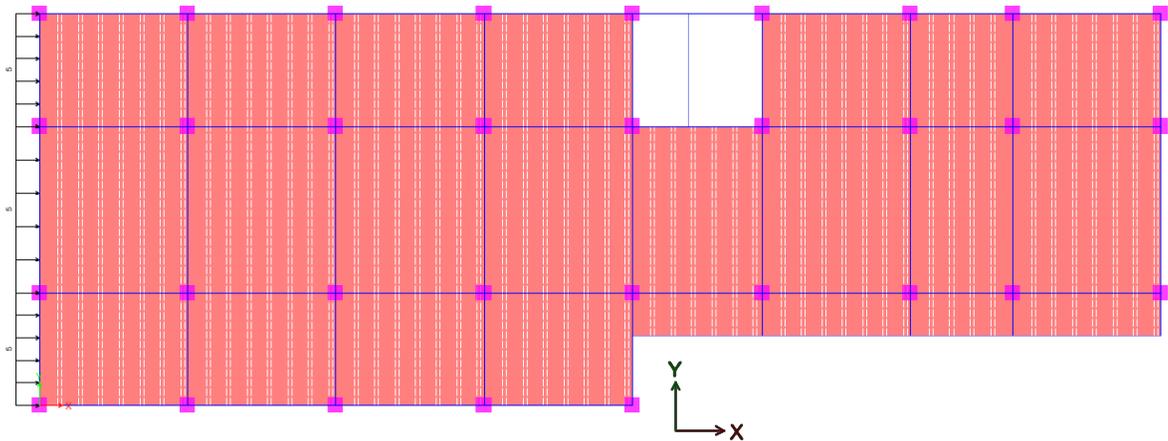
Las fuerzas inerciales calculadas en el diafragma son idealizadas como fuerzas distribuidas en su plano. Para este caso, se consideran las longitudes totales en dirección **X** y **Y** de la planta típica del edificio y dividir las fuerzas calculadas en estas longitudes. Como resultado, en cada piso se aplican dos cargas distribuidas

en cada dirección **X**, **Y**. A continuación se presentan las fuerzas distribuidas para el diseño del diafragma y la idealización anteriormente explicada.

Fuerzas para el diseño del diafragma (piso tipo).

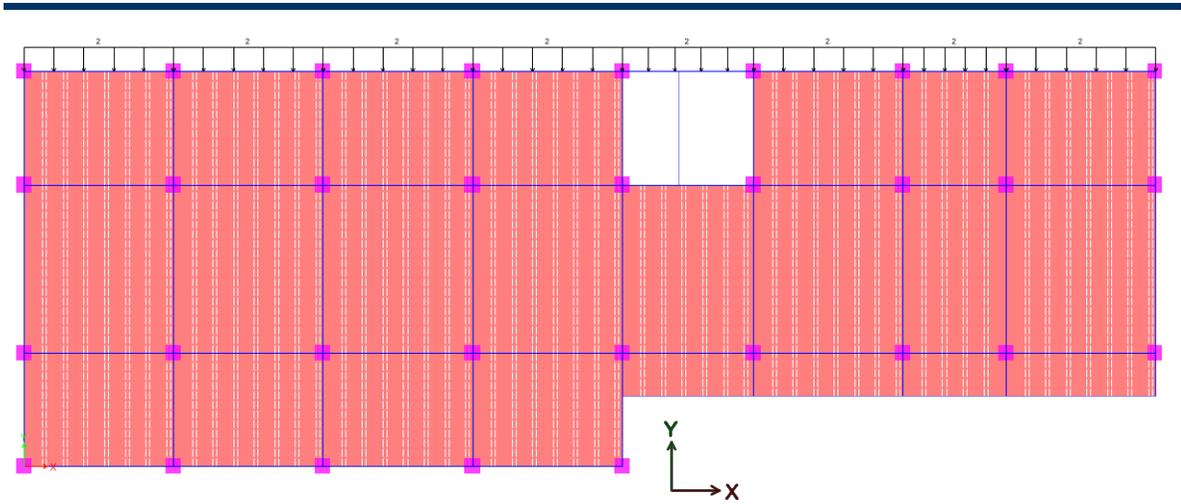
Figura 18. Aplicación de fuerzas F_p para el diseño del diafragma.

| | | |
|-----------------|-------|--|
| F_{px} [kN] | 776.3 | Fuerza puntual. |
| h_2 [m] | 15.8 | Longitud del diafragma en dirección y. |
| F_{px} [kN/m] | 50 | Fuerza distribuida en el diafragma. |



a) Aplicación de fuerza F_{px} para el diseño del diafragma.

| | | |
|-----------------|-------|--|
| F_{py} [kN] | 839.6 | Fuerza puntual. |
| L [m] | 44.4 | Longitud del diafragma en dirección x. |
| F_{py} [kN/m] | 20 | Fuerza distribuida en el diafragma. |

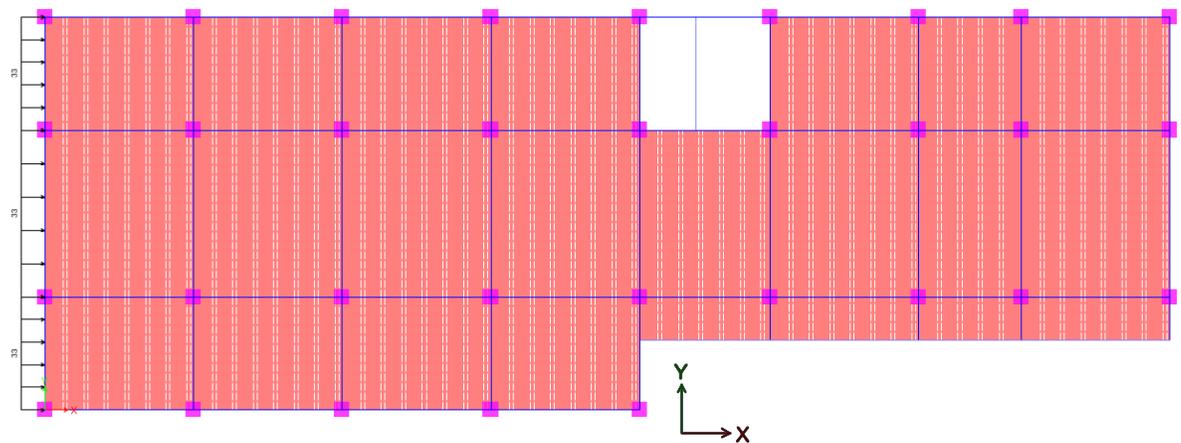


b) Aplicación de fuerza F_{py} para el diseño del diafragma.

Fuerzas para el diseño de “colectores” (piso tipo).

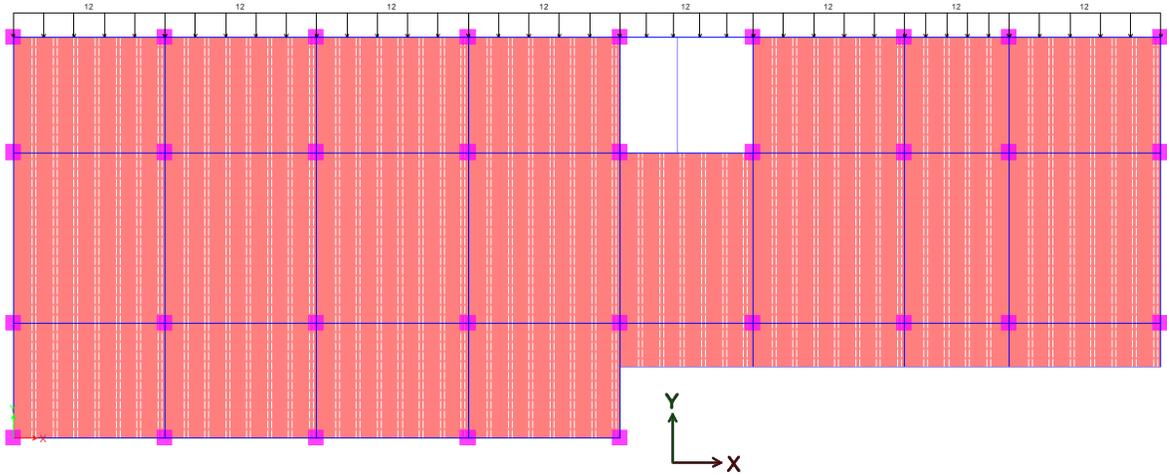
Figura 19. Aplicación de fuerzas E_m para el diseño de colectores.

| | | |
|-----------------|--------|--|
| E_{mx} [kN] | 5174.1 | Fuerza puntual. |
| h_2 [m] | 15.8 | Longitud del diafragma en dirección y. |
| E_{mx} [kN/m] | 330 | Fuerza distribuida en el diafragma. |



a) Aplicación de fuerza E_{mx} para el diseño de colectores.

| | | |
|-----------------|--------|--|
| E_{my} [kN] | 5224.5 | Fuerza puntual. |
| L [m] | 44.4 | Longitud del diafragma en dirección x. |
| E_{my} [kN/m] | 120 | Fuerza distribuida en el diafragma. |



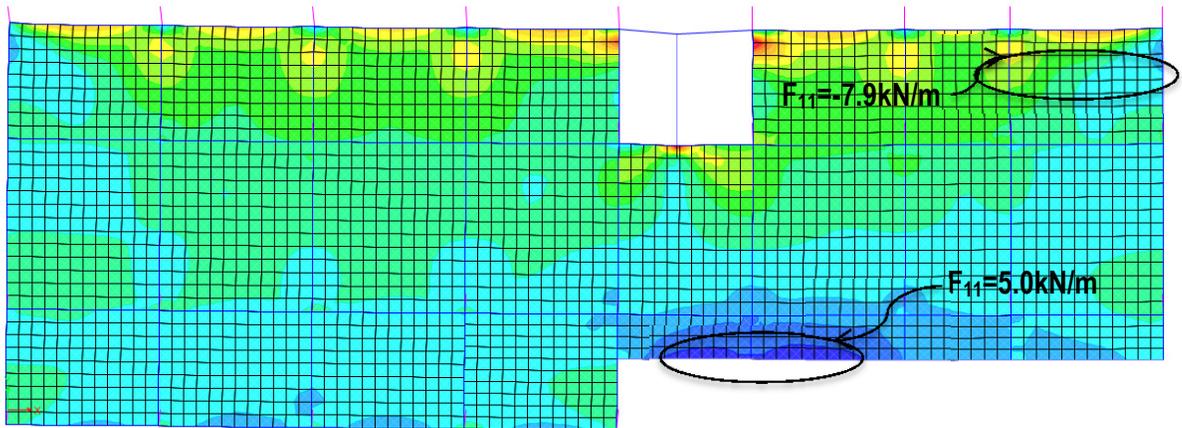
b) Aplicación de fuerza E_{my} para el diseño de colectores.

4.2.5. Análisis de resultados.

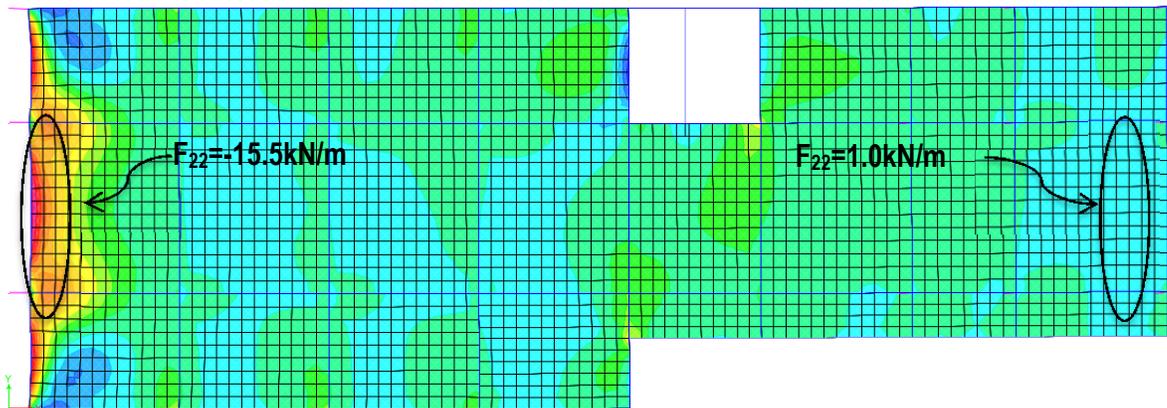
Mediante el análisis del diafragma realizado por el método de elementos finitos, se obtuvieron las fuerzas resultantes y las trayectorias de los esfuerzos principales, así como los valores máximos de estos esfuerzos.

En las Figuras 20(a) y 20(b), se muestran las fuerzas resultantes en ambas direcciones X-Y, debidas a la carga sísmica a las que es sometido el diafragma.

Figura 20. Fuerzas resultantes sobre el diafragma ante la acción de F_p .

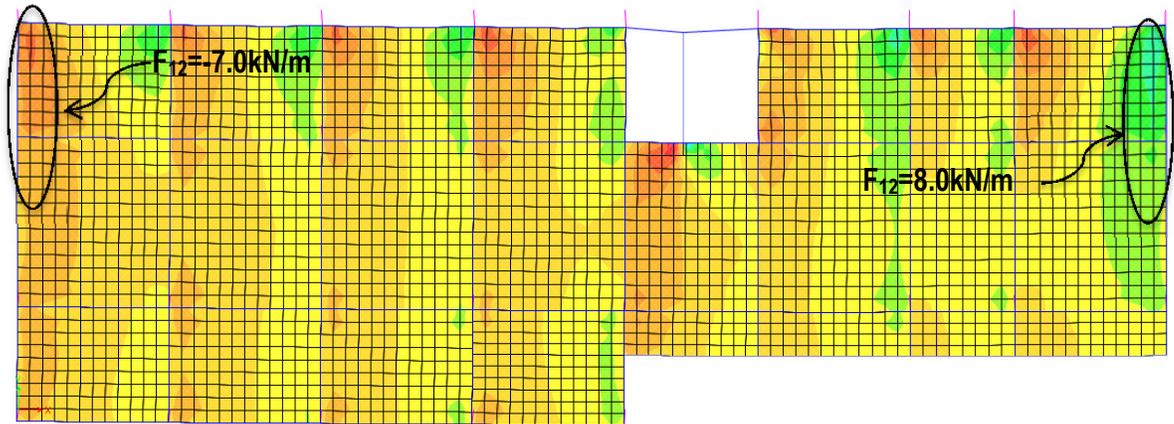


a) Fuerza resultante F_{11} ante la acción F_{py} .

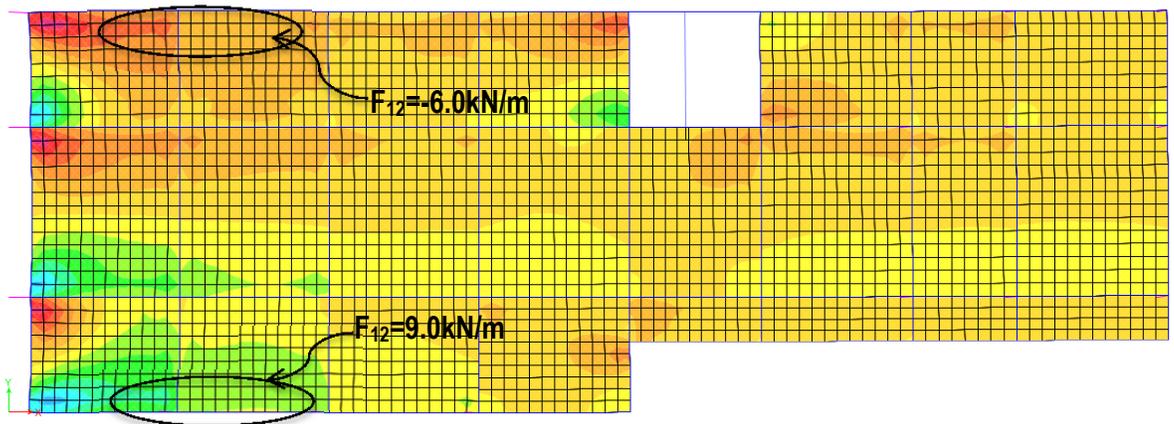


b) Fuerza resultante F_{22} ante la acción F_{px} .

En las Figuras 20(c) y 20(d), se muestran las fuerzas resultantes F_{12} en ambas direcciones X-Y, debidas a la carga sísmica a las que es sometido el diafragma.



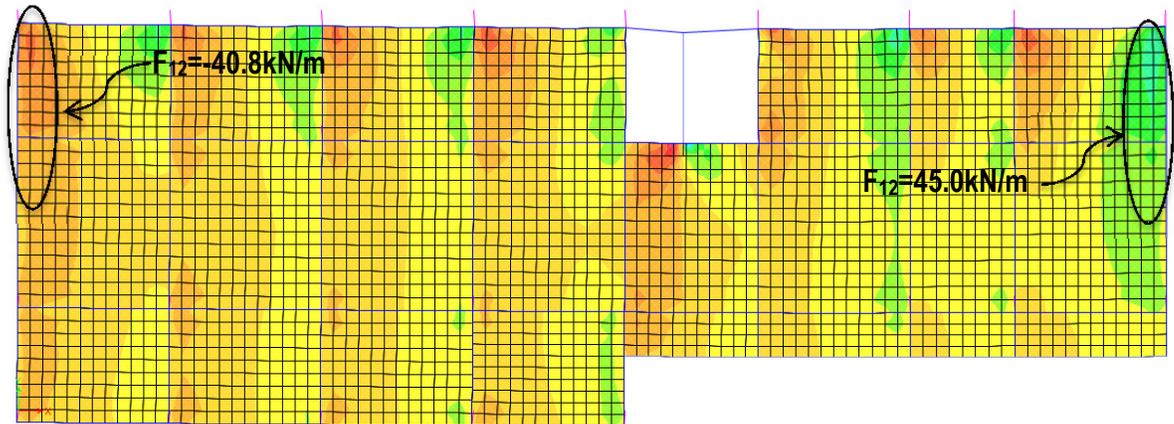
c) Fuerza resultante F_{12} ante la acción F_{py} .



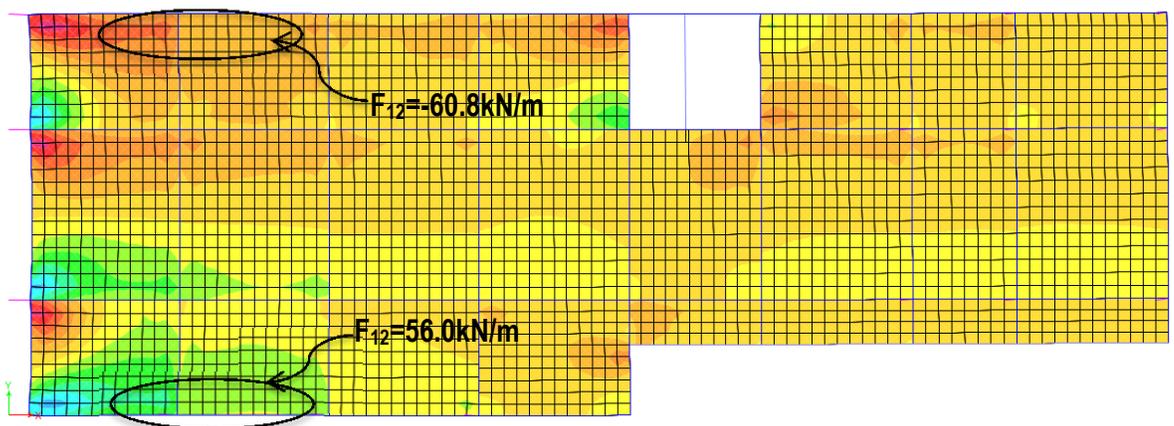
d) Fuerza resultante F_{12} ante la acción F_{px} .

En las Figuras 21(a) y 21(b), se muestran las fuerzas resultantes F_{12} en ambas direcciones X-Y, debidas a la carga sísmica E_m , a las que es sometido el diafragma para el diseño de colectores.

Figura 21. Fuerzas resultantes sobre el diafragma ante la acción de E_m .



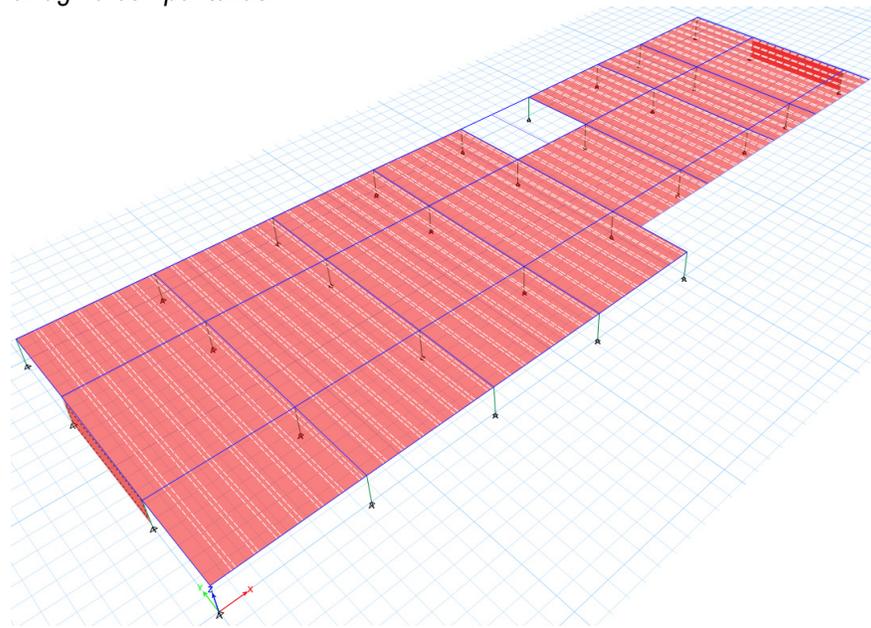
a) Fuerza resultante F_{12} ante la acción E_{my} .



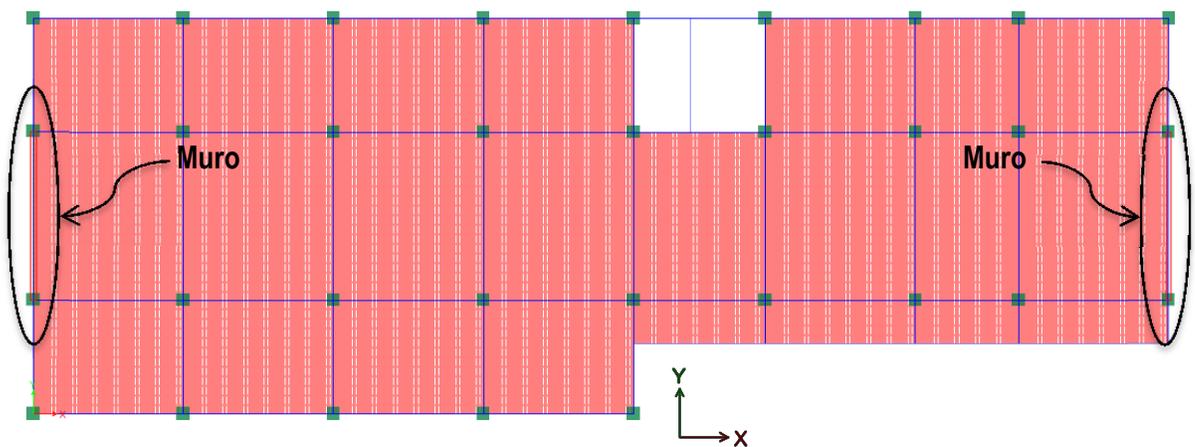
b) Fuerza resultante F_{12} ante la acción E_{mx} .

-
- ✚ Alternativamente, se planteó un modelo de diafragma similar agregándole en los extremos pantallas de concreto de $L = 6500\text{mm}$, $t = 200\text{mm}$, $f'_c = 28\text{MPa}$, esto con el fin de observar el comportamiento del diafragma y comparar los resultados obtenidos con el modelo del diafragma netamente aperticado. Ver figuras 22(a) y 22(b).

Figura 22. Diafragma con pantallas.



a) Vista 3D del entrepiso.

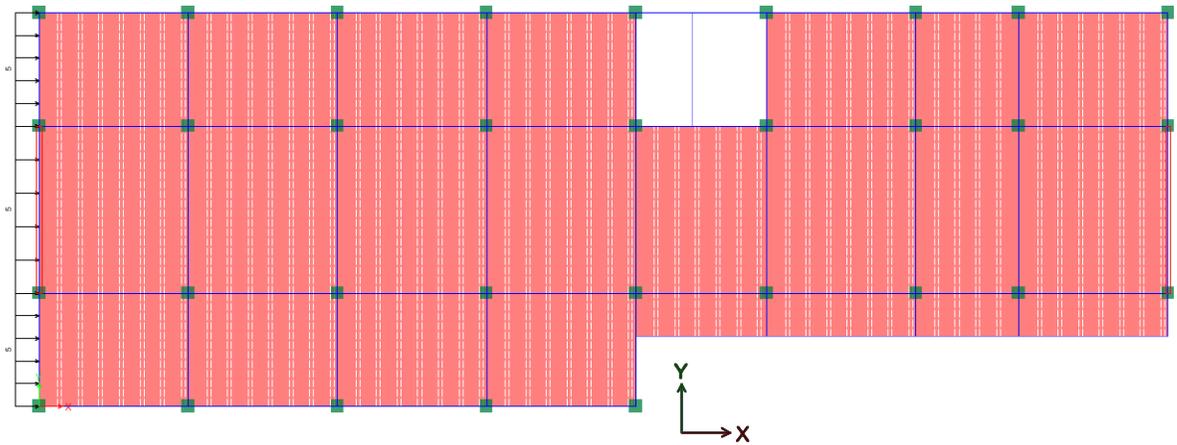


b) Vista en planta del entrepiso.

Fuerzas para el diseño del diafragma con pantallas (piso tipo).

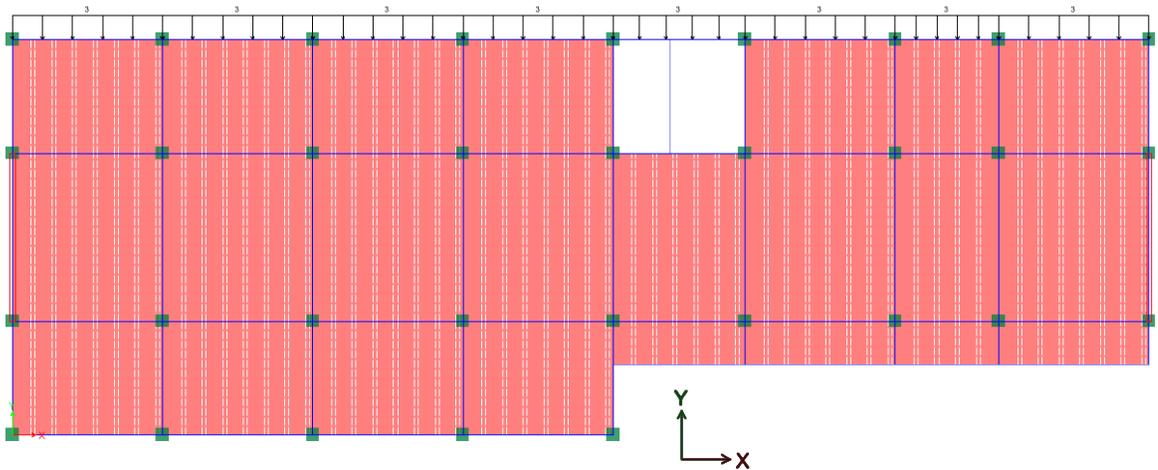
Figura 23. Aplicación de fuerzas F_p para el diseño del diafragma con pantallas.

| | | |
|-----------------|-------|--|
| F_{px} [kN] | 763.3 | Fuerza puntual. |
| h_2 [m] | 15.8 | Longitud del diafragma en dirección y. |
| F_{px} [kN/m] | 50 | Fuerza distribuida en el diafragma. |



a) Aplicación de fuerza F_{px} para el diseño del diafragma con pantallas.

| | | |
|-----------------|--------|--|
| F_{py} [kN] | 1214.9 | Fuerza puntual. |
| L [m] | 44.4 | Longitud del diafragma en dirección x. |
| F_{py} [kN/m] | 30 | Fuerza distribuida en el diafragma. |

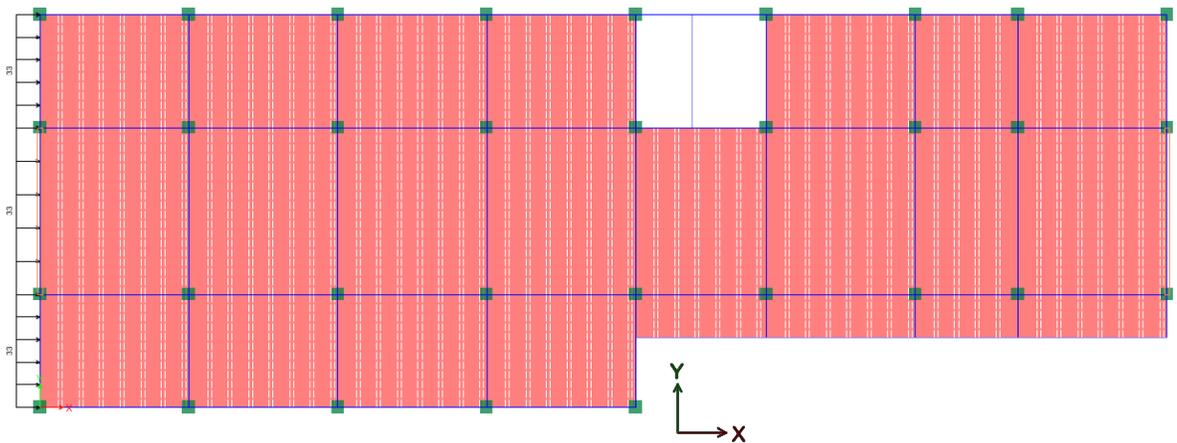


b) Aplicación de fuerza F_{py} para el diseño del diafragma con pantallas.

Fuerzas para el diseño de “colectores” con pantallas (piso tipo).

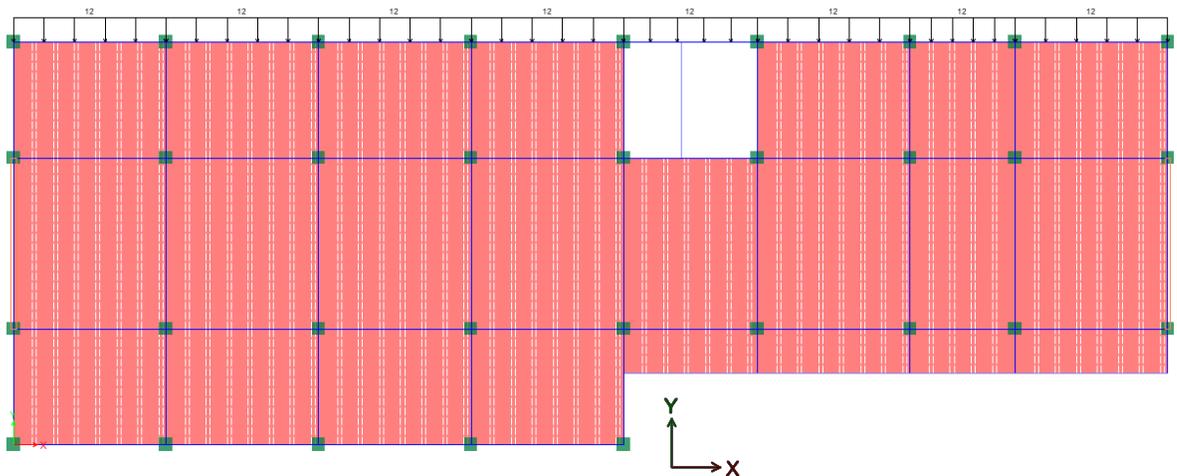
Figura 24. Aplicación de fuerzas E_m para el diseño de colectores del diafragma con pantallas.

| | | |
|-----------------|--------|--|
| E_{mx} [kN] | 5163.8 | Fuerza puntual. |
| h_2 [m] | 15.8 | Longitud del diafragma en dirección y. |
| E_{mx} [kN/m] | 330 | Fuerza distribuida en el diafragma. |



a) Aplicación de fuerza E_{mx} para el diseño de colectores.

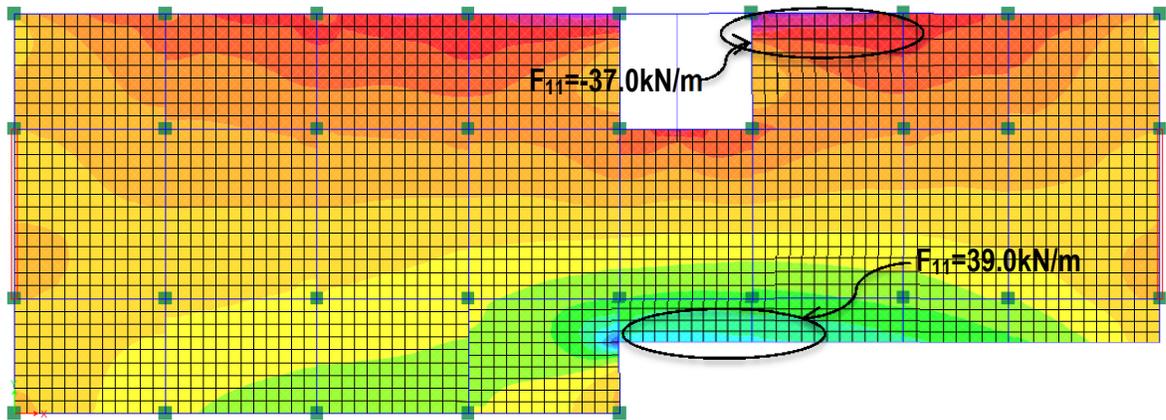
| | | |
|-----------------|--------|--|
| E_{my} [kN] | 5222.9 | Fuerza puntual. |
| L [m] | 44.4 | Longitud del diafragma en dirección x. |
| E_{my} [kN/m] | 120 | Fuerza distribuida en el diafragma. |



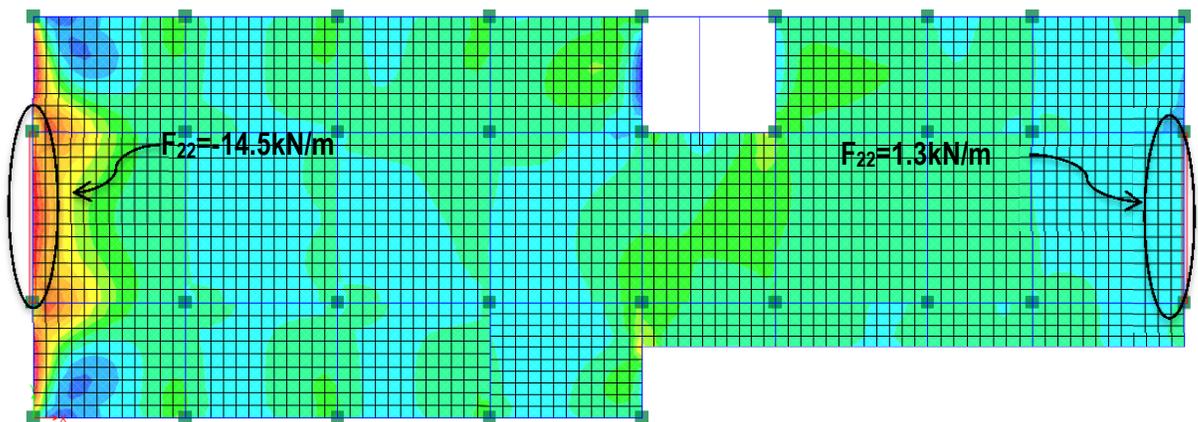
b) Aplicación de fuerza E_{my} para el diseño de colectores.

En las Figuras 25(a) y 25(b), se muestran las fuerzas resultantes en ambas direcciones X-Y, debidas a la carga sísmica a las que es sometido el diafragma con pantallas.

Figura 25. Fuerzas resultantes sobre el diafragma con pantallas ante la acción de F_p .

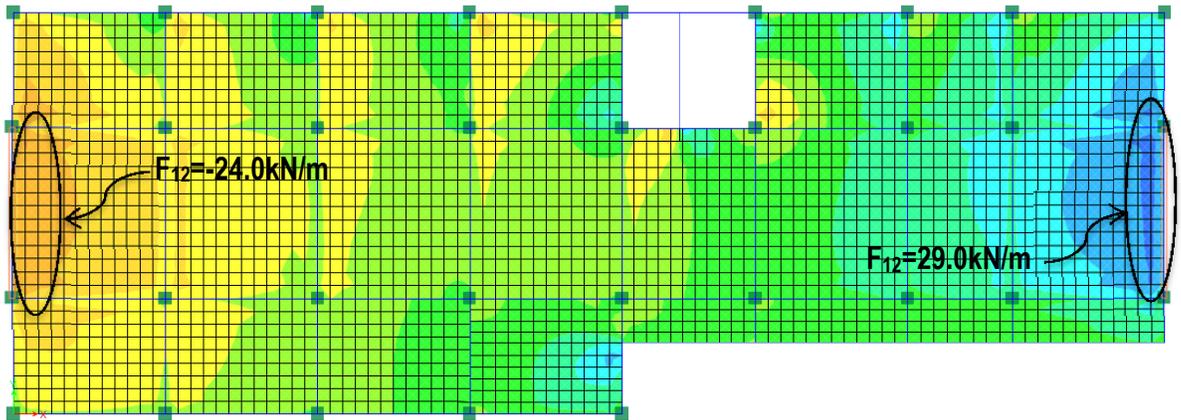


a) Fuerza resultante F_{11} ante la acción F_{py} .

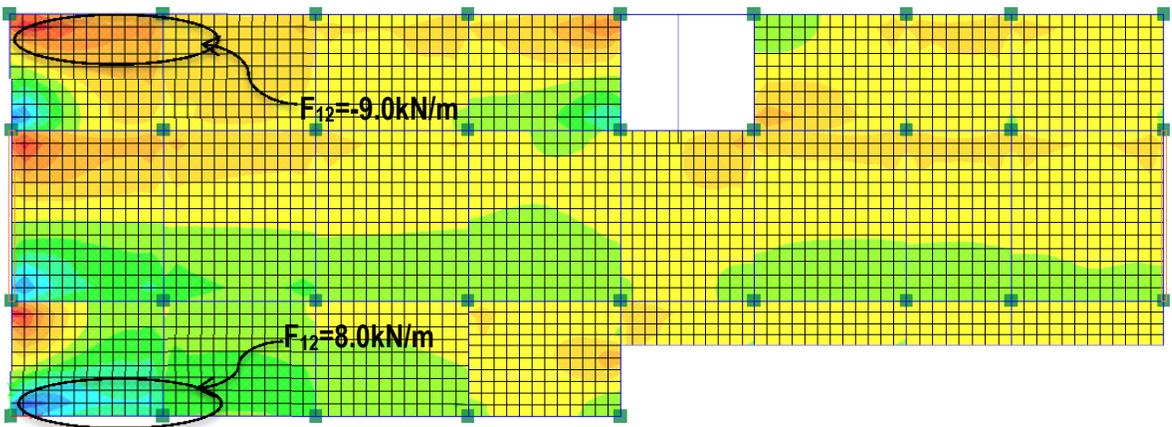


b) Fuerza resultante F_{22} ante la acción F_{px} .

En las Figuras 25(c) y 25(d), se muestran las fuerzas resultantes F_{12} en ambas direcciones X-Y, debidas a la carga sísmica a las que es sometido el diafragma con pantallas.



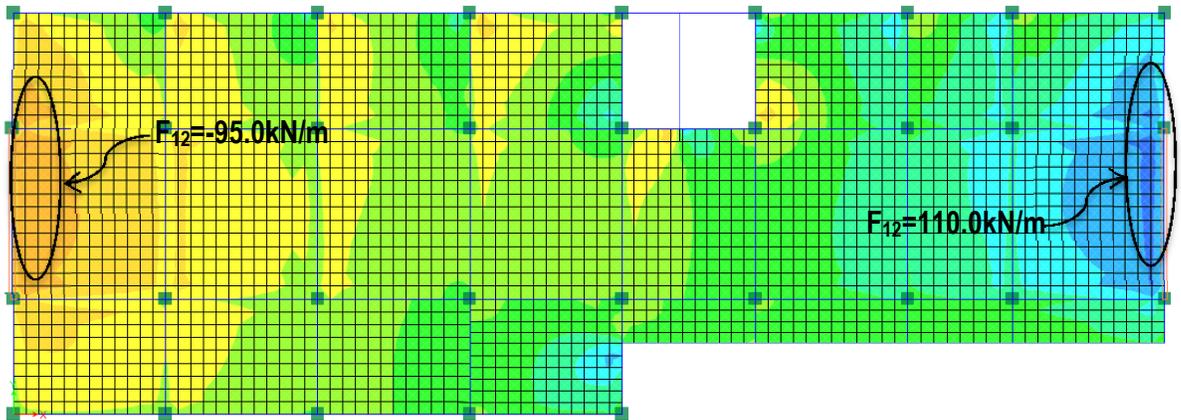
c) Fuerza resultante F_{12} ante la acción F_{py} .



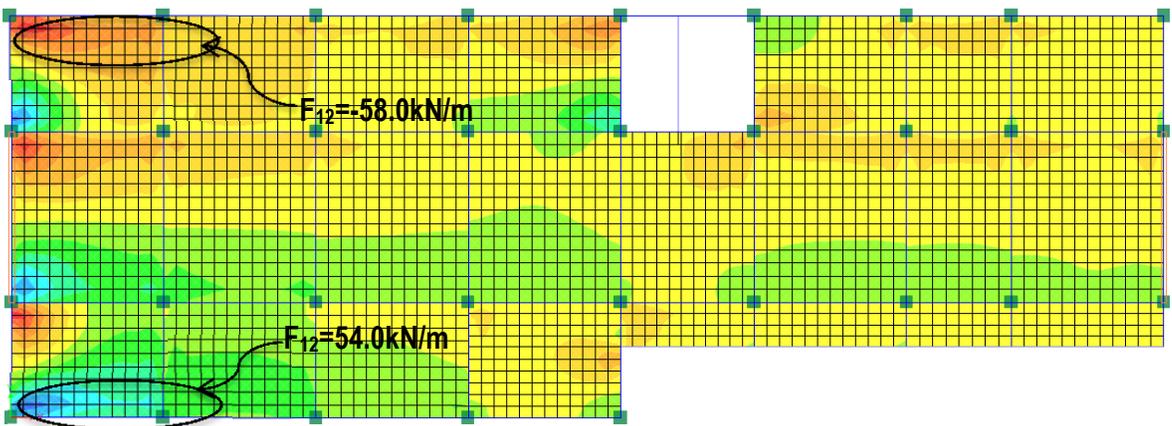
d) Fuerza resultante F_{12} ante la acción F_{px} .

En las Figuras 26(a) y 26(b), se muestran las fuerzas resultantes F_{12} en ambas direcciones X-Y, debidas a la carga sísmica E_m , a las que es sometido el diafragma para el diseño de colectores.

Figura 26. Fuerzas resultantes sobre el diafragma con pantallas ante la acción de E_m .



a) Fuerza resultante F_{12} ante la acción E_{my} .



b) Fuerza resultante F_{12} ante la acción E_{mx} .

4.2.6. Resistencia de diseño.

Las acciones de diseño comúnmente incluyen el momento en el plano, con o sin fuerza axial; cortante en el plano, y compresión axial y tracción en colectores y otros elementos que actúan como puntales o tensores.

Para cada combinación de mayoración de carga aplicable, las resistencias de diseño de diafragmas, colectores y sus conexiones deben cumplir $\phi S_n \geq U$.

Para un diafragma idealizado como un modelo de elementos finitos, las resistencias de diseño deben cumplir con el Capítulo 22 (ACI 318-14). En el diseño a cortante se deben considerar las distribuciones no uniformes de cortante.

En esos diseños se deben colocar los colectores necesarios para transferir los cortantes del diafragma a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

4.2.7. Refuerzo mínimo.

Según la sección 18.12.7.1 (ACI 318-14), la cuantía mínima de refuerzo para los diafragmas estructurales debe estar de acuerdo con lo indicado en 24.4 (ACI 318-14). Excepto para las losas postensadas, el espaciamiento del refuerzo en cada dirección no debe exceder de **450mm**. Cuando se usa refuerzo electrosoldado de alambre como refuerzo distribuido para resistir el cortante en el afinado de piso colocado sobre elementos de piso y cubierta prefabricados, los alambres paralelos a las juntas entre elementos prefabricados deben estar espaciados a no menos de **25mm** centro a centro. El refuerzo colocado para resistencia a cortante debe ser continuo y debe estar distribuido uniformemente a través del plano de cortante.

Refuerzo de retracción y temperatura → Sección 24.4 (ACI 318-14)

En losas estructurales en una dirección donde el refuerzo a flexión se extiende en una sola dirección, se debe colocar refuerzo en dirección perpendicular al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos debidos a retracción y temperatura.

La cuantía en refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculada con respecto al área bruta de concreto no debe ser menor que los valores dados en la Tabla 14.

Tabla 14. Cuantías mínimas de refuerzo corrugado de retracción y temperatura calculadas sobre el área bruta de concreto.

| Tipo de refuerzo | f_y , MPa | Cuantía mínima de refuerzo | |
|--|-------------|----------------------------|---------------------|
| Barras corrugadas | < 420 | 0.0020 | |
| Barras corrugadas o refuerzo de alambre electrosoldado | ≥ 420 | Mayor de: | 0.0018×420 |
| | | | 0.0014 |

Fuente ACI 318-14.

| | |
|-------------------------|--------|
| Cuantía | 0.0020 |
| F. fisurac. | 1.0 |
| As [mm ² /m] | 100 |

| | |
|--------------|---------|
| 5.0mm c/15cm | |
| Malla | M - 131 |
| O.K! | |

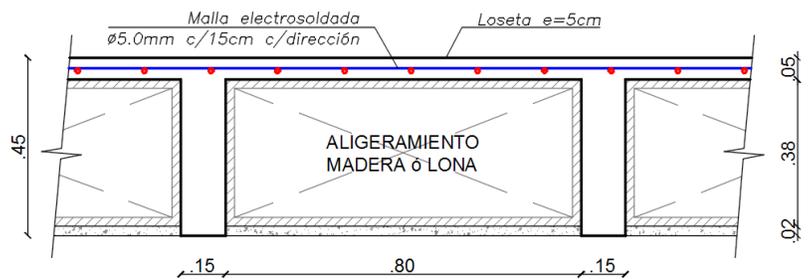
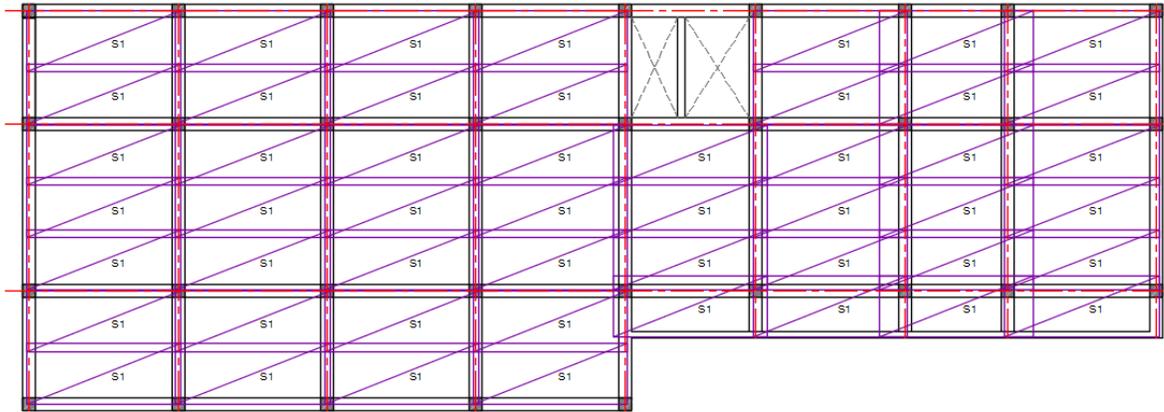


Figura 27. Refuerzo por retracción y temperatura.



4.2.8. Resistencia a flexión.

La resistencia a flexión de diafragmas se calcula usando las mismas suposiciones que para los muros, columnas o vigas.

Se debe considerar la influencia de las aberturas de la losa en la resistencia a flexión y cortante, incluyendo la evaluación de las secciones potencialmente críticas creadas por las aberturas.

Los modelos puntal tensor son potencialmente útiles para diseñar diafragmas con aberturas. Las prácticas de diseño anteriores suponían que los momentos de diseño para diafragmas estructurales eran resistidos completamente por fuerzas en las cuerdas del diafragma que actuaban en bordes opuestos del mismo. Esta idealización se encontraba implícita en versiones anteriores del Reglamento, pero ha sido reemplazada por un enfoque en el que se supone que todo el refuerzo longitudinal, contribuye a la resistencia a flexión del diafragma. Este cambio reduce el área requerida de refuerzo longitudinal concentrado cerca del borde del diafragma, pero no debe interpretarse como un requisito para eliminar todo el refuerzo de borde.

El ACI 318-14 en su sección 21.2.2, indica que el factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial, para las secciones clasificadas como controladas por tracción independientemente del tipo de refuerzo transversal es **0.90**.

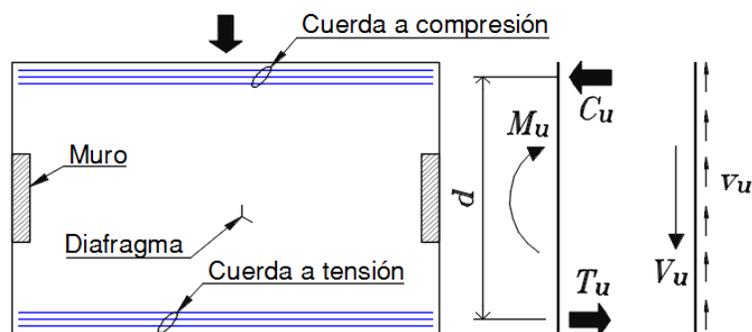
Cálculo de la resistencia a flexión del diafragma

Los diafragmas son típicamente diseñados utilizando la teoría clásica de flexión asumiendo que las secciones planas permanecen planas, aunque las proporciones pueden ser más como los de una viga de gran altura.

Tradicionalmente, las demandas de flexión son resistidas por las cuerdas de tensión y compresión situados cerca de los bordes exteriores opuestos del diafragma. La cuerda a compresión, C_u , y de tensión, T_u , se calcula como:

$$C_u = T_u = M_u/d$$

Figura 28. Cuerdas a tensión y compresión.

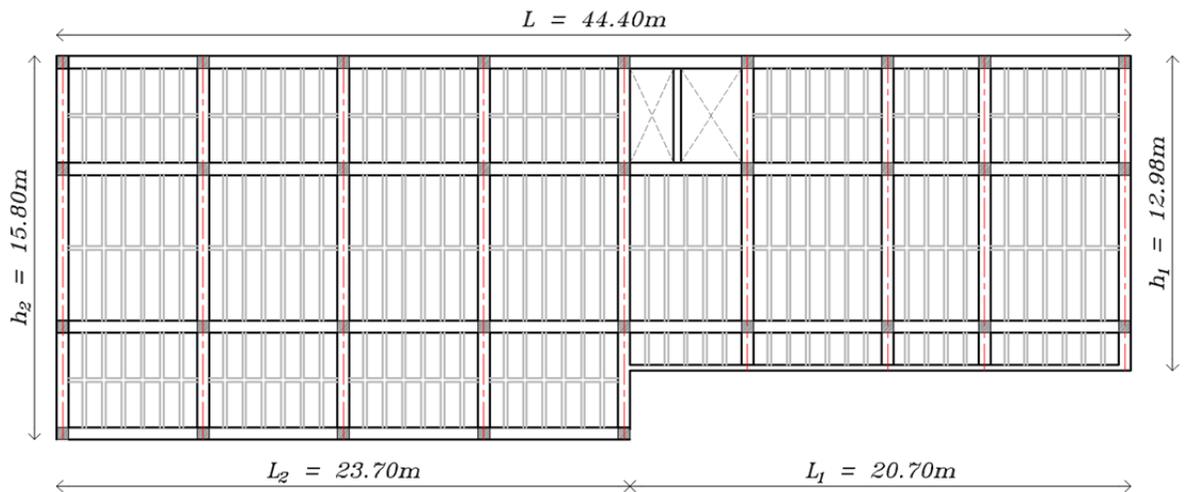


Fuente: Adaptado de Moehle, et. Al, 2010.

Teniendo en cuenta las tensiones y compresiones calculadas en el análisis del diafragma (Fig.20a), se procede a calcular al área de acero requerida A_{st} para cumplir con las sollicitaciones en el diafragma.

En la Figura 29 se indican las dimensiones del diafragma que se deben tener en cuenta para desarrollar los cálculos de flexión y cortante.

Figura 29. Dimensiones del diafragma.



La resistencia a flexión, ϕM_n , es calculada por medio de:

$$\phi M_n = 0.9 f_y A_{st} d$$

Por lo que:

$$M_u/d = 0.9 f_y A_{st}$$

- Diseño para el sistema aporticado.

Con base en el análisis realizado del modelo estructural (Fig.20a) la fuerza axial total aproximada (como resultado de un “section cut”) para calcular la cuerda a tensión y compresión del diafragma en toda la longitud L_2 es igual a $T = 33 \text{ kN}$

| | | |
|--------------------------|-----|---|
| f_y [MPa] | 420 | Resistencia a la fluencia del refuerzo no preesforzado. |
| M_u/d [kN] | 33 | Tensión calculada |
| A_s [mm ²] | 87 | $A_s = M_u / (0.9f_y d)$ |
| Barra No. | 1#4 | |
| s [mm] | 150 | Espaciamiento. |

Nota: El refuerzo de borde es necesario en los puntos alrededor del vacío.

- Diseño para el sistema aporticado con pantallas.

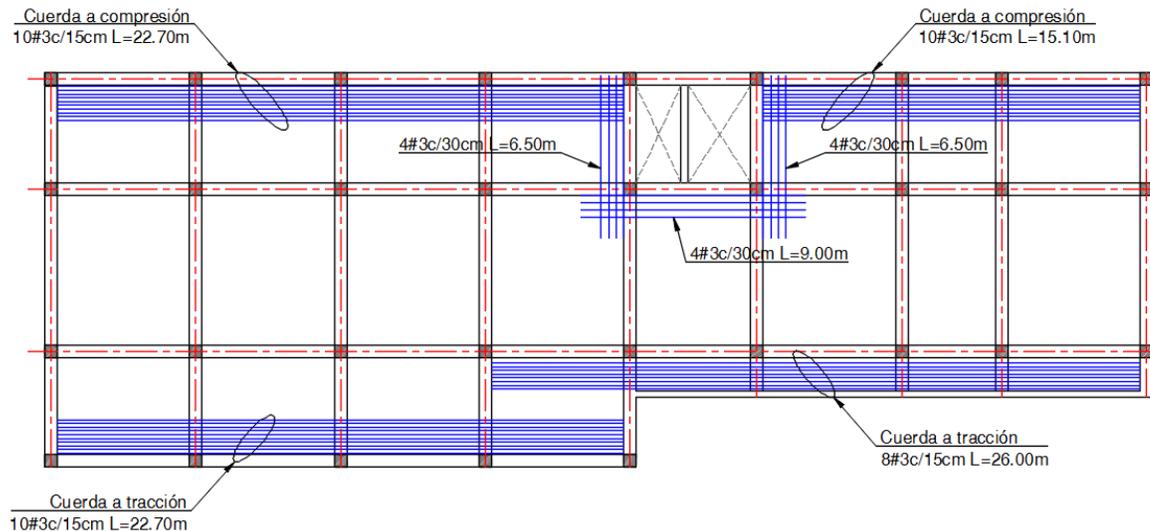
Con base en el análisis realizado del modelo estructural (Fig.25a) la fuerza axial total aproximada (como resultado de un “section cut”) para calcular la cuerda a tensión y compresión del diafragma en toda la longitud L_1 es igual a $T = 59 \text{ kN}$

| | | |
|--------------------------|-----|---|
| f_y [MPa] | 420 | Resistencia a la fluencia del refuerzo no preesforzado. |
| M_u/d [kN] | 59 | Tensión calculada |
| A_s [mm ²] | 156 | $A_s = M_u / (0.9f_y d)$ |
| Barra No. | 1#5 | |
| s [mm] | 150 | Espaciamiento. |

Nota: El refuerzo de borde es necesario en los puntos alrededor del vacío.

El área de refuerzo calculada puede incluir el aporte del acero de la malla electrosoldada calculada por retracción y temperatura.

Figura 30. Cuerdas a tensión y compresión en el diafragma.



4.2.9. Resistencia a cortante.

La sección 18.12.9 (ACI 318-14) establece que el V_n en diafragmas estructurales no debe exceder:

$$V_n = A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Para diafragmas conformados por afinado de piso construido en sitio y colocado sobre un piso o cubierta prefabricado, A_{cv} se calcula usando solamente el espesor del afinado de piso para los diafragmas formados por afinado de piso no compuesto y por el espesor combinado de los miembros prefabricados y el afinado colocado en sitio para los diafragmas de afinado de piso compuesto. (ACI 318, 2014).

Los requisitos de resistencia a cortante para diafragmas son los mismos que para los muros estructurales esbeltos y están basados en los requisitos para cortante en vigas. El término A_{cv} se refiere al área bruta del diafragma, pero no puede exceder el espesor multiplicado por el ancho del diafragma. Esto corresponde al área total de la viga alta efectiva que conforma el diafragma. El refuerzo de losa

distribuido, ρ_t , usado para calcular la resistencia a cortante del diafragma en la ecuación, está ubicado perpendicularmente al refuerzo a flexión del diafragma.

El cálculo de la resistencia al cortante del diafragma.

- Diseño para el sistema aperticado.

La fuerza cortante total se calculó a ambos extremos dibujando una sección de corte al borde de la viga (500mm): $V_{u1} = 62.0 \text{ kN}$, $V_{u2} = 58.5 \text{ kN}$

| | | |
|-----------------------------|--------|--|
| ϕ | 0.75 | Factor de reducción a cortante. |
| λ | 1.0 | Factor de modificación del concreto de peso normal. |
| t [mm] | 50 | Espesor del diafragma. |
| h_1 [mm] | 12975 | Ancho menor del diafragma. |
| A_{cv} [mm ²] | 648750 | Área bruta de la sección de concreto, no debe exceder el producto del espesor por el ancho del diafragma, mm ² . $A_{cv} = t * h_1$ |

| | | |
|--------------|------|---|
| V_n [kN] | 584 | Resistencia nominal al cortante. $V_n = A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_c})$ |
| V_n [kN] < | 2266 | No debe exceder : $0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$ |

| | | |
|-----------------|-----|---|
| ϕV_n [kN] | 438 | Resistencia última al cortante. > V_u |
|-----------------|-----|---|

- Diseño para el sistema aperticado con pantallas.

La fuerza cortante total se calculó a ambos extremos dibujando una sección de corte al borde de la viga (50cm): $V_{u1} = 270 \text{ kN}$, $V_{u2} = 260 \text{ kN}$

| | | |
|-----------------------------|--------|--|
| ϕ | 0.75 | Factor de reducción a cortante. |
| λ | 1.0 | Factor de modificación del concreto de peso normal. |
| t [mm] | 50 | Espesor del diafragma. |
| h_1 [mm] | 12975 | Ancho menor del diafragma. |
| A_{cv} [mm ²] | 648750 | Área bruta de la sección de concreto, no debe exceder el producto del espesor por el ancho del diafragma, mm ² . $A_{cv} = t * h_1$ |

| | | |
|--------------|------|---|
| V_n [kN] | 584 | Resistencia nominal al cortante. $V_n = A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_c})$ |
| V_n [kN] < | 2266 | No debe exceder : $0.66A_{cv}\sqrt{f'_c}$ |

| | | |
|-----------------|-----|---|
| ϕV_n [kN] | 438 | Resistencia última al cortante. > V_u |
|-----------------|-----|---|

Cortante por fricción → *Sección 12.5.3.7 (ACI 318-14)*

Además de contar con resistencia a cortante adecuada dentro del plano, un diafragma debe reforzarse para transferir el cortante a través del refuerzo de cortante por fricción o conectores mecánicos a los colectores y elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. En los diafragmas construidos completamente en sitio, el refuerzo proporcionado para otros fines normalmente es adecuado para transferir las fuerzas desde el diafragma hacia los colectores a través del refuerzo de cortante por fricción.

Para cualquier diafragma, en el cual el cortante es transferido desde el diafragma a un colector, o desde el diafragma o colector a un elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales, se debe cumplir con (a) o (b):

- (a) Cuando el cortante es transferido a través del concreto, se deben aplicar los requisitos de 22.9 (ACI 318-14) para cortante por fricción.
- (b) Cuando el cortante es transferido usando conectores mecánicos o espigos, se deben considerar los efectos de levantamiento y rotación del elemento vertical del sistema de resistencia ante fuerzas laterales.

Cálculo del cortante por fricción → *Sección 22.9 (ACI 318-14)*

El valor de V_n que se transfiere a través del plano de cortante supuesto debe calcularse de acuerdo con:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y$$

Donde A_{vf} es el área del refuerzo que atraviesa el plano de cortante supuesto con el fin de resistir el cortante y μ es el coeficiente de fricción de acuerdo con la Tabla 15.

Tabla 15. Coeficientes de fricción.

| Estado de la superficie de contacto | Coefficiente de fricción μ [1] | |
|---|---------------------------------------|-----|
| Concreto construido monolíticamente | 1.4λ | (a) |
| Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 1/4 de pulg. | 1.0λ | (b) |
| Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso | 0.6λ | (c) |
| Concreto construido contra acero estructural que está tal como fue laminado, sin pintar, y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados. | 0.7λ | (d) |

[1] $\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal, $\lambda = 0.75$ para concreto totalmente ligero. En los otros casos, λ se debe calcular con base en las proporciones volumétricas de agregado de peso normal y ligero como se indica en 19.2.4, pero no debe exceder 0.85.

Fuente ACI 318-14.

V_n no debe exceder el valor calculado:

Tabla 16. Valor de cortante máximo.

| Condición | Máximo V_n | |
|---|---------------------|-----|
| Concreto de peso normal construido monolíticamente o colocado contra concreto endurecido e intencionalmente rugoso con una amplitud total de 1/4 de pulg. | $0.2f'_cA_c$ | (a) |
| | $(3.3+0.08f'_cA_c)$ | (b) |
| | $11A_c$ | (c) |
| Otros casos | $0.2f'_cA_c$ | (d) |
| | $800A_c$ | (e) |

Fuente ACI 318-14.

- Diseño para el sistema aperturado con pantallas.

| | | |
|-------------------------------|------|---|
| ϕ | 0.75 | Factor de reducción a cortante. |
| λ | 1.0 | Factor de modificación del concreto de peso normal. |
| μ | 1.4 | Coefficiente de fricción. |
| ϕV_u [kN/m] | 110 | Resistencia última a cortante. $V_n = V_u/\phi$ |
| V_n [kN/m] | 147 | Resistencia nominal al cortante. $A_{vf} = V_n/(\mu f_y)$ |
| A_{vf} [mm ² /m] | 249 | Área de refuerzo de cortante por fricción. |

| | | | |
|----------------------------|-----|------------|------|
| A_s [mm ² /m] | 284 | 1#3c/250mm | OK!! |
|----------------------------|-----|------------|------|

| | | |
|--------------------------|-------|--|
| t [mm] | 50 | Espesor del diafragma. |
| b_{eff} [mm] | 1000 | Ancho (analizado por metro) |
| A_c [mm ²] | 50000 | Área de la sección de concreto que resiste la transferencia de cortante. |
| $V_{n,máx}$ [kN/m] | 550 | OK!! $Max[0.2f'_c A_c, (3.3 + 0.08f'_c)A_c, 11A_c]$ |

4.2.10. Diseño de Colectores.

Los colectores y puntales alrededor de aberturas pueden diseñarse como miembros a compresión sometidos a fuerza axial usando las disposiciones de 10.5.2 (ACI 318-14) con el factor de reducción de resistencia para miembros controlados por compresión de 21.2.2 (ACI 318-14). Para tracción axial en esos miembros, la resistencia nominal a tracción es $A_s f_y$ y el factor de reducción de la resistencia es **0.90** como se requiere para miembros controlados por tracción en 21.2.2.

Los elementos colectores con esfuerzos de compresión que excedan $0.2f'_c$ en cualquier sección deben tener refuerzo transversal que cumpla con 18.7.5.2(a) hasta (e) y con 18.7.5.3, excepto que el límite de espaciamiento de 18.7.5.3(a) debe ser un tercio de la dimensión menor del colector. La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir con la Tabla 17. Se permite discontinuar el refuerzo

transversal especificado en la sección donde el esfuerzo a compresión calculado es menor que $0.15f'_c$

Tabla 17. Refuerzo transversal para elementos colectores.

| Refuerzo transversal | Expresiones aplicables | | |
|---|----------------------------|--|-----|
| A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos | $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ | | (a) |
| ρ_s para espirales y estribos cerrados de confinamiento circulares | Mayor de: | $0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ | (b) |
| | | $0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ | (c) |

Fuente ACI 318-14.

Donde las fuerzas de diseño hayan sido amplificadas para tomar en cuenta la sobrerresistencia de los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas, el límite de $0.2f'_c$ debe ser incrementado a $0.5f'_c$ y el límite de $0.15f'_c$ debe ser aumentado a $0.4f'_c$

| | | |
|-----------------|------|--|
| $0.5f'_c$ [MPa] | 14.0 | Esfuerzo de compresión mínimo para fuerzas amplificadas por Ω_0 |
| $0.4f'_c$ [MPa] | 11.2 | Esfuerzo de compresión para discontinuar el refuerzo transversal. |

Nota: En el modelo se verificó que los esfuerzos de compresión en el diafragma están por debajo de estos valores.

Resistencia axial o resistencia a flexión y resistencia axial combinadas.

La resistencia nominal axial a compresión, P_n , no debe ser mayor que $P_{n,máx}$, como se define en la Tabla 18, donde P_o , para miembros no preesforzados y compuestos de concreto y acero estructural, se calcula con la ecuación:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

Tabla 18. Resistencia axial máxima.

| Miembro | Refuerzo transversal | $P_{n,max}$ | |
|-----------------|------------------------------------|-------------|-----|
| No preesforzado | Estribos que cumplen con 22.4.2.4 | $0.80P_o$ | (a) |
| | Espirales que cumplen con 22.4.2.5 | $0.85P_o$ | (b) |

Fuente ACI 318-14.

- Diseño para el sistema aporticado con pantallas.

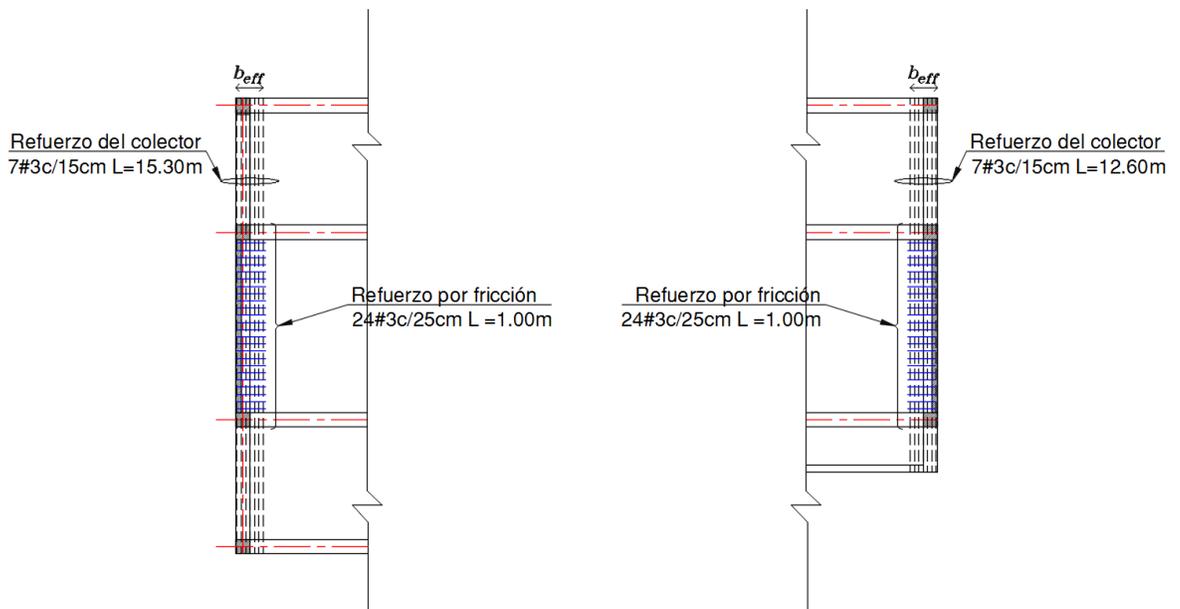
| | | |
|-----------------------------|--------|---|
| ϕ | 0.90 | Factor de reducción a compresión. |
| t [mm] | 50 | Espesor del diafragma. |
| b_{eff} [mm] | 1000 | Ancho (analizado por metro) |
| A_g [mm ²] | 50000 | Área bruta. |
| A_{st} [mm ²] | 50.8 | Área total de refuerzo longitudinal. |
| P_o [kN] | 1210.1 | Resistencia nominal axial a compresión. |
| $P_{n,máx}$ [kN] | 968.1 | Resistencia axial máxima. $P_{n,máx} = 0.80P_o$ |
| $\phi P_{n,máx}$ [kN] | 871.3 | $\phi P_{n,máx} = \phi 0.80P_o$ |

El detallado del refuerzo longitudinal para los elementos colectores en los empalmes y zonas de anclaje debe cumplir (a) o (b):

- Un espaciamiento mínimo centro a centro de tres diámetros de barra longitudinal, pero no menos de **40mm**, y un recubrimiento mínimo de concreto libre de 2.5 diámetros de barra longitudinal, pero no menor de **50mm**.
- El área de refuerzo transversal, siempre que A_v sea al menos igual al mayor de $0.062\sqrt{f'_c}b_ws/f_{yt}$ y $0.35b_ws/f_{yt}$, excepto en lo exigido en 18.12.7.5. (ACI 318-14).

| | | |
|-----------------------------|-----|---|
| A_{sh} [mm ²] | 127 | Área total de refuerzo transversal, incluyendo ganchos suplementarios, colocado dentro del espaciamiento s y perpendicular a la dimensión b_c |
| b_c [mm] | 500 | Dimensión transversal del núcleo del miembro medida entre los bordes externos del refuerzo transversal con área A_{sh} . |
| s [mm] | 42 | Espaciamiento medido de centro a centro del refuerzo transversal. $s = f_{yt} A_{st} / (0.09 f'_c b_c)$ |

Figura 31. Refuerzo del colector y por fricción en el diafragma con muros laterales.



5. RESULTADOS

- ✚ Con base en las fuerzas calculadas, se pueden establecer los incrementos de dichas fuerzas y su variación entre el sistema planteado con pantallas laterales.

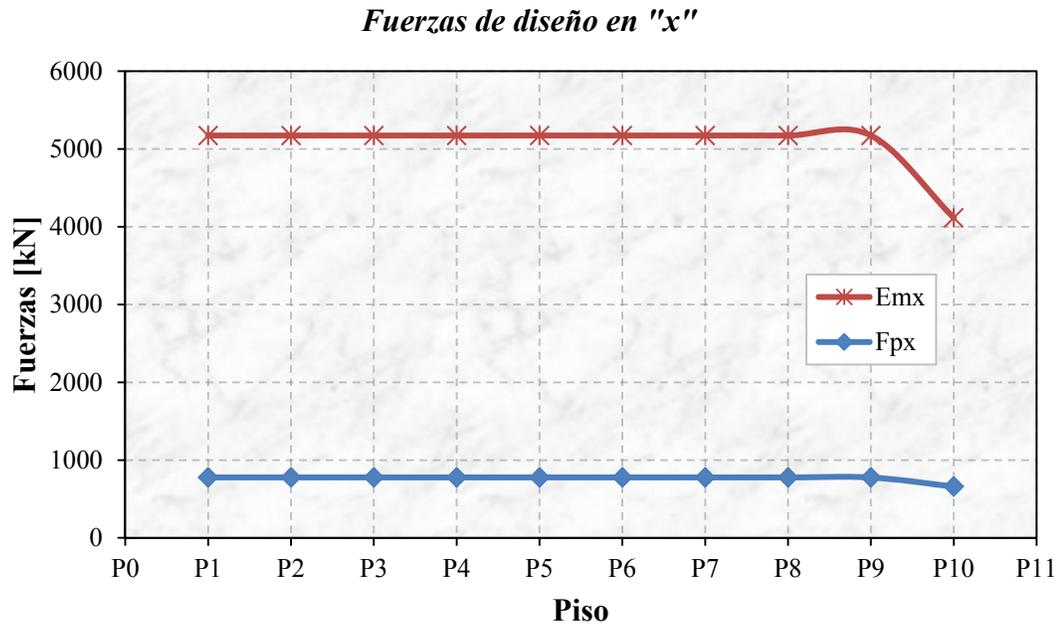
Resultados de fuerzas (F_{px},E_{mx})

F_{px} → Fuerza para diseño del diafragma en dirección X.

E_{mx} → Fuerza para diseño de colectores en dirección X.

| Piso | F _{px} kN | E _{mx} kN | % |
|------|-----------------------|-----------------------|-------|
| P10 | 660.0 | 4115.8 | 523.6 |
| P9 | 776.3 | 5174.1 | 566.5 |
| P8 | 776.3 | 5174.1 | 566.5 |
| P7 | 776.3 | 5174.1 | 566.5 |
| P6 | 776.3 | 5174.1 | 566.5 |
| P5 | 776.3 | 5174.1 | 566.5 |
| P4 | 776.3 | 5174.1 | 566.5 |
| P3 | 776.3 | 5174.1 | 566.5 |
| P2 | 776.3 | 5174.1 | 566.5 |
| P1 | 776.3 | 5174.1 | 566.5 |

Figura 32. Comparación entre fuerzas F_{px} y E_{mx} .



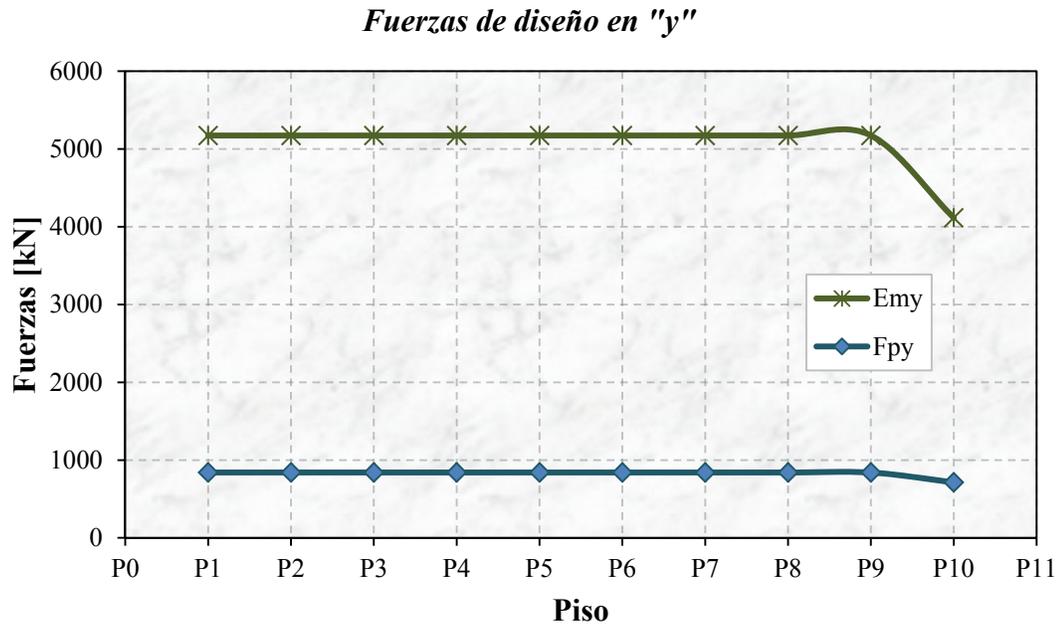
Resultados de fuerzas (F_{py} , E_{my})

F_{py} → Fuerza para diseño del diafragma en dirección Y.

E_{my} → Fuerza para diseño de colectores en dirección Y.

| Piso | F_{py} kN | E_{my} kN | % |
|------|-------------|-------------|-------|
| P10 | 713.9 | 4156.2 | 482.2 |
| P9 | 839.6 | 5224.5 | 522.3 |
| P8 | 839.6 | 5224.5 | 522.3 |
| P7 | 839.6 | 5224.5 | 522.3 |
| P6 | 839.6 | 5224.5 | 522.3 |
| P5 | 839.6 | 5224.5 | 522.3 |
| P4 | 839.6 | 5224.5 | 522.3 |
| P3 | 839.6 | 5224.5 | 522.3 |
| P2 | 839.6 | 5224.5 | 522.3 |
| P1 | 839.6 | 5224.5 | 522.3 |

Figura 33. Comparación entre fuerzas F_{py} y E_{my} .



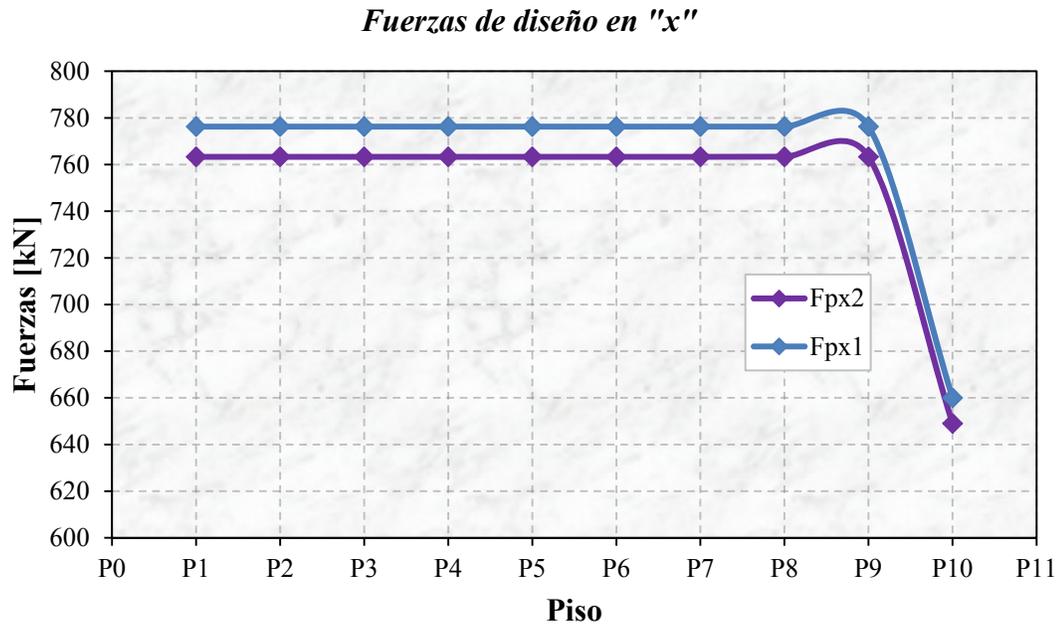
Resultados de fuerzas (F_{px1} , F_{px2})

F_{px1} → Fuerza para diseño del diafragma en dirección X.

F_{px2} → Fuerza para diseño de diafragma (pórtico con pantallas) en dirección X.

| Piso | F_{px1} kN | F_{px2} kN | % |
|------|-----------------|-----------------|------|
| P10 | 660.0 | 649.0 | -1.7 |
| P9 | 776.3 | 763.3 | -1.7 |
| P8 | 776.3 | 763.3 | -1.7 |
| P7 | 776.3 | 763.3 | -1.7 |
| P6 | 776.3 | 763.3 | -1.7 |
| P5 | 776.3 | 763.3 | -1.7 |
| P4 | 776.3 | 763.3 | -1.7 |
| P3 | 776.3 | 763.3 | -1.7 |
| P2 | 776.3 | 763.3 | -1.7 |
| P1 | 776.3 | 763.3 | -1.7 |

Figura 34. Comparación entre fuerzas F_{px1} y F_{px2} .



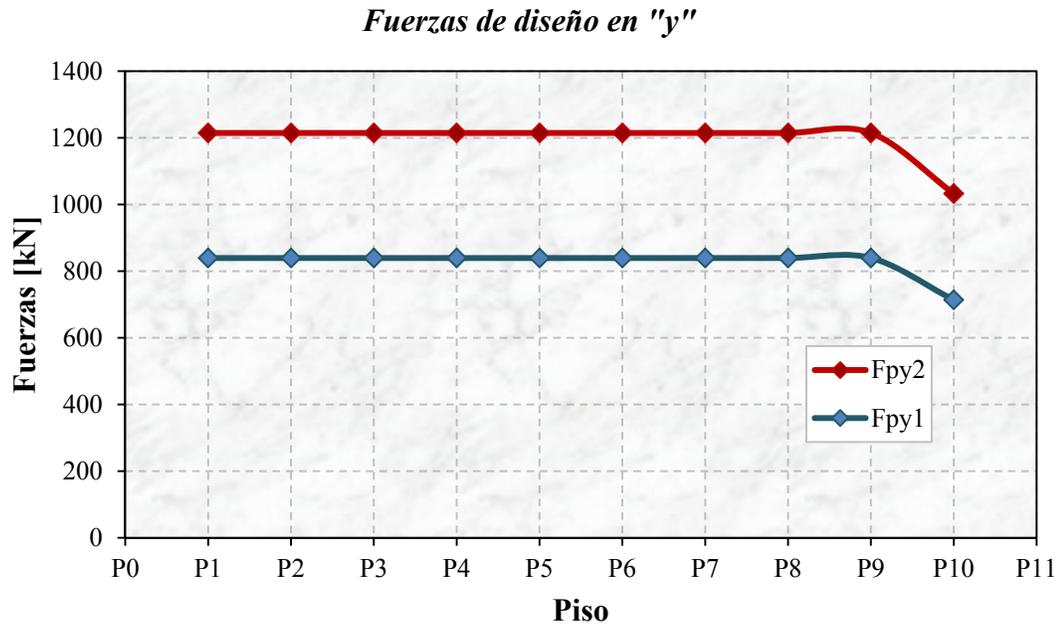
Resultados de fuerzas (F_{py1} , F_{py2})

F_{py1} → Fuerza para diseño del diafragma en dirección Y.

F_{py2} → Fuerza para diseño del diafragma (pórtico con pantallas) en dirección Y.

| Piso | F_{py1} kN | F_{py2} kN | % |
|------|--------------|--------------|------|
| P10 | 713.9 | 1032.9 | 44.7 |
| P9 | 839.6 | 1214.9 | 44.7 |
| P8 | 839.6 | 1214.9 | 44.7 |
| P7 | 839.6 | 1214.9 | 44.7 |
| P6 | 839.6 | 1214.9 | 44.7 |
| P5 | 839.6 | 1214.9 | 44.7 |
| P4 | 839.6 | 1214.9 | 44.7 |
| P3 | 839.6 | 1214.9 | 44.7 |
| P2 | 839.6 | 1214.9 | 44.7 |
| P1 | 839.6 | 1214.9 | 44.7 |

Figura 35. Comparación entre fuerzas F_{py1} y F_{py2} .



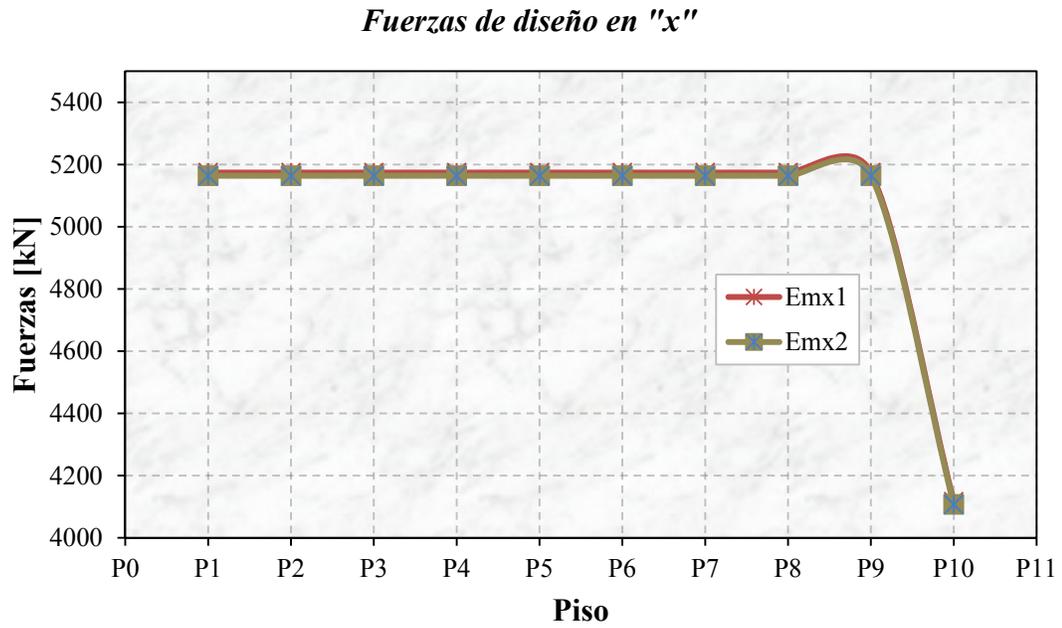
Resultados de fuerzas (Emx1, Emx2)

E_{mx1} → Fuerza para diseño de colectores en dirección X.

E_{mx2} → Fuerza para diseño de colectores (pórtico con pantallas) en dirección X.

| Piso | Emx1 kN | Emx2 kN | % |
|------|------------|------------|------|
| P10 | 4115.8 | 4107.6 | -0.2 |
| P9 | 5174.1 | 5163.8 | -0.2 |
| P8 | 5174.1 | 5163.8 | -0.2 |
| P7 | 5174.1 | 5163.8 | -0.2 |
| P6 | 5174.1 | 5163.8 | -0.2 |
| P5 | 5174.1 | 5163.8 | -0.2 |
| P4 | 5174.1 | 5163.8 | -0.2 |
| P3 | 5174.1 | 5163.8 | -0.2 |
| P2 | 5174.1 | 5163.8 | -0.2 |
| P1 | 5174.1 | 5163.8 | -0.2 |

Figura 36. Comparación entre fuerzas Emx_1 y Emx_2 .



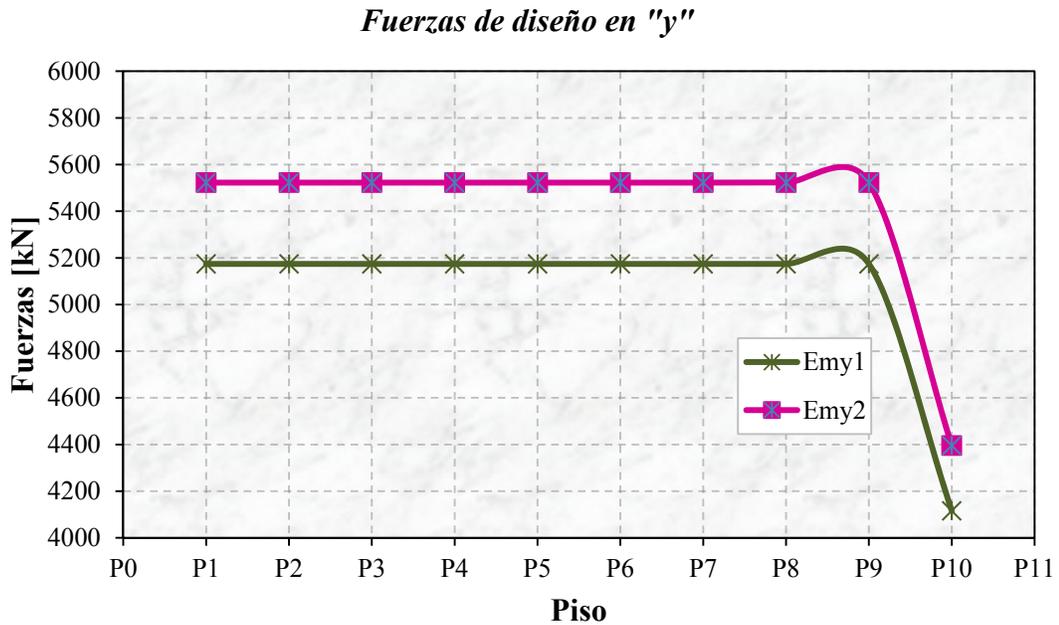
Resultados de fuerzas (Emy_1 , Emy_2)

Emy_1 → Fuerza para diseño de colectores en dirección Y.

Emy_2 → Fuerza para diseño de colectores (pórtico con pantallas) en dirección Y.

| Piso | Emy_1 kN | Emy_2 kN | % |
|------|---------------|---------------|-----|
| P10 | 4156.2 | 4395.5 | 5.8 |
| P9 | 5224.5 | 5522.9 | 5.7 |
| P8 | 5224.5 | 5522.9 | 5.7 |
| P7 | 5224.5 | 5522.9 | 5.7 |
| P6 | 5224.5 | 5522.9 | 5.7 |
| P5 | 5224.5 | 5522.9 | 5.7 |
| P4 | 5224.5 | 5522.9 | 5.7 |
| P3 | 5224.5 | 5522.9 | 5.7 |
| P2 | 5224.5 | 5522.9 | 5.7 |
| P1 | 5224.5 | 5522.9 | 5.7 |

Figura 37. Comparación entre fuerzas E_{my1} y E_{my2} .



✚ Con base en el diseño realizado del entrepiso como diafragma y atendiendo al objetivo principal de este trabajo, a continuación se indica las cantidades de acero y concreto para cada uno de los diseños realizados.

Cantidades para el diseño del entrepiso.

En la Tabla 19, se indican el peso/metro de cada una de algunas de las referencias de acero.

Tabla 19. Cuadro de pesos de acero.

| Item | Ref. | kg/m | kg |
|------------------------|-------|------|-------|
| Malla (5.0mm c/15cm) | M-131 | - | 29.26 |
| Malla (5.5mm c/15cm) | M-159 | - | 35.53 |
| Malla (6.0mm c/15cm) | M-188 | - | 42.18 |
| Estribos 3/8" | e#3 | 0.56 | - |
| Acero de refuerzo 3/8" | #3 | 0.56 | - |
| Acero de refuerzo 1/2" | #4 | 1.00 | - |
| Acero de refuerzo 5/8" | #5 | 1.56 | - |

En la Tabla 20, se presentan las cantidades de concreto calculadas de acuerdo con el diseño del entrepiso.

Tabla 20. Cantidades de concreto.

| Elemento | Cantidad | h eff | Área | Long. | Volumen |
|------------------------------|----------|--------------------------------|----------------|--------------|----------------|
| | un | m ³ /m ² | m ² | m | m ³ |
| 1. Losetas | | | | | |
| 1.1 Loseta superior | 24 | 0.050 | 593.34 | - | 29.67 |
| 1.2 Loseta inferior | 16 | 0.020 | | - | 11.87 |
| 2. Viguetas (b=0.15m) | | | | | |
| 2.1 Tipo I | 24 | 0.380 | 0.057 | 15.80 | 8.21 |
| 2.2 Tipo II | 16 | 0.380 | 0.057 | 12.975 | 4.50 |
| 2.3 Tipo III | 5 | 0.380 | 0.057 | 8.575 | 0.93 |
| | | | | Total | 41.53 |

A continuación se presenta las cantidades de acero para el diseño convencional del entrepiso.

Tabla 21. Cantidades de acero.

| Elemento | Observ. | Acero | N°Elem. | Cantidad | Long. | 3/8" | 1/2" | 5/8" | M-131 | M-159 | M-188 |
|------------------|-----------------------------------|-------|---------|----------|-------|---------|------|---------|---------|-------|-------|
| | | | un | un | m | | | | | | |
| | % desperdicio | | | | | 3% | 3% | 5% | 3% | 3% | 3% |
| | Factor conversión de acero (kg/m) | | | | | 0.58 | 1.02 | 1.56 | 29.26 | 35.53 | 42.18 |
| Vigueta tipo I | Bastones | 5/8" | 24 | 2 | 20.0 | - | - | 960.00 | - | - | - |
| | Recto | 5/8" | 24 | 2 | 17.0 | - | - | 816.00 | - | - | - |
| | Estribos | 3/8" | 24 | 98 | 1.08 | 2540.16 | - | - | - | - | - |
| Vigueta tipo II | Bastones | 5/8" | 16 | 2 | 20.5 | - | - | 656.00 | - | - | - |
| | Recto | 5/8" | 16 | 2 | 10.5 | - | - | 336.00 | - | - | - |
| | Estribos | 3/8" | 16 | 82 | 1.08 | 1416.96 | - | - | - | - | - |
| Vigueta tipo III | Bastones | 5/8" | 5 | 2 | 20.0 | - | - | 200.00 | - | - | - |
| | Recto | 5/8" | 5 | 2 | 0.0 | - | - | 0.00 | - | - | - |
| | Estribos | 3/8" | 5 | 53 | 1.08 | 286.20 | - | - | - | - | - |
| Loseta superior | Temperatura | M-131 | 1 | 50 | - | - | - | 50.0 | - | - | |
| Totales en m | - | - | - | - | - | 4243.32 | 0.00 | 2968.00 | 50.00 | 0.00 | 0.00 |
| Totales en kg | - | - | - | - | - | 2534.96 | 0.00 | 4861.58 | 1506.89 | 0.00 | 0.00 |

A continuación se presentan las cantidades de acero para el diseño del entrepiso como diafragma.

Tabla 22. Cantidades de acero “diafragma”

| Elemento | Observ. | Acero | N°Elem. | Cantidad | Long. | 3/8" | 1/2" | 5/8" | M-131 | M-159 | M-188 |
|------------------|-----------------------------------|-------|---------|----------|-------|---------|------|---------|---------|-------|-------|
| | | | un | un | m | | | | | | |
| | % desperdicio | | | | | 3% | 3% | 5% | 3% | 3% | 3% |
| | Factor conversión de acero (kg/m) | | | | | 0.58 | 1.02 | 1.56 | 29.26 | 35.53 | 42.18 |
| Vigueta tipo I | Bastones | 5/8" | 24 | 2 | 20.0 | - | - | 960.00 | - | - | - |
| | Recto | 5/8" | 24 | 2 | 17.0 | - | - | 816.00 | - | - | - |
| | Estribos | 3/8" | 24 | 98 | 1.08 | 2540.16 | - | - | - | - | - |
| Vigueta tipo II | Bastones | 5/8" | 16 | 2 | 20.5 | - | - | 656.00 | - | - | - |
| | Recto | 5/8" | 16 | 2 | 10.5 | - | - | 336.00 | - | - | - |
| | Estribos | 3/8" | 16 | 82 | 1.08 | 1416.96 | - | - | - | - | - |
| Vigueta tipo III | Bastones | 5/8" | 5 | 2 | 20.0 | - | - | 200.00 | - | - | - |
| | Recto | 5/8" | 5 | 2 | 0.0 | - | - | 0.00 | - | - | - |
| | Estribos | 3/8" | 5 | 53 | 1.08 | 286.20 | - | - | - | - | - |
| Loseta superior | Temperatura | M-131 | 1 | 50 | - | - | - | 50.0 | - | - | |
| Cuerdas | Compresión | 3/8" | 1 | 10 | 37.8 | 378.00 | - | - | - | - | - |
| | Tracción L ₁ | 3/8" | 1 | 10 | 22.7 | 227.00 | - | - | - | - | - |
| | Tracción L ₂ | 3/8" | 1 | 8 | 26.0 | 208.00 | - | - | - | - | - |
| Colectores | Compresión | 3/8" | 1 | 7 | 15.3 | 107.10 | - | - | - | - | - |
| | Tracción | 3/8" | 1 | 7 | 12.6 | 88.20 | - | - | - | - | - |
| Espigos | Izquierdo | 3/8" | 1 | 24 | 1.0 | 24.00 | - | - | - | - | - |
| | Derecho | 3/8" | 1 | 24 | 1.0 | 24.00 | - | - | - | - | - |
| Totales en m | - | - | - | - | - | 5299.62 | 0.00 | 2968.00 | 50.00 | 0.00 | 0.00 |
| Totales en kg | - | - | - | - | - | 3165.99 | 0.00 | 4861.58 | 1506.89 | 0.00 | 0.00 |

Cantidades totales para el diseño del entrepiso.

- Cantidades totales de acero para el diseño del entrepiso convencional.

| | |
|----------------------|---------|
| Totales en kg | 8903.43 |
|----------------------|---------|

- Cantidades totales de acero para el diseño del entrepiso como diafragma.

| | |
|----------------------|---------|
| Totales en kg | 9534.47 |
|----------------------|---------|

- Diferencia de acero.

| | |
|----------------------|--------|
| Diferencia kg | 631.03 |
|----------------------|--------|

6. CONCLUSIONES

Teniendo en cuenta el estudio realizado sobre el entrepiso como diafragma, a continuación se exponen las principales conclusiones y recomendaciones:

✚ Según los resultados de las fuerzas calculadas siguiendo las recomendaciones del código ASCE 7-10 tanto para el sistema aporticado como para el sistema con pantallas y teniendo en cuenta las comparaciones realizadas entre las fuerzas obtenidas para el diseño del diafragma y colectores se puede concluir que:

- Las fuerzas para el diseño de colectores E_m , tanto en dirección “x” como en dirección “y”, son elevadas comparándolas con las fuerzas para el diseño del diafragma F_p .
- El efecto de colocar las pantallas laterales incrementa la carga sísmica para el diseño del diafragma en dirección “y” (F_{py}), pero no produce ningún incremento significativo de carga sísmica en dirección “x” (F_{px}).
- Por lado el efecto de colocar las pantallas laterales no produce ningún incremento significativo de carga sísmica, E_m , para el diseño de colectores.

✚ Del análisis del diafragma mediante el método de elementos finitos, se pudo concluir que:

- La aplicación de la fuerza F_{py} , arrojó como resultado tracciones de 5.0kN/m y compresiones -7.0kN/m en los puntos extremos del diafragma, lo que confirma su comportamiento como viga.

-
- Los cortantes (kN/m) en el diafragma ante la fuerza F_{py} en el sistema con pantallas, son aproximadamente 3.5 veces con respecto al sistema netamente aporticado, lo que demuestra que el aporte de rigidez de las pantallas, aumenta la sollicitación en ese sentido.
 - En general, con base en la configuración planteada del diafragma (relación largo y ancho), se pudo establecer que la dirección de carga más conveniente para realizar el diseño corresponde a la dirección “y”, debido a que el análisis demostró las sollicitaciones más desfavorables en ese sentido.
- ✚ Con base en la aplicación del reglamento ACI 318-14 para el diseño del diafragma se pudo concluir que:
- Como era de esperarse, se apreció un aumento del acero del entrepiso asumiendo el comportamiento de diafragma y esto principalmente se debe al diseño para resistir fuerzas sísmicas.
 - La fuerza actuante en dirección “y”, tiende a deformar al diafragma en su plano, es por eso que las cuerdas fueron diseñadas para resistir la tensión y compresión asociadas a dicha fuerza, si se cambiara el sentido de la fuerza lateral, cada cuerda debería ser diseñar para que trabajen tanto en compresión como en tensión.
 - El refuerzo de las cuerdas debe seguir el perfil del diafragma alrededor de las esquinas entrante. El refuerzo de tensión debe extenderse como mínimo una longitud de desarrollo para transferir las fuerzas al diafragma.
 - Para asumir el cortante por fricción generado en el modelo con pantallas, fue necesario disponer de espigos en toda la longitud del
-

muro, extendiéndolos en todo el ancho del colector, de manera que los colectores puedan transferir dichas fuerzas a los elementos verticales de resistencia sísmica.

- En las zonas del alrededor del vacío se pudo observar gran concentración de esfuerzos, por eso la norma aclara que en esos puntos se debe proporcionar el refuerzo por confinamiento necesario hasta donde los esfuerzos axiales sean menores que $0.2f'_c$. Se debe incrementar el espesor de la losa si se dificulta el armado del refuerzo en esa zona.

✚ Los resultados obtenidos corresponden a los alcances que se tendrían al utilizar el reglamento ACI 318-14. Estos resultados corresponden a un estudio inicial de diafragma que permite al lector orientarse en las metodologías y requisitos de diseño.

✚ El análisis, diseño y construcción de edificios debe tener en cuenta el comportamiento del sistema de entrepiso como diafragma. Aunque puede aumentar el costo debido a la variación del refuerzo, son múltiples las funciones que ayudarían a un mayor desempeño del sistema de resistencia sísmica ante un evento sísmico.

✚ El uso de elementos como cuerdas y colectores, son indispensables para garantizar la transferencia de fuerza a los elementos verticales mejorando el comportamiento del sistema de resistencia sísmica, su utilización debe ser evaluada con los resultados obtenidos de la aplicación de cualquiera de los métodos acá mencionados.

-
- ✚ En un sistema compuesto por muros estructurales, se podría evidenciar netamente la función de los colectores, y la fuerza de éste debe ser transferida al refuerzo horizontal del muro, que a su vez la distribuirá en toda la longitud del muro.
 - ✚ Se debe cuidar que la resistencia de entrepiso se presente de manera proporcional en toda la altura, evitando cambios bruscos en resistencias y rigideces.
 - ✚ El método de elementos finitos sirve de gran ayuda para obtener las trayectorias de los esfuerzos principales en toda la estructura, se pueden obtener los campos de esfuerzos de compresión y tensión, los cuales ayudan a definir los anchos de los puntales y tirantes para aplicar el método de puntal – tensor en el diseño del diafragma.
 - ✚ Es importante resaltar que las investigaciones sobre el comportamiento del diafragma se han venido aumentando y que solo hasta hace algunos años las normativas internacionales han reglamentado los requisitos mínimos de diseño para su construcción.

7. RECOMENDACIONES

- ✚ Se recomienda llevar a cabo el análisis y diseño del diafragma con base en el empleo del método del puntal – tensor, que es un procedimiento eficiente para definir la distribución y cantidad de refuerzo requerido.
- ✚ Se recomienda llevar a cabo el análisis y diseño del diafragma con otro tipo de losa: maciza o aligerada en dos direcciones, para observar su comportamiento y las variaciones de las cantidades de acero requeridas con el reglamento ACI 318-14.
- ✚ Se recomienda tener cuidado con el espesor mínimo de diafragma que indica el ACI 318-14 (**50mm**), debido a que esa sección pueda ser insuficiente para ubicar el acero correspondiente a las cuerdas de tracción o compresión dentro del concreto.

BIBLIOGRAFÍA

- ✚ ACI (2014), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-14, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

- ✚ ALVES, Jaime Jover y LARES, Patricia. Análisis dinámico de una estructura irregular empleando el programa de cálculo ETABS. Trabajo de grado Ingeniero Civil. Caracas: Universidad Nueva Esparta. Facultad de Ingeniería, 2011. 128 p.

- ✚ ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. NSR-10, Bogotá D.C., 2010.

- ✚ ASOCIACIÓN NACIONAL DE INDUSTRIALES DE VIGUETA PRETENSADA, ANIVIP, Manual de Diseño Estructural de Sistemas de Piso a Base de Vigueta Pretensada y Bovedilla.

- ✚ ASOCIACIÓN NACIONAL DE INDUSTRIALES DE VIGUETA PRETENSADA, ANIVIP, Propuesta para el diseño sísmico del Sistema de piso. http://issuu.com/cyn.bt/docs/anivip_cat_logo.

- ✚ CARNICERO, A. Introducción al Método de los Elementos Finitos. Instituto de Investigación Tecnológica, Universidad Pontificia Comillas. Madrid, 2013.

-
- ✚ CASTILLO, C. A. Estudios analíticos y experimentales de ménsulas en extremos de vigas de concreto reforzado, Universidad Nacional Autónoma de México, 2007.

 - ✚ CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA. (6: 29-31, Mayo, 2013: Bucaramanga, Colombia). Memorias. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2013. 1394 p.

 - ✚ INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C, Reorganización del ACI 318-14. Construcción y Tecnología en Concreto, p. 46-49.

 - ✚ MC CORMAC, J. Diseño concreto reforzado. Séptima Edición. México, Editorial Alfaomega, 2011.

 - ✚ MOEHLE, J., et al. Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3 (NIST GCR 10-917-4).

 - ✚ PORTABELLA, C., M. Un procedimiento para cálculo de estructuras por el método de elementos finitos con error prefijado utilizando refinamiento de malla adaptativo. Tesis de especialidad. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2014.

-
- ✚ CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL. (15: 2006: Puerto Vallarta, Jalisco). Aplicación del método de puntales y tensores en el diseño estructural de diafragmas con aberturas utilizados en puentes formados por travesaños cajón. Memorias. Puerto Vallarta, Jalisco.

 - ✚ ZAMORA, P. Herramienta de cálculo por el método de bielas y tirantes, Universidad Politécnica de Catalunya, 2010.

ANEXOS

ANEXO A. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

➤ Criterios de diseño.

La metodología de análisis estructural a emplear en el modelo para el diseño de la estructura será la del análisis dinámico elástico espectral establecida en el Capítulo A.5 del “Reglamento Colombiano de Diseño y Construcción Sismo-Resistente” NSR-10, considerando el espectro elástico de diseño establecido en el Capítulo A.2.

El diseño de las losas de entrepiso se hará utilizando el método de elementos finitos y puntal-tensor, considerando las combinaciones de carga contenidas en el Título B del NSR-10. Para las combinaciones de carga se considera las fuerzas sísmicas sin ser reducidas por el coeficiente de disipación sísmica de la estructura.

Predimensionamiento estructural.

| <i>Paso 1 — Predimensionamiento y coordinación con los otros profesionales</i> | |
|---|---|
| Definición del sistema estructural, dimensiones tentativas para evaluar preliminarmente las diferentes solicitaciones tales como: la masa de la estructura, las cargas muertas, las cargas vivas, los efectos sísmicos, y las fuerzas de viento. Estas dimensiones preliminares se coordinan con los otros profesionales que participan en el diseño. | Además de la coordinación con otros profesionales respecto al proyecto, debe establecerse si la intervención está comprendida dentro del alcance dado en A.10.1.3. Si está cubierto, se deben realizar las etapas 1 y 2 de A.10.1.4 y con esa información se debe realizar la etapa 3 de ese numeral. |

Teniendo en cuenta la configuración de la edificación, con un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, se procede a predimensionar los elementos tales como vigas, columnas y losas de entrepiso que serán aligeradas.

Columnas

El tamaño de las secciones de las columnas de concreto para estructuras con capacidad de disipación de energía, DES, deben cumplir con lo previsto en **C.21.6.1.1** de la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-10 la cual indica: *“la menor dimensión de la sección del elemento, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico de la sección, no debe*

ser menor de 30 cm...” Además la sección C.21.6.1.2 aclara: “la relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no puede ser menor a 0.4.”

Con base en lo anterior se procede a plantear una dimensión inicial de columnas de 60 cm de base y 60 cm de altura.

Vigas

Para las vigas peraltadas la regla práctica recomienda trabajar con peraltes del orden de un décimo o un doceavo de la luz libre, ln , entre apoyos. En este caso luces de 5.80 m, por lo que la dimensión del peralte a utilizar es de 50 cm para todas las vigas.

Según la sección C.21.5.1.3 el ancho de la viga, bw , no debe ser menor que el más pequeño de $0.3h$ y 250 mm . En este caso se utilizará un ancho de 500mm .

Losa de entrepiso

Para el caso la Norma Colombiana distingue varios casos a saber: placas macizas, placas aligeradas (armadas en una o dos direcciones), potencial de daño de los acabados o muros colocados sobre la placa y el tipo de acero de refuerzo a utilizar. Esto se presenta entonces de forma muy clara en la tabla C.9.5.a de la NSR-10.

Teniendo en cuenta el objeto de estudio de este trabajo, el sistema de entrepiso más apropiado para estructurar la losa es el de armado en una dirección. Para deducir su peso será empleada una losa aligerada, y como aligerantes se usarán casetones de madera no recuperables.

I. Análisis Espesor de Losa Aligerada.

Tabla A.1. Análisis de espesor de losa aligerada.

| | Luz libre m | Espesor C.9.5(a) | Espesor CR.9.5 |
|------------------------|----------------|---------------------|-------------------|
| Simplemente apoyado | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| Un apoyo continuo | 4.40 | 0.24 | 0.37 |
| Ambos apoyos continuos | 6.50 | 0.31 | 0.46 |
| Voladizos | 1.20 | 0.15 | 0.24 |

II. Dimensionamiento.

Figura A.1. Sección tipo de losa aligerada.

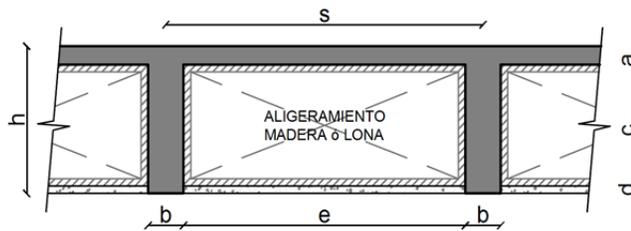


Tabla A.2. Dimensionamiento de losa aligerada.

| | | | | | |
|----------------------------|-------|------------------------------|--------------------|-------|------------------|
| h [m] | 0.45 | Espesor de losa en concreto | c [m] | 0.380 | Altura de viga |
| b [m] | 0.15 | Espesor de viguetas C.8.13.2 | e [m] | 0.65 | Separación libre |
| s [m] | 0.80 | Separación viguetas C.8.13.3 | c < 5b | O.K! | C.8.13.2 |
| a [m] | 0.050 | Espesor de loseta | s < 2.5h | O.K! | C.8.13.3 |
| d [m] | 0.020 | Recubrimiento inferior | a ≥ e/20 | O.K! | C.8.13.5.2 |
| l [m] | 4.00 | Separación riostra | | | |
| C [m/m²] | 0.141 | Consumo de concreto | | | |

Evaluación de cargas de la estructura.

| Paso 2 — Evaluación de las solicitudes definitivas | |
|---|--|
| Con las dimensiones de los elementos de la estructura definidas como resultado del paso 1, se evalúan todas las solicitudes que pueden afectar la edificación de acuerdo con los requisitos del Título B del Reglamento. Estas incluyen: el efecto gravitacional de la masa de los elementos estructurales, o peso propio, las cargas de acabados y elementos no estructurales, las cargas muertas, las fuerzas de viento, las deformaciones impuestas por efectos reológicos de los materiales estructurales y asentamientos del suelo que da apoyo a la fundación. Así mismo se debe determinar la masa de la edificación y su contenido cuando así lo exige el Reglamento, la cual será empleada en la determinación de los efectos sísmicos, de acuerdo con los pasos siguientes. | Se debe realizar la etapa 4 de A.10.1.4 donde, entre otros aspectos, se debe determinar una información real análoga a la exigida para edificaciones nuevas, pero con base en la edificación existente de acuerdo con lo indicado en A.10.4.2.6. |

A continuación, se describirán las principales cargas que están descritas en la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, solo se definen las que se utilizarán en este trabajo como son: Carga Muerta, Carga Viva y Fuerza Sísmica.

Carga muerta en losa típica.

Las cargas muertas se calculan de acuerdo con el peso propio de todos los elementos considerados a partir de la masa de los materiales según la densidad utilizando para ello los valores mínimos establecidos en el Título B, tabla B.3.2-1 y las cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales y verticales del Reglamento NSR-10. A continuación se describen las cargas muertas consideradas para el análisis.

La sección representativa de la losa es la indicada en la figura inferior, ella será tomada como base para evaluar las cargas gravitacionales. Para las cargas producidas por acabados y particiones se adoptarán los valores mínimos sugeridos por la NSR-10.

Tabla A.3. Cálculo de carga muerta sobre losa típica.

| Carga Muerta [W_D] | kgf/m² | kN/m² |
|-------------------------------------|--------------------------|-------------------------|
| Peso loseta | 120 | 1.18 |
| Peso alma viguetas | 171.0 | 1.68 |
| Peso recubrimiento | 48.0 | 0.47 |
| Peso casetón | 30 | 0.29 |
| Acabados | 160 | 1.57 |
| Muros divisorios (Mampostería) | 300 | 2.94 |
| | 829 | 8.13 |

Carga muerta en losa de cubierta.

Tabla A.4. Cálculo de carga muerta sobre losa de cubierta.

| Carga Muerta [W_D] | kgf/m² | kN/m² |
|-------------------------------------|--------------------------|-------------------------|
| Peso loseta | 120 | 1.18 |
| Peso alma viguetas | 171.0 | 1.68 |
| Peso recubrimiento | 48.0 | 0.47 |
| Peso casetón | 30 | 0.29 |
| Acabados | 160 | 1.57 |
| Muros divisorios (Mampostería) | 150 | 1.47 |
| | 679 | 6.66 |

Carga viva.

De acuerdo con el uso que tendrá la edificación se definieron las cargas vivas a utilizar en el diseño fueron definidos los siguientes usos con sus respectivas cargas vivas según la tabla B.4.2.1-1 del Reglamento NSR-10.

Tabla A.5. Cálculo de carga viva sobre losas.

| Carga Viva [CV] | kgf/m² | kN/m² |
|------------------------|--------------------------|-------------------------|
| Losa típica | 180 | 1.77 |
| Losa cubierta | 180 | 1.77 |

Obtención del nivel amenaza sísmica y los valores A_a y A_v .

| Paso 3 — Obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de A_a y A_v | |
|---|--|
| Este paso consiste en localizar el lugar donde se construirá la edificación dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en el Capítulo A.2 del Reglamento y en determinar el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con los valores de los parámetros A_a y A_v obtenidos en los mapas de zonificación sísmica del Capítulo A.2. El nivel de amenaza sísmica se clasificará como alta, intermedia o baja. En el Apéndice A-4 se presenta una enumeración de los municipios colombianos, con su definición de la zona de amenaza sísmica, y los valores de los parámetros A_a y A_v , entre otros. | Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes los movimientos sísmicos de diseño se determinan de igual forma que para edificaciones nuevas, con la excepción de las edificaciones a las cuales el Reglamento les permite acogerse al uso de movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada para rehabilitación sísmica. Para el uso de movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada debe consultarse A.10.9.2.5, el cual solo aplica a edificaciones declaradas como patrimonio histórico y bajo las condiciones impuestas allí. En este caso se permite el uso de A_e , en vez de los valores de A_a y A_v tal como se indica en A.10.3. |

Caracterización sísmica.

La edificación este ubicada la ciudad de Bucaramanga, Santander; con esta ubicación geográfica y el estudio de suelos se determinara cual es la aceleración pico efectiva según la NSR-10.

Zona de amenaza sísmica

Según la Tabla A.2.3-1 NSR-10 la edificación se encuentra en zona de amenaza sísmica alta, en donde A_a o A_v , o ambos, son mayores que 0.20.

Coefficientes A_a y A_v .

Los coeficientes de aceleración horizontal pico efectiva (A_a) y de velocidad horizontal pico efectiva (A_v) fueron seleccionados de las Figura A.2.3-2 Y A.2.3-3 (NSR-10), y son los que se presentan a continuación, de acuerdo al lugar de ejecución para el presente proyecto.

- Aceleración horizontal pico efectiva (A_a): 0.25.
- Velocidad horizontal pico efectiva (A_v): 0.25.

Movimientos sísmicos de diseño.

| Paso 4 — Movimientos sísmicos de diseño | |
|--|--|
| <p>Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2 del Reglamento y, en el caso de Edificaciones cubiertas por A.1.2.3.3, con los requisitos del Capítulo A.12 del Reglamento, tomando en cuenta:</p> <ul style="list-style-type: none">(a) La amenaza sísmica para el lugar determinada en el paso 3, expresada a través de los parámetros A_a y A_v, o A_d, según sea el caso, los cuales representan la aceleración horizontal pico efectiva y la velocidad horizontal pico efectiva expresada en términos de aceleración del sismo de diseño,(b) Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de unos coeficientes de sitio F_a y F_v, y(c) La importancia de la edificación para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo a través de un coeficiente de importancia I. <p>Las características de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de un espectro elástico de diseño. El Reglamento contempla descripciones alternativas del sismo de diseño, ya sea a través de familias de acelerogramas, o bien por medio de expresiones derivadas de estudios de microzonificación sísmica, las cuales deben determinarse siguiendo los requisitos dados en el Capítulo A.2.</p> | <p>Se deben seguir el mismo procedimiento que para edificaciones nuevas. Para el caso de edificaciones declaradas como patrimonio histórico y bajo las condiciones que lo permite A.10.9.2.5 se pueden utilizar los movimientos sísmicos para el nivel de seguridad limitada definido en A.10.3.</p> |

- El perfil de suelo asumido se clasificó como tipo C.

Coefficientes F_a y F_v .

Según la Tabla A.6, se dan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos del orden de T_0 , como muestra la figura **A.2.4-1**. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.6. Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro.

| Tipo de Perfil | Intensidad de los movimientos sísmicos | | | | |
|----------------|--|-------------|-------------|-------------|----------------|
| | $A_a \leq 0.1$ | $A_a = 0.2$ | $A_a = 0.3$ | $A_a = 0.4$ | $A_a \geq 0.5$ |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| C | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1.0 |
| E | 2.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.9 |
| F | véase nota | véase nota | véase nota | Véase nota | véase nota |

Fuente: NSR-10.

Según la tabla 9, se dan los valores del coeficiente F_v que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos intermedios del orden de 1.0s. Estos coeficientes se presentan también en la figura **A.2.4-2**. Para valores intermedios de A_a se permite interpolar linealmente entre valores del mismo tipo de perfil.

Tabla A.7. Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro.

| Tipo de Perfil | Intensidad de los movimientos sísmicos | | | | |
|----------------|--|-------------|-------------|-------------|----------------|
| | $A_v \leq 0.1$ | $A_v = 0.2$ | $A_v = 0.3$ | $A_v = 0.4$ | $A_v \geq 0.5$ |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| C | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.3 |
| D | 2.4 | 2.0 | 1.8 | 1.6 | 1.5 |
| E | 3.5 | 3.2 | 2.8 | 2.4 | 2.4 |
| F | véase nota | véase nota | véase nota | Véase nota | véase nota |

Fuente: NSR-10.

- Coeficiente de amplificación del suelo para periodos cortos (F_a): 1.15
- Coeficiente de amplificación del suelo para periodos intermedios (F_v): 1.55

Características de la estructuración y del material estructural empleado.

| Paso 5 — Características de la estructuración y del material estructural empleado | |
|---|---|
| El sistema estructural de resistencia sísmica de la edificación debe clasificarse dentro de uno de los sistemas estructurales prescritos en el Capítulo A.3: sistema de muros de carga, sistema combinado, sistema de pórtico, o sistema dual. El Reglamento define limitaciones en el empleo de los sistemas estructurales de resistencia sísmica en función de la zona de amenaza sísmica donde se encuentre localizada la edificación, del tipo de material estructural empleado (concreto estructural, estructura metálica, mampostería estructural, o madera), de la forma misma como se disponga el material en los elementos estructurales según esté en posibilidad de responder adecuadamente ante movimientos sísmicos como los esperados por medio de su capacidad de disipación de energía, la cual puede ser especial (<i>DES</i>), moderada (<i>DMO</i>) o mínima (<i>DMI</i>); de la altura de la edificación, y de su grado de irregularidad. | Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes se debe determinar, de acuerdo con las características del sistema estructural empleado originalmente en su construcción, una correspondencia con los sistemas estructurales que se permiten para edificaciones nuevas de acuerdo con lo prescrito en A.10.4.2. |

La estructura de este trabajo se desarrolló bajo las especificaciones de un sistema estructural de pórtico resistente a momentos, en concreto reforzado, con capacidad de disipación de energía (**DES**) para el control de resistencia de cargas verticales. Esto es debido a que la edificación se encuentra localizada en la ciudad de Bucaramanga, lo cual indica que se ubica en una zona de amenaza sísmica alta.

Especificaciones de los materiales

A continuación se describe los concretos utilizados para los diferentes elementos:

Concretos

- Columnas y Muros: $f'_c = 28 \text{ MPa}$ (280 kg/cm^2)
- Vigas de entepiso: $f'_c = 28 \text{ MPa}$ (280 kg/cm^2)
- Losas de entepiso: $f'_c = 28 \text{ MPa}$ (280 kg/cm^2)

Refuerzo

- Longitudinal o principal grado 60: $f_y = 420 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm^2)
- Transversal o secundario grado 60: $f_y = 420 \text{ MPa}$ (4200 kg/cm^2)

Para el cálculo del peso propio de los elementos se ha calculado considerando un peso específico del concreto de 2400 kg/m^3 .

Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis.

| Paso 6 — Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis | |
|--|---|
| Definición del procedimiento de análisis sísmico de la estructura de acuerdo con la regularidad o irregularidad de la configuración de la edificación, tanto en planta como en alzado, su grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, su altura, las características del suelo en el lugar, y el nivel de amenaza sísmica, siguiendo los preceptos dados en el Capítulo A.3 de este Reglamento. | Se aplican los mismos principios que para edificaciones nuevas. |

Procedimiento de análisis sísmico.

Para esta edificación se usa el método de análisis dinámico elástico espectral siguiendo el procedimiento que se indica en el capítulo A.5.4 de la NSR-10.

A.5.4 — Análisis Dinámico Elástico Espectral

A.5.4.1 — Metodología del Análisis — Deben tenerse en cuenta los siguientes requisitos, cuando se utilice el método de análisis dinámico elástico espectral:

(a) Obtención de los modos de vibración — Los modos de vibración deben obtenerse utilizando metodologías establecidas de dinámica estructural. Deben utilizarse todos los modos de vibración de la estructura que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la misma, cumpliendo los requisitos de A.5.4.2. (NSR-10).

(b) Respuesta espectral modal — La respuesta máxima de cada modo se obtiene utilizando las ordenadas del espectro de diseño definido en A.5.3.2 (NSR-10), para el período de vibración propio del modo.

(c) Respuesta total — Las respuestas máximas modales, incluyendo las de deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, se combinan de una manera estadística para obtener la respuesta total de la estructura a los movimientos sísmicos de diseño. Deben cumplirse los requisitos de A.5.4.4 (NSR-10) en la combinación estadística de las respuestas modales máximas.

(d) Ajuste de los resultados — Si los resultados de la respuesta total son menores que los valores mínimos prescritos en A.5.4.5 (NSR-10), los resultados totales del análisis dinámico deben ser ajustados como se indica allí. El ajuste debe cubrir todos los resultados del análisis dinámico, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos.

(e) Evaluación de las derivas — Se debe verificar que las derivas totales obtenidas, debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.4.5 (NSR-10), no excedan los límites establecidos en el Capítulo A.6 (NSR-10).

(f) Fuerzas de diseño en los elementos — Las fuerzas sísmicas internas totales de los elementos, F_s , debidamente ajustadas de acuerdo con los requisitos de A.5.4.5 (NSR-10), se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad y la ausencia de redundancia según los requisitos de A.3.3.3 (NSR-10), para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E , y se combinan con las otras cargas prescritas por este Reglamento, de acuerdo con el Título B (NSR-10).

(g) Diseño de los elementos estructurales — Los elementos estructurales se diseñan y detallan siguiendo los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía correspondiente del material, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.3 (NSR-10).

Este método tiene la ventaja de tener en cuenta todos los modos de vibración de la estructura, siendo más preciso en sus resultados y diferenciando las cortantes basales para cada dirección de la estructura, según su disposición geométrica y de masas.

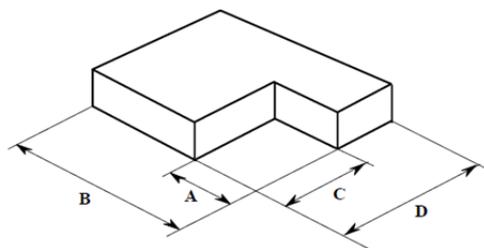
También se realizará la corrección por cortante basal, que consiste en comparar la cortante basal encontrada por el método de fuerza horizontal equivalente con la encontrada con el método de análisis dinámico.

Grado de irregularidad de la estructura.

Retrocesos excesivos en las esquinas (2P)

La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.

Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$
 $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$



| | |
|--------------|--------------|
| A [m] | 20.70 |
| B [m] | 44.40 |
| C [m] | 2.83 |
| D [m] | 15.80 |

Dimensión longitudinal retroceso.
 Dimensión longitudinal.
 Dimensión transversal retroceso.
 Dimensión transversal.

| | |
|------------------|------|
| 0.15B [m] | 6.66 |
| 0.15D [m] | 2.37 |

| | |
|---------------------|----|
| A > 0.15B | SI |
| C > 0.15D | SI |

| | |
|----------------------------|------------|
| ϕ_P | 0.9 |
|----------------------------|------------|

Tabla A.8. Coeficientes de reducción de la capacidad de disipación de energía.

| | | |
|----------|-----|--|
| ϕ_p | 0.9 | Reducción por Irregularidad en Planta |
| ϕ_a | 1.0 | Reducción por Irregularidad en Altura |
| ϕ_r | 1.0 | Reducción por Ausencia de Redundancia. |

Determinación de las fuerzas sísmicas.

| Paso 7 — Determinación de las fuerzas sísmicas | |
|---|--|
| Obtención de las fuerzas sísmicas, F_s , que deben aplicarse a la estructura para lo cual deben usarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el paso 4. | Dentro del alcance de la etapa 4 de A.10.4.1, para las edificaciones existentes se determinan unas solicitaciones equivalentes a las de edificaciones nuevas, pero ajustadas a las propiedades de la estructura existente. Véase A.10.4.2. |

La fuerza sísmica que se pide en este caso se debe hacer mediante el espectro de diseño para cada modo como se muestra continuación.

Resumen de parámetros sísmicos.

Para cuantificar la carga sísmica, la norma NSR-10 se basa en parámetros específicos de la estructura en estudio. A continuación se definen dichos parámetros y sus valores para realizar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura. Estos parámetros se definieron en numerales anteriores, para ambas direcciones.

I. Localización y Zona de Amenaza Sísmica

| | | |
|------------------------|-------------|---|
| Ciudad | Bucaramanga | |
| Amenaza sísmica | Alta | |
| Aa | 0.25 | Parámetro con base en la Aceleración Pico Efectiva. |
| Av | 0.25 | Parámetro con base en la Velocidad Pico Efectiva. |

II. Parámetros del Perfil del Suelo

| | | |
|-----------------------|------|------------------------------------|
| Tipo de Perfil | C | Clasificación del Perfil de Suelo. |
| Fa | 1.15 | Coefficiente de Amplificación Fa. |
| Fv | 1.55 | Coefficiente de Amplificación Fv. |

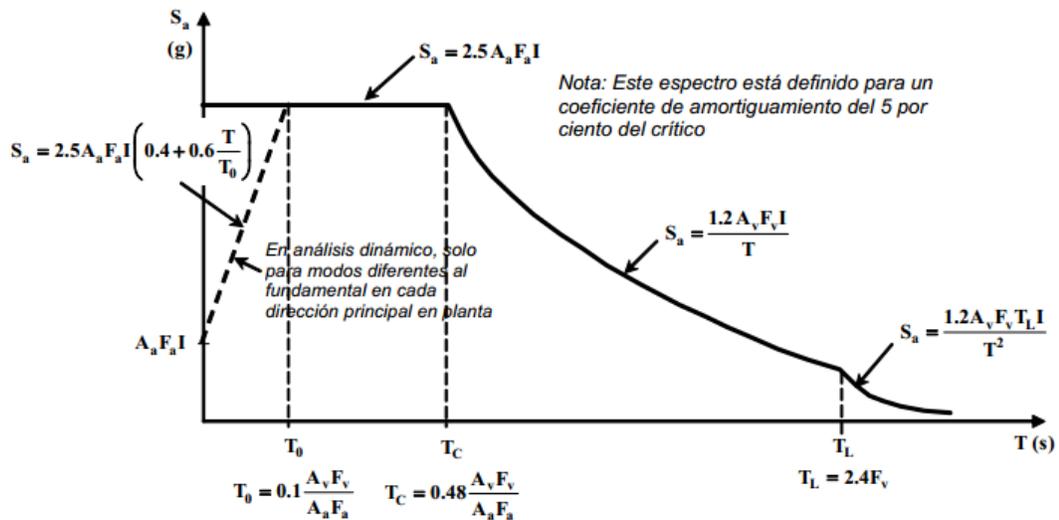
III. Características de la Estructura

| | | |
|-----------------------|---|---|
| Grupo de Uso | I | |
| I | 1.0 | Coefficiente de Importancia. |
| Sistema estructural | Pórticos de Hormigón Resistentes a Momentos | |
| Disipación de energía | DES | Capacidad de Disipación de Energía Especial |

IV. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño

| | | |
|----------------------|-------|--|
| h [m] | 28.0 | Altura Total de la Estructura. |
| C _t | 0.047 | Parámetro para el cálculo del periodo. |
| α | 0.90 | Parámetro para el cálculo del periodo. |
| T=T _a [s] | 0.943 | $T_a = C_t h^\alpha$ Periodo Fundamental Aprox. |
| T ₀ [s] | 0.135 | $T_0 = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$ $T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$ |
| T _c [s] | 0.647 | |
| T _L [s] | 3.720 | $T_L = 2.5 F_v$ |

- El cálculo del espectro de diseño se hace mediante la Figura A.2.6-1 de la NSR-10.



- Con los anteriores parámetros se procede a representar el Espectro de Diseño para el análisis.

Tabla A.9. Valores del espectro elástico de aceleraciones.

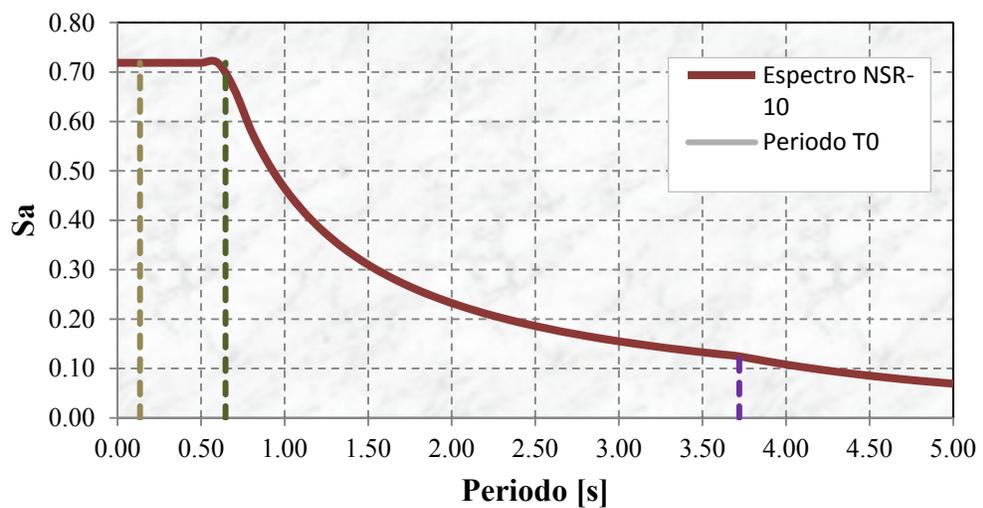
| T [s] | Sa [g] |
|-------|--------|
| 0.00 | 0.7188 |
| 0.10 | 0.7188 |
| 0.20 | 0.7188 |
| 0.30 | 0.7188 |
| 0.40 | 0.7188 |
| 0.50 | 0.7188 |
| 0.60 | 0.7188 |
| 0.70 | 0.6643 |
| 0.80 | 0.5813 |
| 0.90 | 0.5167 |
| 1.00 | 0.4650 |
| 1.10 | 0.4227 |
| 1.20 | 0.3875 |
| 1.30 | 0.3577 |
| 1.40 | 0.3321 |
| 1.50 | 0.3100 |
| 1.60 | 0.2906 |

| T [s] | Sa [g] |
|-------|--------|
| 1.70 | 0.2735 |
| 1.80 | 0.2583 |
| 1.90 | 0.2447 |
| 2.00 | 0.2325 |
| 2.10 | 0.2214 |
| 2.20 | 0.2114 |
| 2.30 | 0.2022 |
| 2.40 | 0.1938 |
| 2.50 | 0.1860 |
| 2.60 | 0.1788 |
| 2.70 | 0.1722 |
| 2.80 | 0.1661 |
| 2.90 | 0.1603 |
| 3.00 | 0.1550 |
| 3.10 | 0.1500 |
| 3.20 | 0.1453 |
| 3.30 | 0.1409 |

| T [s] | Sa [g] |
|-------|--------|
| 3.40 | 0.1368 |
| 3.50 | 0.1329 |
| 3.60 | 0.1292 |
| 3.70 | 0.1257 |
| 3.80 | 0.1198 |
| 3.90 | 0.1137 |
| 4.00 | 0.1081 |
| 4.10 | 0.1029 |
| 4.20 | 0.0981 |
| 4.30 | 0.0936 |
| 4.40 | 0.0893 |
| 4.50 | 0.0854 |
| 4.60 | 0.0817 |
| 4.70 | 0.0783 |
| 4.80 | 0.0751 |
| 4.90 | 0.0720 |
| 5.00 | 0.0692 |

Figura A.2. Espectro elástico de aceleraciones NSR-10.

**Espectro Elástico de Aceleraciones
Amortiguamiento 5%**



Las fuerzas de sismo se determinan por los métodos de la fuerza horizontal equivalente y análisis espectral, procedimientos que se presentan en posteriores numerales.

Análisis sísmico de la estructura.

| Paso 8 — Análisis sísmico de la estructura | |
|---|--|
| El análisis sísmico de la estructura se lleva a cabo aplicando los movimientos sísmicos de diseño prescritos, a un modelo matemático apropiado de la estructura, tal como se define en el Capítulo A.3. Este análisis se realiza para los movimientos sísmicos de diseño sin ser divididos por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , y debe hacerse por el método que se haya definido en el paso 6. Deben determinarse los desplazamientos máximos que imponen los movimientos sísmicos de diseño a la estructura y las fuerzas internas que se derivan de ellos. | Se debe cumplir lo indicado en la etapa 5 de A.10.1.4. |

Ahora tenemos toda la información necesaria para realizar el análisis estructural y hallar las derivas de la estructura además de los esfuerzos de diseño presentes en esta.

Modelo Estructural.

Para la obtención de la respuesta estructural del edificio estudiado, se realizó un modelo tridimensional simplificado de la estructura, utilizando el software especializado ETABS 2015, el cual es un programa de análisis de elementos finitos.

En la interfaz del programa, se generó la geometría básica de la edificación, y se definieron las secciones de los elementos y características de los materiales. Se definieron casos estáticos de carga vertical (viva y muerta) y sismo en cada dirección.

El modelamiento se llevó a cabo de la siguiente manera de la siguiente manera:

- Las vigas y columnas se han modelado como elementos tipo “Frame”
- Las losas de entrepiso se han modelado como elementos tipo “Shell”

Se han considerado restricciones de giro y desplazamientos (en todas las direcciones) en los apoyos de las columnas, es decir, con empotramiento en su base.

Para que la losa de entrepiso asuma un comportamiento como diafragma rígido, se asigna a cada nivel de la edificación un “constrains” tipo diafragma.

Una vez generado el modelo, fueron utilizadas las herramientas de análisis del programa para encontrar la respuesta sísmica de la estructura, y asimismo, verificar los desplazamientos presentados y las fuerzas internas de los elementos.

- **Secciones iniciales de elementos.**

En la siguiente tabla se indica las secciones iniciales de los elementos para hacer el respectivo chequeo y control de las derivas de piso, descritas en el capítulo **A.6** de la norma NSR-10.

Tabla A.10. Dimensiones iniciales de la edificación.

| Elemento | Base (cm) | Altura (cm) |
|----------|-----------|-------------|
| Columnas | 60 | 60 |
| Vigas | 50 | 50 |
| Viguetas | 15 | 50 |

Propiedades mecánicas de los materiales estructurales.

- **Concreto**

La NSR-10 en su numeral **C.8.5.1** indica que el módulo de elasticidad, E_c , para el concreto de densidad normal, E_c puede tomarse como $4700\sqrt{f'_c}$

Para este caso:

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$E = 4700\sqrt{28} = 24870 \text{ MPa}$$

-
- **Acero de Refuerzo**

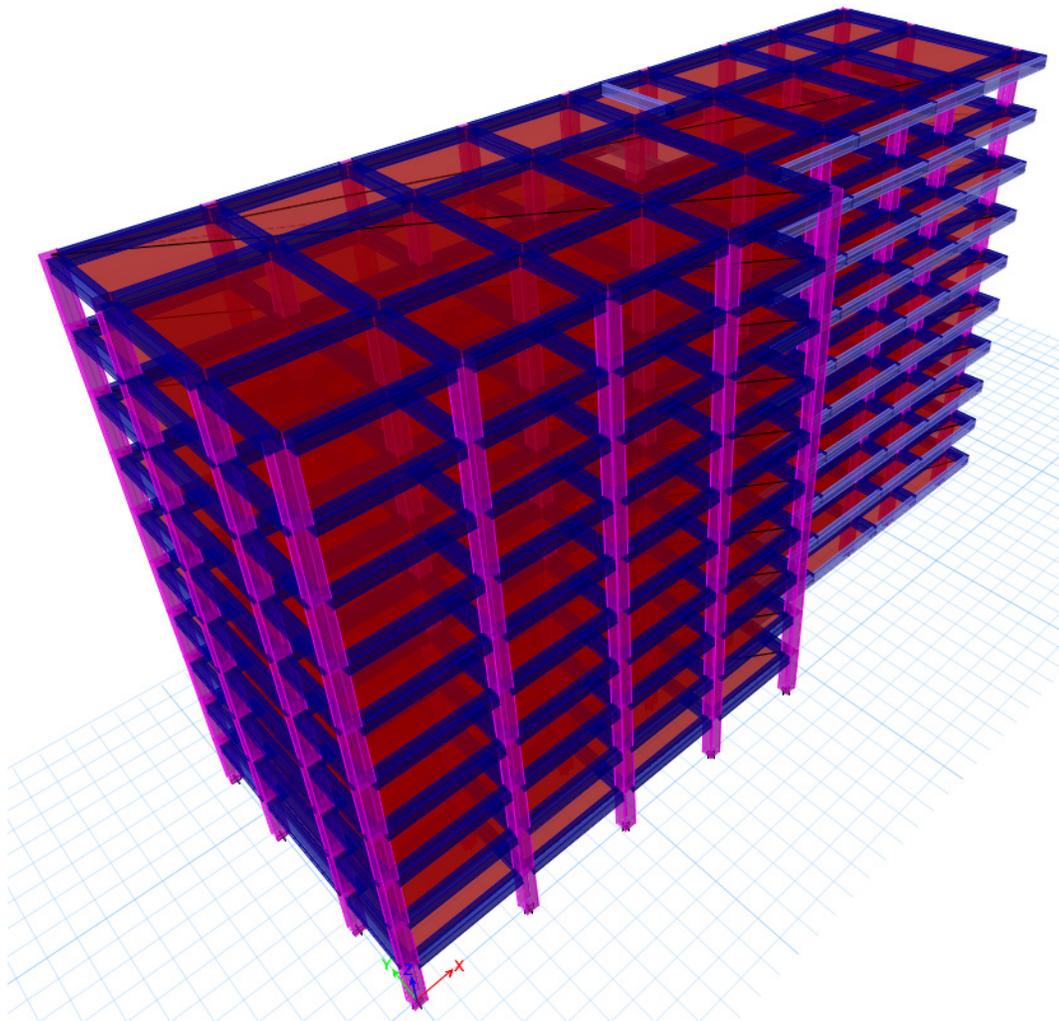
$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$E = 200000 \text{ MPa}$$

Geometría de la modelación.

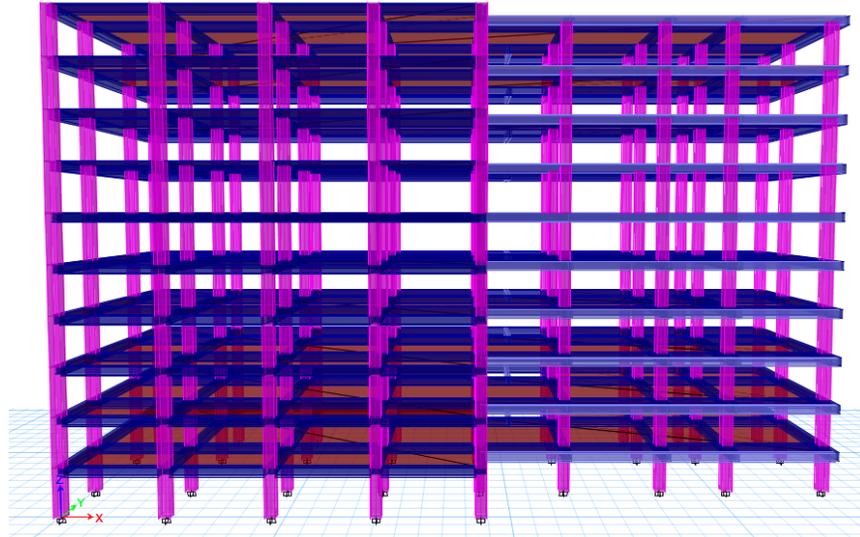
- **Vista tridimensional**

Figura A.3. Vista tridimensional de la estructura.



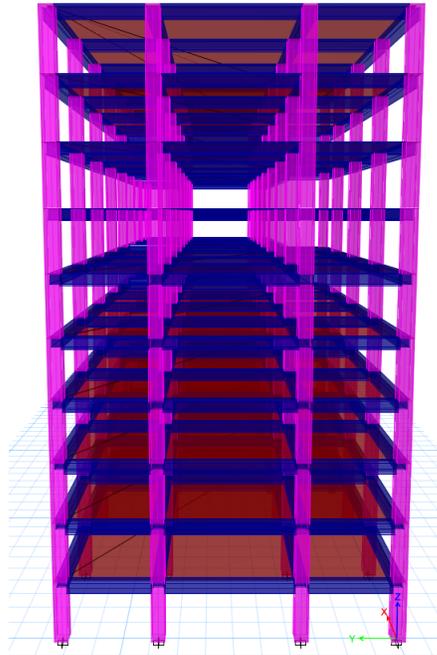
- **Vista lateral de la estructura**

Figura A.4. Vista lateral de la estructura.



- **Vista frontal de la estructura**

Figura A.5. Vista frontal de la estructura.



Se asignan las propiedades de los materiales calculadas anteriormente y las secciones mencionadas en el pre dimensionamiento estructural a la modelación realizada, para seguir con la verificación de las derivas y el diseño de la estructural.

- **Cargas en la estructura.**

A continuación se carga la estructura con los diferentes tipos de carga.

Figura A.6. Carga muerta sobre losa (kg/m^2).

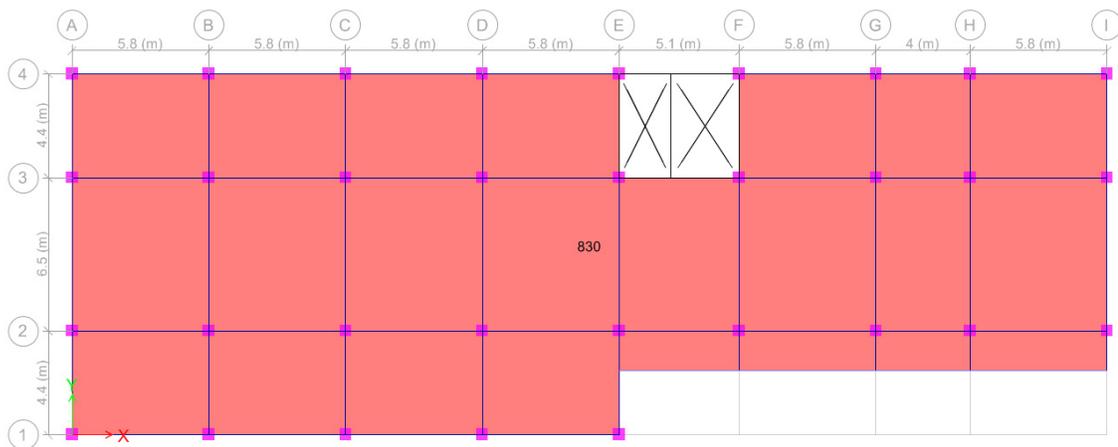
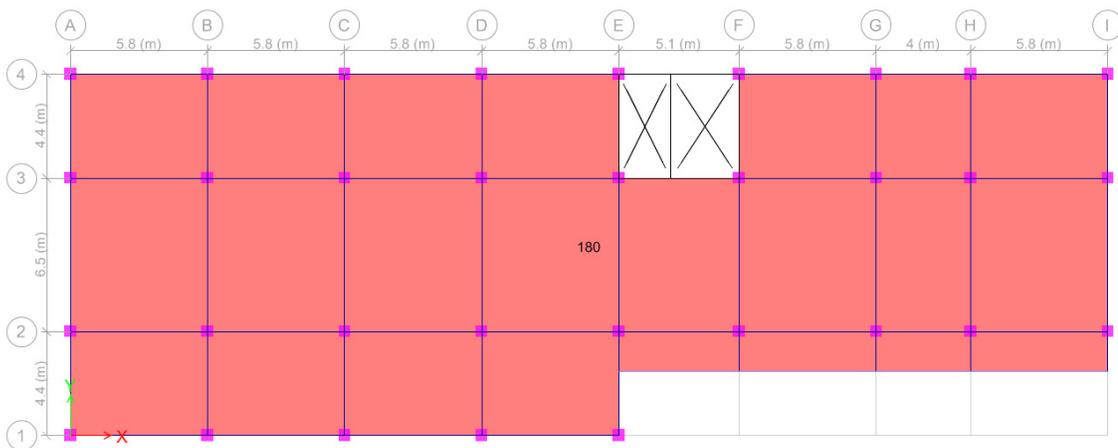


Figura A.7. Carga viva sobre losa (kg/m^2).



Resultado análisis dinámico.

- **Porcentaje de participación de masa**

Tabla A.11. Porcentaje de participación de masas.

| TABLE: Modal Participating Mass Ratios | | | | | | | | |
|--|------|--------|--------|--------|----|--------|--------|--------|
| Case | Mode | Period | UX | UY | UZ | Sum UX | Sum UY | Sum UZ |
| | | sec | | | | | | |
| Modal | 1 | 1.180 | 0.0009 | 0.7281 | 0 | 0.0009 | 0.7281 | 0 |
| Modal | 2 | 1.091 | 0.5410 | 0.0285 | 0 | 0.5419 | 0.7566 | 0 |
| Modal | 3 | 1.050 | 0.2644 | 0.0371 | 0 | 0.8063 | 0.7936 | 0 |
| Modal | 4 | 0.375 | 0.0002 | 0.0992 | 0 | 0.8065 | 0.8928 | 0 |
| Modal | 5 | 0.351 | 0.0751 | 0.0036 | 0 | 0.8816 | 0.8964 | 0 |
| Modal | 6 | 0.336 | 0.0234 | 0.0057 | 0 | 0.9050 | 0.9021 | 0 |
| Modal | 7 | 0.206 | 0.0003 | 0.0354 | 0 | 0.9053 | 0.9375 | 0 |
| Modal | 8 | 0.197 | 0.0330 | 0.0014 | 0 | 0.9383 | 0.9389 | 0 |
| Modal | 9 | 0.188 | 0.0048 | 0.0024 | 0 | 0.9431 | 0.9414 | 0 |
| Modal | 10 | 0.136 | 0.0002 | 0.0200 | 0 | 0.9433 | 0.9614 | 0 |
| Modal | 11 | 0.131 | 0.0188 | 0.0008 | 0 | 0.9622 | 0.9622 | 0 |
| Modal | 12 | 0.124 | 0.0022 | 0.0011 | 0 | 0.9643 | 0.9633 | 0 |
| Modal | 13 | 0.097 | 0.0002 | 0.0129 | 0 | 0.9646 | 0.9762 | 0 |
| Modal | 14 | 0.095 | 0.0122 | 0.0005 | 0 | 0.9768 | 0.9767 | 0 |
| Modal | 15 | 0.089 | 0.0011 | 0.0006 | 0 | 0.9779 | 0.9773 | 0 |
| Modal | 16 | 0.073 | 0.0002 | 0.0089 | 0 | 0.9782 | 0.9861 | 0 |
| Modal | 17 | 0.072 | 0.0084 | 0.0004 | 0 | 0.9865 | 0.9865 | 0 |
| Modal | 18 | 0.068 | 0.0007 | 0.0003 | 0 | 0.9872 | 0.9868 | 0 |
| Modal | 19 | 0.058 | 0.0002 | 0.0060 | 0 | 0.9874 | 0.9928 | 0 |
| Modal | 20 | 0.057 | 0.0056 | 0.0004 | 0 | 0.9931 | 0.9931 | 0 |
| Modal | 21 | 0.054 | 0.0004 | 0.0001 | 0 | 0.9935 | 0.9932 | 0 |
| Modal | 22 | 0.048 | 0.0003 | 0.0036 | 0 | 0.9938 | 0.9969 | 0 |
| Modal | 23 | 0.048 | 0.0034 | 0.0004 | 0 | 0.9972 | 0.9973 | 0 |
| Modal | 24 | 0.044 | 0.0002 | 0.0000 | 0 | 0.9974 | 0.9973 | 0 |
| Modal | 25 | 0.042 | 0.0009 | 0.0011 | 0 | 0.9983 | 0.9984 | 0 |
| Modal | 26 | 0.041 | 0.0010 | 0.0010 | 0 | 0.9993 | 0.9994 | 0 |
| Modal | 27 | 0.039 | 0.0001 | 0.0000 | 0 | 0.9994 | 0.9994 | 0 |
| Modal | 28 | 0.038 | 0.0005 | 0.0000 | 0 | 0.9999 | 0.9994 | 0 |
| Modal | 29 | 0.038 | 0.0000 | 0.0006 | 0 | 1.0000 | 1.0000 | 0 |
| Modal | 30 | 0.035 | 0.0000 | 0.0000 | 0 | 1.0000 | 1.0000 | 0 |

- El porcentaje de masa dinámico excitado es del **99.9% > 90% Ok!**

Cortante basal por fuerza sísmica en X y Y.

Tabla A.12. Fuerza sísmica en la base.

| TABLE: Story Forces | | | | | | | | |
|---------------------|-----------|----------|------|---------|---------|----------|----------|----------|
| Story | Load Case | Location | P | VX | VY | T | MX | MY |
| | | | tonf | tonf | tonf | tonf-m | tonf-m | tonf-m |
| Story1 | Sx Max | Bottom | 0 | 1910.39 | 512.18 | 19613.26 | 9543.39 | 35336.16 |
| Story1 | Sy Max | Bottom | 0 | 512.18 | 2138.13 | 57874.46 | 39676.78 | 9488.42 |

| | kN |
|---------------------|---------|
| V Dinámico X | 18740.9 |
| V Dinámico Y | 20975.1 |

Corrección del cortante basal

Primero se calcula el cortante basal por el método de la fuerza horizontal equivalente.

- **Análisis estático.**

A continuación se describe el proceso dispuesto en el capítulo **A.4.3** del reglamento colombiano NSR-10, para el cálculo de la fuerza horizontal equivalente:

- ✓ Una vez obtenido el peso de la estructura, se procede a calcular el Cortante Basal.

A.4.3.1 El cortante sísmico en la base, V_s , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a g M$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad, leída en el espectro definido en **A.2.6** para el período T de la edificación.

✓ Posteriormente se calculan las fuerzas sísmicas horizontales equivalentes.

A.4.3.2 La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V_s$$

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)}$$

Donde k es un exponente relacionado con el período fundamental, T , de la edificación de la siguiente manera:

- a) Para T menor o igual a **0.5** segundos, $k = 1.0$,
- b) Para T entre **0.5** y **2.5** segundos, $k = 0.75 + 0.5T$, y
- c) Para T mayor que **2.5** segundos, $k = 2.0$.

A continuación se muestran los resultados del análisis estático para ambas direcciones (X e Y) realizado siguiendo los procedimientos dictados por la norma.

Peso elementos

Tabla A.13. Área de columnas.

| ÁREA DE COLUMNAS | | | | |
|------------------|----------|--------|----------|-------------------------|
| Tipo | Cantidad | Base m | Altura m | Área Col m ² |
| 1 | 32 | 0.60 | 0.60 | 11.52 |

Tabla A.14. Peso de columnas.

| PESO COLUMNAS | | | | |
|---------------|----------|--------------|-------------------------|---------------|
| Piso | h piso m | h aferente m | Área Col m ² | Peso Col kgf |
| Cubierta | 2.80 | 1.40 | 11.52 | 38707 |
| Piso 9 | 2.80 | 2.80 | 11.52 | 77414 |
| Piso 8 | 2.80 | 2.80 | 11.52 | 77417 |
| Piso 7 | 2.80 | 2.80 | 11.52 | 77414 |
| Piso 6 | 2.80 | 2.80 | 11.52 | 77417 |
| Piso 5 | 2.80 | 2.80 | 11.52 | 77414 |
| Piso 4 | 2.80 | 2.80 | 11.52 | 77417 |
| Piso 3 | 2.80 | 2.80 | 11.52 | 77414 |
| Piso 2 | 2.80 | 2.80 | 11.52 | 77417 |
| Piso 1 | 2.80 | 2.80 | 11.52 | 77414 |
| Base | 0.00 | 1.40 | 11.52 | 77417 |
| TOTAL | | | | 774144 |

Tabla A.15. Peso de vigas piso tipo.

| PESO VIGAS / PISO | | | | | |
|-------------------|----------|------------|--------|----------|----------------|
| Eje | Cantidad | Longitud m | Base m | Altura m | Peso Vigas kgf |
| 1 | 1 | 20.80 | 0.50 | 0.50 | 12480 |
| 1' | 1 | 20.70 | 0.25 | 0.50 | 6210 |
| 2,3,4 | 3 | 39.10 | 0.50 | 0.50 | 70380 |
| A,B,C,D,E | 5 | 13.50 | 0.50 | 0.50 | 40500 |
| E' | 1 | 4.40 | 0.25 | 0.50 | 1320 |
| F,G,H,I | 4 | 11.10 | 0.50 | 0.50 | 26640 |
| TOTAL | | | | | 157530 |

Peso total de la estructura

Tabla A.16. *Peso total estructura.*

| Piso | Área Losa m ² | P _{losa} +CM kgf/m ² | Peso Losa kgf | Peso Col kgf | Peso Muros kgf | Peso Vigas kgf | Peso Total kgf | |
|------|-----------------------------|---|------------------|-----------------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------|
| P10 | 615.78 | 680 | 418730.4 | 38707.2 | 0 | 157530.0 | 614967.6 | |
| P9 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 | 727416.6 | |
| P8 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 | 727416.6 | |
| P7 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 | 727416.6 | |
| P6 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 | 727416.6 | |
| P5 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 | 727416.6 | |
| P4 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 | 727416.6 | |
| P3 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 | 727416.6 | |
| P2 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 | 727416.6 | |
| P1 | 593.34 | 830 | 492472.2 | 77414.4 | 0 | 157530.0 | 727416.6 | |
| Base | | | | | | | | |
| | | | | | | | Peso [kgf] | 7161717 |
| | | | | | | | Masa [t] | 730.04 |

I. Periodo Fundamental Ajustado.

| | <i>X - Dir</i> | <i>Y - Dir</i> |
|------------------------------|----------------|----------------|
| T = T_a [s] | 0.943 | 0.943 |
| C_u | 1.29 | 1.29 |
| T_{máx} [s] | 1.212 | 1.212 |

$$T_a = C_t h^\alpha$$

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_v F_v ; C_u \geq 1.20$$

$$T_{max} = C_u T_a$$

| | | |
|----------------------------------|--------------|--------------|
| T_{calculado} [s] | 1.180 | 1.091 |
|----------------------------------|--------------|--------------|

Período Calculado del Analisis Modal.

| | | |
|---------------------------------|-------|-------|
| T_{ajustado} [s] | 1.180 | 1.091 |
|---------------------------------|-------|-------|

II. Aceleración Horizontal de Diseño Ajustada.

| | <i>X - Dir</i> | <i>Y - Dir</i> |
|-------------------------------|----------------|----------------|
| S_a ajustado | 0.394 | 0.426 |

Aceleración Horizontal de Diseño.

Cálculo de las fuerzas de piso en dirección X-Y

Tabla A.17. Fuerzas sísmicas según el Método de la FHE.

| | |
|----------------------|-------|
| T_x | 1.180 |
| k | 1.34 |

| | |
|---------------------------|---------|
| S_{ax} | 0.394 |
| V_s [kN] | 28222.0 |

| Piso | h _i m | h global m | W _i t | W _i *h _i ^k | C _{vi} | F _x kN |
|----------|---------------------|---------------|---------------------|---|-----------------|----------------------|
| P10 | 2.80 | 28.00 | 614.97 | 53461.85 | 0.183 | 5155.1 |
| P9 | 2.80 | 25.20 | 727.42 | 54911.07 | 0.188 | 5294.8 |
| P8 | 2.80 | 22.40 | 727.42 | 46893.81 | 0.160 | 4521.8 |
| P7 | 2.80 | 19.60 | 727.42 | 39210.86 | 0.134 | 3780.9 |
| P6 | 2.80 | 16.80 | 727.42 | 31893.17 | 0.109 | 3075.3 |
| P5 | 2.80 | 14.00 | 727.42 | 24980.13 | 0.085 | 2408.7 |
| P4 | 2.80 | 11.20 | 727.42 | 18524.02 | 0.063 | 1786.2 |
| P3 | 2.80 | 8.40 | 727.42 | 12598.46 | 0.043 | 1214.8 |
| P2 | 2.80 | 5.60 | 727.42 | 7317.37 | 0.025 | 705.6 |
| P1 | 2.80 | 2.80 | 727.42 | 2890.51 | 0.010 | 278.7 |
| Base | 0.00 | 0.00 | | | | |
| Σ | | | 7161.72 | 292681.27 | 1.00 | 28222.0 |

| | |
|----------------------|-------|
| T_y | 1.091 |
| k | 1.30 |

| | |
|---------------------------|---------|
| S_{ay} | 0.426 |
| V_s [kN] | 30524.3 |

| Piso | h _i m | h global m | W _i t | W _i *h _i ^k | C _{vi} | F _y kN |
|----------|---------------------|---------------|---------------------|---|-----------------|----------------------|
| P10 | 2.80 | 28.00 | 614.97 | 46094.11 | 0.179 | 5478.5 |
| P9 | 2.80 | 25.20 | 727.42 | 47566.11 | 0.185 | 5653.5 |
| P8 | 2.80 | 22.40 | 727.42 | 40834.71 | 0.159 | 4853.4 |
| P7 | 2.80 | 19.60 | 727.42 | 34347.96 | 0.134 | 4082.4 |
| P6 | 2.80 | 16.80 | 727.42 | 28130.11 | 0.110 | 3343.4 |
| P5 | 2.80 | 14.00 | 727.42 | 22212.23 | 0.086 | 2640.0 |
| P4 | 2.80 | 11.20 | 727.42 | 16635.86 | 0.065 | 1977.3 |
| P3 | 2.80 | 8.40 | 727.42 | 11460.06 | 0.045 | 1362.1 |
| P2 | 2.80 | 5.60 | 727.42 | 6777.36 | 0.026 | 805.5 |
| P1 | 2.80 | 2.80 | 727.42 | 2761.06 | 0.011 | 328.2 |
| Base | 0.00 | 0.00 | | | | |
| Σ | | | 7161.72 | 256819.57 | 1.00 | 30524.3 |

III. Cortante Basal Estático Calculado.

| | | |
|-----------|---------|-------------------------------|
| Masa [kg] | 7161717 | |
| W [tonf] | 7161.7 | Peso Total de la Edificación. |

| | | |
|--------------------------------|---------|--------------------------|
| V _{estático X} [tonf] | 2822.20 | Cortante Basal Estático. |
|--------------------------------|---------|--------------------------|

$$V_s = S_a W \rightarrow W = g \cdot M$$

IV. Cortante Basal Dinámico Calculado.

| | | |
|-----------------|---------|-------------------------------|
| Vsd en X [tonf] | 1910.39 | Cortante Basal Dinámico en X. |
| Vsd en Y [tonf] | 2138.13 | Cortante Basal Dinámico en Y. |

V. Ajuste del Cortante Basal Calculado.

| | | | |
|------------------|---------|------|----------------------|
| Tipo de Estruct. | Regular | 80 % | Porcentaje de Ajuste |
|------------------|---------|------|----------------------|

| | |
|-----------------|---------|
| 80 % Vse [tonf] | 2257.76 |
|-----------------|---------|

Se requiere Ajuste de resultados si = $\begin{cases} V_{sd} < 0.80V_{se} \rightarrow Estructura Regular \\ V_{sd} < 0.90V_{se} \rightarrow Estructura Irregular \end{cases}$

VI. Factores de Ajuste.

| | | |
|-----------------------------|-----------------|-----------|
| Factor de Ajuste Sismo en X | F _{ax} | 1.1818328 |
| Factor de Ajuste Sismo en Y | F _{ay} | 1.0559515 |

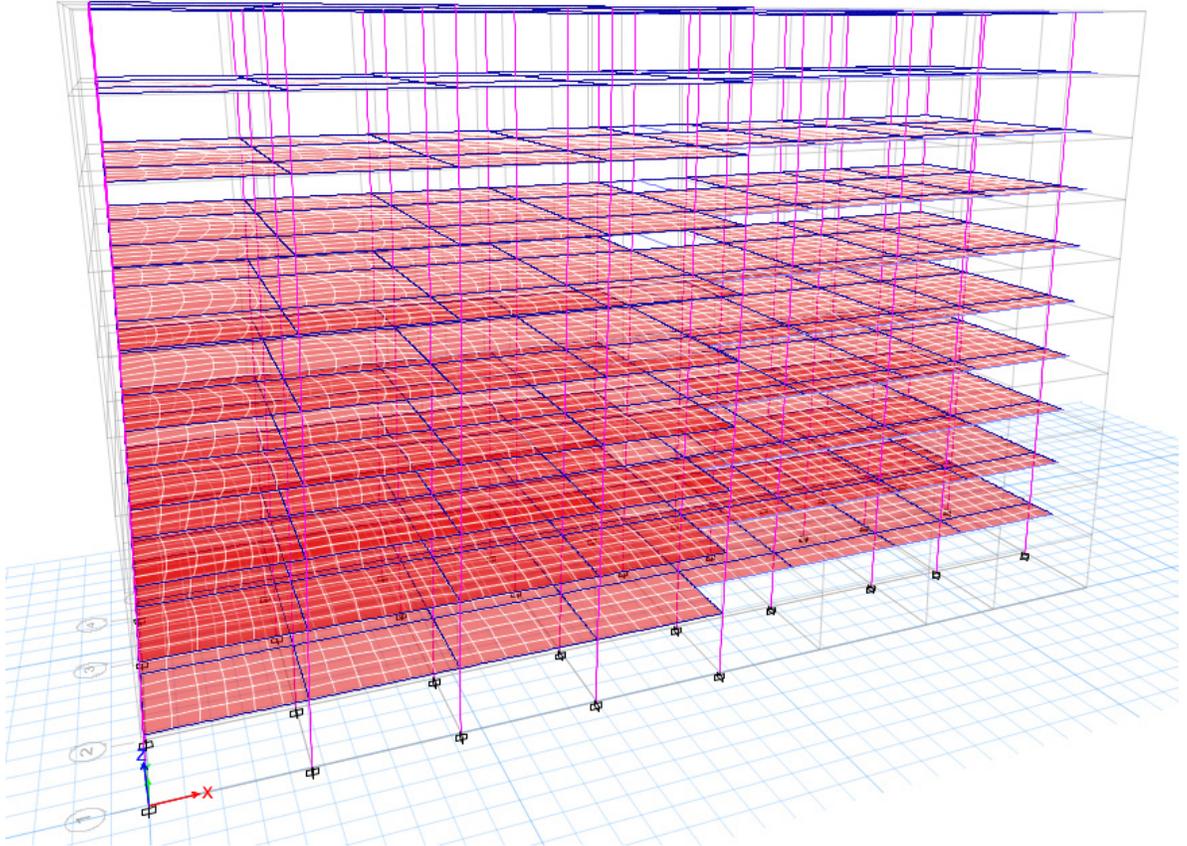
Desplazamientos horizontales.

| Paso 9 — Desplazamientos horizontales | |
|---|--|
| Evaluación de los desplazamientos horizontales, incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, y las derivas (desplazamiento relativo entre niveles contiguos), utilizando los procedimientos dados en el Capítulo A.6 y con base en los desplazamientos obtenidos en el paso 8. | Se debe cumplir lo indicado en la etapa 9 de A.10.1.4. |

Para este tipo de sistema estructural se debe verificar los desplazamientos de la estructura y se debe garantizar que no se sobrepase la deriva máxima de 1%.

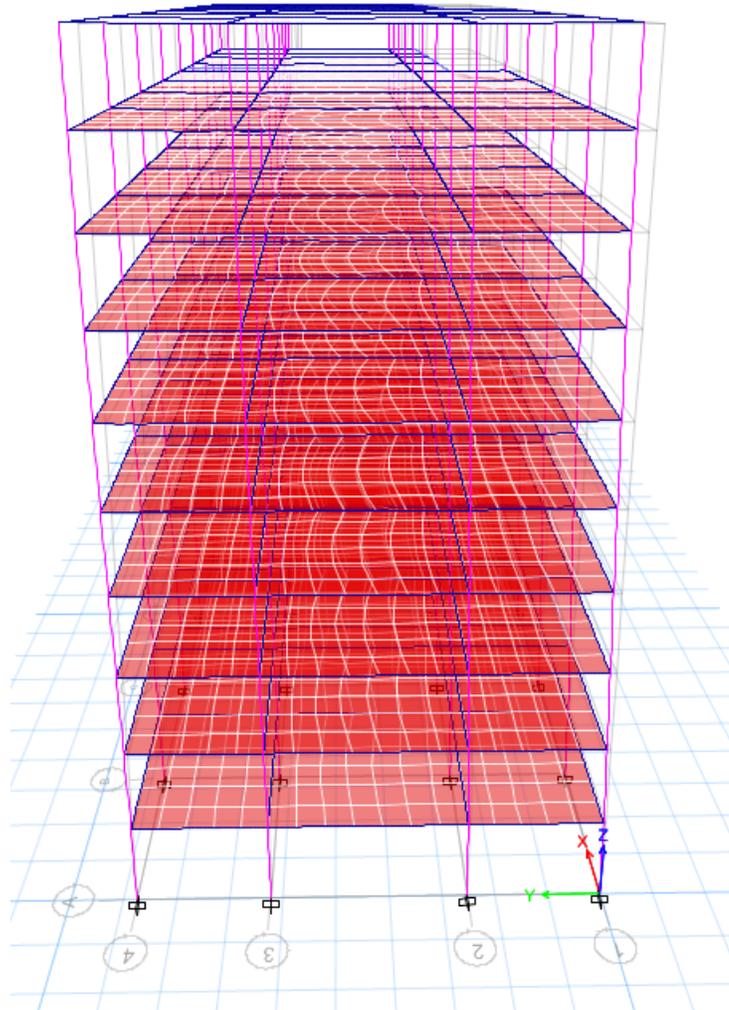
Deformada por sismo en X.

Figura A.8. Deformada por sismo en X.



Deformada por sismo en Y.

Figura A.9. Deformada por sismo en Y.



Verificación de derivas.

| Paso 10 — Verificación de derivas | |
|---|---|
| Comprobación de que las derivas de diseño obtenidas no excedan los límites dados en el Capítulo A.6. Si la estructura excede los límites de deriva, calculada incluyendo los efectos torsionales de toda la estructura, es obligatorio rigidizarla, llevando a cabo nuevamente los pasos 8, 9 y 10, hasta cuando cumpla la comprobación de derivas. | Se debe cumplir lo indicado en la etapa 10 de A.10.1.4. |

Para el chequeo de derivas se utilizaron secciones sin fisurar. Por esta razón, el límite de deriva de referencia fue del 1.0%. Ahora verificaremos los desplazamientos máximos de la estructura con sus respectivas derivas por cargas sísmicas. Las secciones iniciales no cumplieron el requisito de deriva, por lo que se aumentaron las secciones de las columnas a **60x60cm**, los resultados obtenidos se adjuntan la Tabla A.16 (NSR-10).

Combinación de las diferentes solicitaciones.

| Paso 11 — Combinación de las diferentes solicitaciones | |
|---|--|
| Las diferentes solicitaciones que deben ser tenidas en cuenta, se combinan para obtener las fuerzas internas de diseño de la estructura, de acuerdo con los requisitos del Capítulo B.2 del Reglamento, por el método de diseño propio de cada material estructural. En cada una de las combinaciones de carga requeridas, las solicitaciones se multiplican por el coeficiente de carga prescrito para esa combinación en el Capítulo B.2 del Reglamento. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de diseño, E , obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas F_s , determinadas en el paso 7, por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R ($E = F_s / R$). El coeficiente de capacidad de disipación de energía, R , es función de: (a) El sistema de resistencia sísmica de acuerdo con la clasificación dada en el Capítulo A.3, (b) Del grado de irregularidad de la edificación, (c) Del grado de redundancia o de ausencia de ella en el sistema estructural de resistencia sísmica, y (d) De los requisitos de diseño y detallado de cada material, para el grado de capacidad de disipación de energía correspondiente (DMI , DMO , o DES), tal como se especifica en el Capítulo A.3. | Se debe cumplir lo indicado en las etapas 6 a 8 de A.10.1.4. |

La NSR-10, Sección B.2.4, exige diseñar para las combinaciones de cargas mostradas en la tabla A.16.

Tabla A.18. Chequeo de derivas.

| | |
|----------------------|-------------|
| Deriva Máxima | 0.01 |
|----------------------|-------------|

| TABLE: Story Drifts | | | | | | | | |
|----------------------------|-----------|-----------|----------|-------|------|------|------|---------|
| Story | Load Case | Direction | Drift | Label | X | Y | Z | Chequeo |
| | | | | | m | m | m | |
| Story10 | Sx Max | X | 0.002056 | 5 | 23.2 | 0.0 | 28.0 | Cumple |
| Story10 | Sx Max | Y | 0.002822 | 40 | 0.0 | 15.3 | 28.0 | Cumple |
| Story10 | Sy Max | X | 0.000868 | 5 | 23.2 | 0.0 | 28.0 | Cumple |
| Story9 | Sx Max | X | 0.003283 | 5 | 23.2 | 0.0 | 25.2 | Cumple |
| Story9 | Sx Max | Y | 0.004254 | 11 | 0.0 | 4.4 | 25.2 | Cumple |
| Story9 | Sy Max | X | 0.001344 | 5 | 23.2 | 0.0 | 25.2 | Cumple |
| Story8 | Sx Max | X | 0.004489 | 5 | 23.2 | 0.0 | 22.4 | Cumple |
| Story8 | Sx Max | Y | 0.005700 | 40 | 0.0 | 15.3 | 22.4 | Cumple |
| Story8 | Sy Max | X | 0.001811 | 5 | 23.2 | 0.0 | 22.4 | Cumple |
| Story7 | Sx Max | X | 0.005547 | 5 | 23.2 | 0.0 | 19.6 | Cumple |
| Story7 | Sx Max | Y | 0.006975 | 40 | 0.0 | 15.3 | 19.6 | Cumple |
| Story7 | Sy Max | X | 0.002220 | 5 | 23.2 | 0.0 | 19.6 | Cumple |
| Story6 | Sx Max | X | 0.006455 | 5 | 23.2 | 0.0 | 16.8 | Cumple |
| Story6 | Sx Max | Y | 0.008055 | 40 | 0.0 | 15.3 | 16.8 | Cumple |
| Story6 | Sy Max | X | 0.002570 | 5 | 23.2 | 0.0 | 16.8 | Cumple |
| Story5 | Sx Max | X | 0.007222 | 5 | 23.2 | 0.0 | 14.0 | Cumple |
| Story5 | Sx Max | Y | 0.008940 | 40 | 0.0 | 15.3 | 14.0 | Cumple |
| Story5 | Sy Max | X | 0.002863 | 5 | 23.2 | 0.0 | 14.0 | Cumple |
| Story4 | Sx Max | X | 0.007832 | 5 | 23.2 | 0.0 | 11.2 | Cumple |
| Story4 | Sx Max | Y | 0.009604 | 40 | 0.0 | 15.3 | 11.2 | Cumple |
| Story4 | Sy Max | X | 0.003093 | 5 | 23.2 | 0.0 | 11.2 | Cumple |
| Story3 | Sx Max | X | 0.008173 | 5 | 23.2 | 0.0 | 8.4 | Cumple |
| Story3 | Sx Max | Y | 0.009907 | 11 | 0.0 | 4.4 | 8.4 | Cumple |
| Story3 | Sy Max | X | 0.003211 | 5 | 23.2 | 0.0 | 8.4 | Cumple |
| Story2 | Sx Max | X | 0.007776 | 5 | 23.2 | 0.0 | 5.6 | Cumple |
| Story2 | Sx Max | Y | 0.009299 | 40 | 0.0 | 15.3 | 5.6 | Cumple |
| Story2 | Sy Max | X | 0.003026 | 5 | 23.2 | 0.0 | 5.6 | Cumple |
| Story1 | Sx Max | X | 0.004643 | 5 | 23.2 | 0.0 | 2.8 | Cumple |
| Story1 | Sx Max | Y | 0.005474 | 40 | 0.0 | 15.3 | 2.8 | Cumple |
| Story1 | Sy Max | X | 0.001774 | 5 | 23.2 | 0.0 | 2.8 | Cumple |
| Story1 | Sy Max | Y | 0.007716 | 49 | 43.9 | 15.3 | 2.8 | Cumple |

Tabla A.19. Combinaciones de carga.

| ID | D | L | Ex | Ey |
|--------|------|------|-------|-------|
| Comb1 | 1.4 | | | |
| Comb2 | 1.2 | 1.6 | | |
| Comb3 | 1.20 | 1.00 | 1.00 | 0.30 |
| Comb4 | 1.20 | 1.00 | -1.00 | 0.30 |
| Comb5 | 1.20 | 1.00 | 1.00 | -0.30 |
| Comb6 | 1.20 | 1.00 | -1.00 | -0.30 |
| Comb7 | 1.20 | 1.00 | 0.30 | 1.00 |
| Comb8 | 1.20 | 1.00 | 0.30 | -1.00 |
| Comb9 | 1.20 | 1.00 | -0.30 | 1.00 |
| Comb10 | 1.20 | 1.00 | -0.30 | -1.00 |
| Comb11 | 0.9 | | 1.00 | 0.30 |
| Comb12 | 0.9 | | -1.00 | 0.30 |
| Comb13 | 0.9 | | 1.00 | -0.30 |
| Comb14 | 0.9 | | -1.00 | -0.30 |
| Comb15 | 0.9 | | 0.30 | 1.00 |
| Comb16 | 0.9 | | 0.30 | -1.00 |
| Comb17 | 0.9 | | -0.30 | 1.00 |
| Comb18 | 0.9 | | -0.30 | -1.00 |

Diseño de los elementos estructurales.

| Paso 12 — Diseño de los elementos estructurales | |
|--|--|
| <p>Se lleva a cabo de acuerdo con los requisitos propios del sistema de resistencia sísmica y del material estructural utilizado. Los elementos estructurales deben diseñarse y detallarse de acuerdo con los requisitos propios del grado de capacidad de disipación de energía mínimo (<i>DMI</i>) moderado (<i>DMO</i>), o especial (<i>DES</i>) prescrito en el Capítulo A.3, según les corresponda, lo cual le permitirá a la estructura responder, ante la ocurrencia de un sismo, en el rango inelástico de respuesta y cumplir con los objetivos de las normas sismo resistentes. El diseño de los elementos estructurales debe realizarse para los valores más desfavorables obtenidos de las combinaciones obtenidas en el paso 11, tal como prescribe el Título B de este Reglamento.</p> | <p>Se debe cumplir lo indicado en las etapas 8, 11 y 12 de A.10.1.4 donde se indica como interpretar la resistencia efectiva de la edificación a la luz de las solicitaciones equivalentes y como se define la resistencia a proveer para reducir la vulnerabilidad de la edificación, cuando es vulnerable, para diseñar la intervención de la edificación.</p> |

Teniendo en cuenta el objetivo principal de este trabajo, solo se hará el diseño del sistema de piso.