



UNIVERSIDAD  
NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
NICARAGUA,  
MANAGUA

UNAN - MANAGUA

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍAS  
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN  
INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO MONOGRÁFICO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO  
CIVIL

**TEMA:**

“Diseño sísmico de la superestructura de un edificio de concreto Dual (marcos y muros) de cuatro niveles, mediante el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC 07), utilizando el Software Etabs.v.18.1”

**Autores:**

Br. Tayron José Herrera Chavarría.

Carné: 16042560

Br. Harvy Miguel Marengo Bello.

Carné: 16042548

**Tutor:**

MSc. Max Fariñas

**Asesora metodológica:**

MSc. Darling Moncada

Managua - Nicaragua, Diciembre 2021

## **Dedicatorias**

Dedico esta investigación principalmente a **Dios**, porque este y cada uno de mis logros son resultados de su voluntad hacia mí. Por darme sabiduría y entendimiento a lo largo de mi formación profesional, por guiarme y a pesar de cualquier tropiezo ser mi soporte y fuente de inspiración para culminar otra meta más en mi vida.

A mi padre **Francisco Marengo**, que siempre me ha apoyado y con todo mi corazón a mi madre **Juana Bello**, quien con mucha abnegación y sacrificio me ha proporcionado todo lo que he necesitado, porque en todo momento me ha dado los ánimos para seguir adelante, sus esfuerzos han sido invaluable y este logro es gracias a su incesante anhelo de ver en mi una persona exitosa.

***Br. Harvy Miguel Marengo Bello***

Ha llegado el momento final de esta travesía, los deseos de superación, los anhelos de culminar esta meta siempre estuvieron presentes, se vivieron momentos difíciles, pero con la bendición de DIOS y las oraciones de mi Familia llenaron de motivación y fortaleza mi ser, para poder terminar mi carrera de Ingeniería Civil.

Este logro académico lo dedico primeramente a **DIOS**, por estar siempre a mi lado en este camino dotándome de sabiduría y fortaleza.

A mi Papa **José Mercedes Herrera Herrera**, por ser el máximo referente en mi vida y en mi formación profesional, este éxito es más de él que de mi persona, por su entrega de amor y por inculcarme valores y principios para un mejor desempeño en mi vida, es el cimiento de mis éxitos actuales y los venideros.

A mi tía **María Josefina Herrera Herrera** y mi abuela **María Concepción Herrera Torrez**, por sus consejos y su apoyo permanente e incondicional, su papel en este camino no tiene precio.

A mi compañera **Marcia Margarita Castillo Sevilla**, por sus consejos y por estar a mi lado en todo este camino, espero compartir este logro y muchos más a su lado.

***Br. Tayron José Herrera Chavarría***

## **Agradecimientos**

Le doy gracias a Dios por la vida y por todas las bendiciones que ha puesto en ella, porque en cada paso él ha estado dándome la fortaleza para seguir adelante y sabiendo que con su ayuda todo es posible.

A mis padres y familiares, por ser los principales motivadores y formadores de lo ahora soy como persona, porque han fomentado en mi el deseo de superación y triunfo en la vida, por siempre creer en mí y recibir su apoyo en todo momento.

Agradezco a mi gran amigo, Tayron José Herrera Chavarría, que además de ser parte de este trabajo, siempre tuvo la disposición de compartir sus conocimientos a lo largo de la carrera.

Agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua- Managua (UNAN-Managua), por ser la institución educativa que hizo posible mi formación profesional.

A mi tutor, MSc. Max Fariñas, quien ha sido parte del proceso y que con su conocimiento en el área sísmica y estructural ha brindado el aporte necesario para llevar a cabo la investigación y aclarar cualquier duda respecto al tema.

Igualmente, agradezco al Lic. Gerardo Mendoza (facultativo de ciencias e ingenierías del departamento de becas, Unan Managua), cuyo apoyo fue clave en todo el proceso investigativo.

Finalmente, a mis compañeros de universidad con los que compartí muy buenos momentos: Larry Barrios, Justin Aguirre, Eyser Avendaño, José Ángel Jalina, Wilder Hurtado.

***Br. Harvy Miguel Marengo Bello***

Agradecido con DIOS, por las abundantes bendiciones y maravillas que ha hecho en mi vida, por estar presente en este proceso y con la plena seguridad de que siempre estará custodiándome en futuras metas.

Mis agradecimientos a: Familiares y amigos que han aportado su granito de arena en el desarrollo de este logro.

Agradezco a mi tutor, Ing. Max Fariñas; por su disponibilidad que fue clave para desarrollar este tema de Investigación Monográfico, por compartir sus conocimientos en su especialidad (Ingeniería Sísmica y Estructural) y por guiarnos en este pasaje de nuestro crecimiento profesional.

De igual manera, agradezco a la Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua-Managua (UNAN-Managua) por darme el privilegio de ser parte de ella.

A Harvy Miguel Marengo Bello, por ser un excelente compañero de estudio forjando así una de las mejores amistades a lo largo de mi vida.

Agradezco a demás compañeros que formaron parte de esta etapa: Yesbel Lismayling Gonzales, Cindy María Sandoval Lara, Larry Barrios, Justin Aguirre, Eyser Avendaño, Lisandro Bustamante, Wilder Hurtado, Gracias por su compañerismo.

Finalmente, expreso mi gratitud a: los profesores del departamento de construcción, Pdh. Freddy Ariel Sánchez, Ing. Nelson Acevedo, MSc Héctor Mayorga Pauth, Educativos del Departamento de Becas, Lic. Nelson Coronado, Lic. Gerardo Mendoza.

***Br. Tayron José Herrera Chavarría***



UNIVERSIDAD  
NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
NICARAGUA,  
MANAGUA  
UNAN - MANAGUA

**Facultad de Ciencias e Ingeniería.  
Departamento de Construcción.**

**Carta aval del tutor.**

Sirva la presente para avalar que los bachilleres:

1. Harvy Miguel Marengo Bello                      Carnet: 1604-2548
2. Tayron José Herrera Chavarria                      Carnet: 1604-2560

Estudiante (es) de la carrera de: Ingeniería Civil, ha (han) culminado su **trabajo monográfico**, que lleva por título: Diseño sísmico de la superestructura de un edificio de concreto Dual (marcos y muros) de cuatro niveles, mediante el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC 07), utilizando el Software Etabs.v.18.1, con gran satisfacción, cumpliendo los parámetros, técnicos, académicos y metodológicos. Por tanto, el presente trabajo está listo para que sea asignado el tribunal examinador, para su posterior pre-defensa y defensa.

Sin más que mencionar, extendiendo la presente entres tres tantos de un mismo tenor, a los \_\_\_\_\_ días, del mes de \_\_\_\_\_ del año 2021.

Firma.

---

MSc. Max Fariñas.

## Resumen

En el desarrollo de este trabajo se permite realizar el análisis estructural por resistencia y derivas de piso de un modelo de edificio de marcos y muros de concreto. El edificio tiene una configuración simétrica y para fines de determinación de fuerzas sísmicas se supondrá que el edificio está construido en la zona de Managua, por tanto, los factores para la obtención del espectro de diseño y el coeficiente sísmico serán obtenidos de acuerdo a la zona antes descrita.

Para la realización del análisis estructural se utilizó el software Etabs.v18.1.1. para el procesado de datos, ya que esta es una de las herramientas más comunes en cuanto a la realización de estos procedimientos. Para la sollicitación sísmica se utilizó el espectro de diseño provisto en el Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07), al igual que los parámetros de revisión por deriva de piso, resistencia, cortante basal y rigidez.

Finalmente, la investigación establece una guía detallada de procedimientos de análisis y diseño basados en desempeño sísmico, que podría ser de utilidad en la actualización y mejora del RNC-07 y de uso regular por estudiantes y profesionales de la Ingeniería Civil.

## Índice

|   |    |
|---|----|
| CAPITULO I. ASPECTOS INTRODUCTORIOS .....                     | 1  |
| 1.1. INTRODUCCION.....  | 1  |
| 1.2. ANTECEDENTES .....                                       | 2  |
| 1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....                          | 4  |
| 1.4. JUSTIFICACIÓN .....                                      | 5  |
| 1.5. OBJETIVOS .....  | 6  |
| 1.5.1. Objetivo General .....                                 | 6  |
| 1.5.2. Objetivos Específicos.....                             | 6  |
| CAPITULO II. MARCO REFERENCIAL.....                           | 7  |
| 2.1. MARCO TEORICO .....                                      | 7  |
| 2.1.1. Amenaza sísmica de Centroamérica .....                 | 7  |
| 2.1.1.1. Características de la acción sísmica .....           | 7  |
| 2.1.1.2. Sismicidad histórica en Centroamérica .....          | 8  |
| 2.1.1.3. Marco sismotectónico.....                            | 10 |
| 2.1.1.4. La zona de subducción (fosa Mesoamericana) .....     | 11 |
| 2.1.1.5. El arco volcánico .....                              | 11 |
| 2.1.1.6. Fallas y deformación interna de la placa Caribe..... | 12 |
| 2.1.1.7. Zonificación Sismogenética.....                      | 13 |
| 2.1.1.8. Aceleración máxima del suelo (PGA).....              | 14 |
| 2.1.2. Área de estudio y Modelo Estructural .....             | 16 |
| 2.1.2.1 Descripción de ubicación de la ciudad de Managua..... | 16 |
| 2.1.2.1.1. Datos generales de la ciudad de Managua.....       | 16 |
| 2.1.2.1.2. Marco tectónico regional de Nicaragua.....         | 17 |
| 2.1.2.1.3. Suelos en la ciudad de Managua.....                | 18 |
| 2.1.2.1.4. Zonificación Sismogenética de Managua.....         | 19 |
| 2.1.2.1.5. Topografía de Managua.....                         | 19 |
| 2.1.2.2. Modelo estructural.....                              | 21 |
| 2.1.2.2.1. Arquitectura del proyecto .....                    | 21 |
| 2.1.2.2.2. Materiales .....                                   | 23 |
| 2.1.3. Aspectos generales del análisis sísmico.....           | 24 |

|  |    |
|--|----|
| 2.1.3.1. Filosofía de diseño sismorresistente. ....                              | 26 |
| 2.1.3.1.1. Clasificación y tipos de estructuras. ....                            | 26 |
| 2.1.3.1.2. Importancia de la estructura.....                                     | 27 |
| 2.1.3.1.3. Categorías de diseño. ....  | 28 |
| 2.1.3.1.4. Diseño por resistencia.....   | 29 |
| 2.1.3.2. Criterios de diseño.....  | 31 |
| 2.1.3.3. Parámetros de diseño. ....  | 35 |
| 2.1.3.3.1. Coeficiente sísmico.....  | 35 |
| 2.1.3.3.2. Espectro de diseño. ....  | 36 |
| 2.1.3.3.3. Espectros de diseño elástico ....                                     | 36 |
| 2.1.3.3.4. Espectros de diseño inelástico.....                                   | 37 |
| 2.1.3.3.5. Registros sísmicos.....   | 38 |
| 2.1.3.3.6. Factor de modificación de respuesta. ....                             | 39 |
| 2.1.3.3.7. Control de deformaciones (Derivas). ....                              | 40 |
| 2.1.3.4. Daños por efectos sísmicos.....   | 41 |
| 2.1.3.4.1. Daños estructurales. ....   | 41 |
| 2.1.3.4.2. Daños no estructurales. ....  | 42 |
| 2.1.3.5. Desempeño sísmico de edificios. ....                                    | 43 |
| 2.1.3.5.1. Diseño basado en desempeño. ....                                      | 44 |
| 2.1.3.5.2. Niveles de desempeño. ....  | 45 |
| 2.1.4. Métodos de análisis sísmicos de estructuras.....                          | 49 |
| 2.1.4.1. Método simplificado.....  | 49 |
| 2.1.4.2. Método estático equivalente.....  | 51 |
| 2.1.4.3. Análisis modal espectral.....   | 52 |
| 2.1.4.4. Análisis de historia tiempo (Time-history).....                         | 54 |
| 2.1.4.5. Análisis no Lineal (Pushover). ....                                     | 55 |
| 2.1.4.5.1. Verificación del nivel de desempeño.....                              | 56 |
| 2.1.4.5.2. Relación capacidad/Demanda. ....                                      | 57 |
| 2.1.4.5.3. Procedimiento Pushover para el análisis sísmico de edificios<br>..... | 59 |
| 2.1.4.5.4. Opciones en el análisis Pushover ....                                 | 62 |

|  |     |
|--|-----|
| 2.1.4.5.5. Determinación del desplazamiento objetivo.....                                      | 64  |
| 2.2. HIPÓTESIS .....   | 69  |
| CAPITULO III. METODOLOGIA APLICADA.....  | 70  |
| 3.1. Tipo de estudio .....   | 70  |
| 3.1.1. Universo.....   | 70  |
| 3.1.2. Muestra.....  | 70  |
| 3.3. Métodos, técnicas e instrumentos de recolección de datos.....                             | 70  |
| 3.3.1. Métodos y técnicas utilizadas .....   | 70  |
| 3.3.1.1. Instrumentos utilizados para el diseño y evaluación de la estructura en estudio ..... | 71  |
| 3.4. Procesamiento de datos .....  | 71  |
| 3.4.1. Coeficiente sísmico y espectro de diseño según el RNC – 07.....                         | 72  |
| 3.4.1.1. Zonificación sísmica de Nicaragua.....  | 73  |
| 3.4.1.2. Influencia del suelo.....   | 73  |
| 3.4.1.3. Factor de amplificación (S).....  | 74  |
| 3.4.1.4. Factor por reducción por ductilidad (Q) .....   | 74  |
| 3.4.1.5. Factor de reducción por sobrerresistencia .....                                       | 77  |
| 3.4.2. Aspectos técnicos del RNC- 07.....  | 77  |
| 3.4.2.1. Cargas vivas o cargas temporales .....  | 77  |
| 3.4.2.2. Combinaciones de Carga .....  | 79  |
| 3.4.2.3. Consideraciones para el cálculo de las derivas de piso .....                          | 80  |
| 3.5. Desarrollo de tesis.....  | 83  |
| 3.5.1. Procedimiento para el modelado de la edificación en ETABS .....                         | 83  |
| 3.5.2. Análisis sísmico modal espectral .....  | 95  |
| CAPITULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS .....                                      | 101 |
| 1.1. Fuerzas Sísmicas .....  | 101 |
| 4.1.1. Calculo de coeficiente sísmico.....   | 101 |
| 4.1.2. Espectro de diseño .....  | 102 |
| 4.2. Revisión por Resistencia, Derivas de Piso, Cortante Y Rigidez. ....                       | 103 |
| 4.2.1. Análisis modal.....   | 103 |
| 4.2.2. Modos de Vibración de la Estructura .....   | 106 |

|  |     |
|--|-----|
| 4.2.3. Revisión por resistencia .....            | 108 |
| 4.3.4. Revisión por Deriva de Piso .....         | 120 |
| 4.3.5. Revisión por Rigidez .....                | 128 |
| 4.3.6. Revisión por Cortante Basal .....         | 136 |
| Tabulated Plot Coordinates .....                 | 143 |
| CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES ..... | 148 |
| 5.1. CONCLUSIONES .....                          | 148 |
| 5.2. RECOMENDACIONES .....                       | 149 |
| CAPITULO VI. BIBLIOGRAFÍA .....                  | 150 |
| CAPITULO VII. ANEXOS .....                       | 154 |

## Índice de figuras

|  |    |
|--|----|
| <b>Figura 1.</b> Fuente de inercia debido a vibración de la estructura. (Bazán & Meli, 2004).....  | 7  |
| <b>Figura 2.</b> Situación de las placas tectónicas en América central. (Torres Fernández, Y, 2015).....   | 9  |
| <b>Figura 3.</b> Mapa de sismicidad histórica en América Central. (Torres Fernández, Y, 2015).....   | 10 |
| <b>Figura 4.</b> comparación de valores de aceleración pico de suelo. (Gonzales Orozco & Lopez Granados, 2020).....  | 14 |
| <b>Figura 5.</b> Mapa de ubicación de la ciudad de Managua. (Fuente propia, generada a través del software ArcMap).....  | 17 |
| <b>Figura 6.</b> Mapa de pendientes. (Velásquez & Gárnica, 2014).....  | 20 |
| <b>Figura 7.</b> Vista en planta de edificación en estudio. (Elaboración propia).....  | 21 |
| <b>Figura 8.</b> Vista en 3D de la edificación en estudio. (Elaboración propia).....   | 22 |
| <b>Figura 9.</b> Estados Limite para Diseño Sísmico. Fuente: Bazán & Meli (2004) .   | 34 |
| <b>Figura 10.</b> Acelerogramas de los tres componentes de un sismo (registrados a 20 km del epicentro del sismo de San Fernando, 1971 (Chopra, A. K, 2014)..... | 38 |
| <b>Figura 11.</b> Punto de desempeño, espectro de capacidad. (Goel & Chao, 2008).....  | 55 |
| <b>Figura 12.</b> modelo estructural para el análisis momento – curvatura. (Ger & Y. Cheng, 2012).....   | 58 |
| <b>Figura 13.</b> Zonificación sísmica de Nicaragua. (Reglamento Nacional de construcción – 2007).....   | 73 |
| <b>Figura 14.</b> Ubicación de unidades en Etabs. (Fuente: Etabs).....   | 83 |
| <b>Figura 15.</b> Ventana de nuevo modelo. (Fuente: Etabs).....  | 84 |
| <b>Figura 16.</b> Sistema de grids - número de ejes. (Fuente: Etabs).....  | 84 |
| <b>Figura 17.</b> Configuración de pisos. (Fuente: Etabs).....   | 85 |
| <b>Figura 18.</b> Tipos de restricciones en los apoyos. (Fuente: Etabs).....   | 85 |
| <b>Figura 19.</b> Ventana de propiedades. (Fuente: Etabs).....   | 86 |
| <b>Figura 20.</b> Propiedades del concreto $f'c= 3000$ PSI. (Fuente: Etabs).....   | 87 |
| <b>Figura 21.</b> Propiedades del acero de refuerzo $f'y= 4200$ kgf/m <sup>2</sup> . (Fuente: Etabs).....  | 88 |
| <b>Figura 22.</b> Tipos de secciones Frame utilizadas. (Fuente: Etabs).....  | 89 |
| <b>Figura 23.</b> Definición de secciones de columna. (Fuente: Etabs).....   | 90 |
| <b>Figura 24.</b> Definición del armado propuesto para columnas de concreto reforzado. (Fuente: Etabs).....  | 90 |
| <b>Figura 25.</b> Definición de secciones de viga. (Fuente: Etabs).....  | 91 |
| <b>Figura 26.</b> Ventana de armado para secciones de viga. (Fuente: Etabs).....   | 91 |
| <b>Figura 27.</b> Tipos de secciones de losas utilizadas. (Fuente: Etabs).....   | 92 |
| <b>Figura 28.</b> Definición de secciones de losas. (Fuente: Etabs).....   | 92 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Figura 29.</b> <i>Tipos de secciones de muros utilizadas. (Fuente: Etabs)</i> .....              | 93  |
| <b>Figura 30.</b> <i>Definición de secciones de muros. (Fuente: Etabs)</i> .....                    | 93  |
| <b>Figura 31.</b> <i>Dibujo de vigas, columnas, losas y muros. (Fuente: Etabs)</i> .....            | 94  |
| <b>Figura 32.</b> <i>Definición del espectro de diseño. (Fuente: Etabs)</i> .....                   | 95  |
| <b>Figura 33.</b> <i>Asignación de diafragma rígido en todos los pisos. (Fuente: Etabs)</i>         | 96  |
| <b>Figura 34.</b> <i>Definición de los patrones de carga (Fuente: Etabs)</i> .....                  | 96  |
| <b>Figura 35.</b> <i>Definición de los casos de carga (Fuente: Etabs)</i> .....                     | 97  |
| <b>Figura 36.</b> <i>Cargas vivas de techo y entrepiso (Fuente: Etabs)</i> .....                    | 98  |
| <b>Figura 37.</b> <i>Cargas debido a las sobre cargas permanentes. (Fuente: Etabs)</i> ..           | 99  |
| <b>Figura 38.</b> <i>Fuente de masa según RNC - 07. (Fuente: Etabs)</i> .....                       | 99  |
| <b>Figura 39.</b> <i>Combinaciones de cargas. (Fuente: Etabs)</i> .....                             | 100 |
| <b>Figura 40.</b> <i>Espectro de diseño para Nicaragua. (RNC – 07)</i> .....                        | 102 |
| <b>Figura 41.</b> <i>Modo de vibración 1. (Obtenido de ETABS)</i> .....                             | 106 |
| <b>Figura 42.</b> <i>Modo de vibración 2. (Obtenido de ETABS)</i> .....                             | 106 |
| <b>Figura 43.</b> <i>Modo de vibración 3. (Obtenido de ETABS)</i> .....                             | 107 |
| <b>Figura 44.</b> <i>Revision ratio (D/C) para columnas. (obtenido de ETABS)</i> .....              | 108 |
| <b>Figura 45.</b> <i>Columna critica. (obtenido de ETABS)</i> .....                                 | 109 |
| <b>Figura 46.</b> <i>Porcentajes de acero longitudinal para vigas. (Obtenido de ETABS)</i><br>..... | 113 |
| <b>Figura 47.</b> <i>Especificaciones para varillas de acero. (Rubicon México)</i> .....            | 114 |
| <b>Figura 48.</b> <i>Cantidad de acero transversal. (Obtenido de ETABS)</i> .....                   | 114 |
| <b>Figura 49.</b> <i>Acero utilizado para el diseño de muros. (Obtenido de ETABS)</i> ...           | 116 |
| <b>Figura 50.</b> <i>Asignación de piers y spandrel. (Obtenido de ETABS)</i> .....                  | 119 |

## Índice de tablas

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tabla 1.</b> <i>Propiedades de los materiales a utilizar</i> .....                    | 23  |
| <b>Tabla 2.</b> <i>Categoría de diseño basado en SDS</i> .....                           | 28  |
| <b>Tabla 3.</b> <i>Categoría de diseño basado en SD1</i> .....                           | 28  |
| <b>Tabla 4.</b> <i>Análisis estático no lineal pushover</i> .....                        | 66  |
| <b>Tabla 7.</b> <i>Factores de amplificación por tipo de suelo, S.</i> .....             | 74  |
| <b>Tabla 8.</b> <i>Cargas vivas reducidas del RNC-07</i> .....                           | 77  |
| <b>Tabla 9.</b> <i>Distorsiones máximas permitidas.</i> .....                            | 82  |
| <b>Tabla 10.</b> <i>Valores obtenidos para el edificio basado en el RNC-07</i> .....     | 101 |
| <b>Tabla 11.</b> <i>Ratios de Masas Participantes Modales.</i> .....                     | 104 |
| <b>Tabla 12.</b> <i>Periodos modales y frecuencias.</i> .....                            | 105 |
| <b>Tabla 13.</b> <i>Ratios de participación de carga modal.</i> .....                    | 105 |
| <b>Tabla 14.</b> <i>Resultado de diseño para muros de corte</i> .....                    | 117 |
| <b>Tabla 15.</b> <i>Datos para deriva de piso CSY</i> .....                              | 120 |
| <b>Tabla 16.</b> <i>Valores de derivas para coeficiente sísmico en Y</i> .....           | 121 |
| <b>Tabla 17.</b> <i>Datos para deriva de piso CSX</i> .....                              | 122 |
| <b>Tabla 18.</b> <i>Valores de derivas para coeficiente sísmico en Y</i> .....           | 123 |
| <b>Tabla 19.</b> <i>Datos para deriva de piso espectro en Y</i> .....                    | 124 |
| <b>Tabla 20.</b> <i>Valores de derivas para el espectro en Y</i> .....                   | 125 |
| <b>Tabla 21.</b> <i>Datos para deriva de piso espectro en X</i> .....                    | 126 |
| <b>Tabla 22.</b> <i>Valores de deriva de piso para el espectro en X</i> .....            | 127 |
| <b>Tabla 23.</b> <i>Datos de rigideces para el coeficiente sísmico en X</i> .....        | 128 |
| <b>Tabla 24.</b> <i>Valores de rigideces para el coeficiente en X</i> .....              | 129 |
| <b>Tabla 25.</b> <i>Datos de rigideces para el coeficiente sísmico en Y</i> .....        | 130 |
| <b>Tabla 26.</b> <i>Datos de rigideces para el espectro en X</i> .....                   | 132 |
| <b>Tabla 27.</b> <i>Valores de rigideces para el espectro en X</i> .....                 | 133 |
| <b>Tabla 28.</b> <i>Datos de rigideces para el espectro en Y</i> .....                   | 134 |
| <b>Tabla 29.</b> <i>Valore de rigideces para el espectro en Y</i> .....                  | 135 |
| <b>Tabla 30.</b> <i>Datos de cortantes basal para el coeficiente sísmico en X</i> .....  | 136 |
| <b>Tabla 31.</b> <i>Valores de cortante basal para el coeficiente sísmico en X</i> ..... | 137 |
| <b>Tabla 32.</b> <i>Datos de cortante basal para el coeficiente sísmico en Y</i> .....   | 138 |
| <b>Tabla 33.</b> <i>Valores de cortante basal para coeficiente sísmico en Y</i> .....    | 139 |
| <b>Tabla 34.</b> <i>Datos de cortante basal para el espectro en X</i> .....              | 140 |
| <b>Tabla 35.</b> <i>Valores de cortante basal para el espectro en X</i> .....            | 141 |
| <b>Tabla 36.</b> <i>Datos de cortante basal para el espectro en Y</i> .....              | 142 |
| <b>Tabla 37.</b> <i>Valores de cortante basal para el espectro en Y</i> .....            | 143 |

## Índice de gráficos

|  |     |
|--|-----|
| <b>Gráfico 1.</b> Espectro de diseño elástico e inelástico .....                     | 103 |
| <b>Gráfico 2.</b> <i>Deriva de piso para coeficiente sísmico en Y</i> .....          | 120 |
| <b>Gráfico 3.</b> <i>Deriva de piso para coeficiente sísmico en X</i> .....          | 122 |
| <b>Gráfico 4.</b> <i>Deriva de piso para el espectro en Y</i> .....                  | 124 |
| <b>Gráfico 5.</b> <i>Deriva de piso para el espectro en X</i> .....                  | 126 |
| <b>Gráfico 6.</b> <i>Rigideces de piso para el coeficiente sísmico en X</i> .....    | 128 |
| <b>Gráfico 7.</b> <i>Rigideces de piso para el coeficiente sísmico en Y</i> .....    | 130 |
| <b>Gráfico 8.</b> <i>Valores de rigideces de piso para el coeficiente en Y</i> ..... | 131 |
| <b>Gráfico 9.</b> <i>Rigideces para el espectro en X</i> .....                       | 132 |
| <b>Gráfico 10.</b> <i>Rigideces para el espectro en Y</i> .....                      | 134 |
| <b>Gráfico 11.</b> <i>Cortante basal para el coeficiente sísmico en X</i> .....      | 136 |
| <b>Gráfico 12.</b> <i>Cortante basal para el coeficiente sísmico en Y</i> .....      | 138 |
| <b>Gráfico 13.</b> <i>Cortante basal para el espectro en X</i> .....                 | 140 |
| <b>Gráfico 14.</b> <i>Cortante basal para el espectro en Y</i> .....                 | 142 |

# **CAPITULO I. ASPECTOS INTRODUCTORIOS**

## **1.1. INTRODUCCION**

Las constantes actividades sísmicas que se generan en la región de Centroamérica, es una de las principales problemáticas en la Área de las infraestructuras en estos países, lo que ha instado a las instituciones de cada país, la mejora continua de las normativas sísmicas. Con la finalidad de estar preparados antes estos movimientos telúricos que cada vez se pronuncian con mayor frecuencia. Tal preocupación conlleva a la necesidad de tener una mayor eficiencia en la actualización de un código de la construcción propio.

La presente investigación tiene como finalidad mostrar información detallada respecto al análisis y diseño sísmico de un edificio utilizando el Software Etabs.v18.1.1, el edificio en estudio cuenta de 4 niveles, tiene un sistema estructural dual, comprendido de marcos y muros de concreto, los parámetros de diseño sísmico se determinaron utilizando el reglamento nacional de la construcción (RNC-07), mismo que nos brindará datos relevantes como cargas vivas unitarias mínimas, combinaciones de carga que a la vez se desglosa en método de resistencia ultima y métodos elásticos o esfuerzos permisibles, también para obtener el espectro de respuesta reducido o llamado espectro elástico, al mismo tiempo, nos será útil para la verificación de los desplazamientos en estados límites de servicio de igual manera los desplazamientos en estados límites de colapso.

De igual manera chequearan el cortante basal y rigidez, con respecto a los artículos del RNC-07. Un excelente análisis y diseño estructural contempla un mejor desempeño y seguridad en la estructura, esto se traduce a: evitar daños irreversibles como la pérdida de vidas humanas, pérdidas económicas, disrupción de servicios importantes, entre otros.

## **1.2. ANTECEDENTES**

Para tener un entendimiento total del tema en análisis, fue necesario hacer una recopilación de diferentes investigaciones y trabajos a fines, de los cuales únicamente se cuenta con referencias a nivel nacional y el resto son estudios internacionales, que a continuación se describen.

En el año 2020, Catrillo Acevedo & Flores Bustillo, realizaron el “Análisis y diseño sísmico de un edificio de acero usando pórticos especiales arriostrado concéntricamente (SCBF)”. Se realiza un análisis sísmico modal utilizando el espectro del reglamento Nacional de la construcción RNC -07 con el uso del software ETABS, las cargas de diseño que actúan sobre la estructura se definen y según lo estipulado en el RNC – 07 y ASCE 7 – 16, lo cual sirve de referencia para cumplir con algunos objetivos planteados en este trabajo.

En el año 2020, Paredes Calderon realizó la Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 niveles mediante análisis estático no lineal “Pushover”, en este trabajo previo a la evaluación mediante el análisis pushover, se explica detalladamente el procedimiento utilizado para realizar el modelamiento estructural usando el software con sus respectivas secciones de concreto, para ello se realiza un análisis dinámico modal espectral utilizando el espectro propuesto por la norma técnica peruana E.030. y posteriormente se verificaron las irregularidades y las derivas máximas permitidas según la norma E.030 2018.

En el año 2019 Rose Portillo, llevo a cabo el “Diseño estructura de edificio multiusos de 4 niveles con pórticos especiales de concreto reforzados resistentes a momento, ubicado en la ciudad de Granada, Nicaragua”. En este trabajo se realiza un modelo 3D en el programa ETABS, aplicando las normativas y códigos vigentes tales como el RNC – 07 y el ASCE 7-16. El diseño de la estructura se realizó en base a las disposiciones del capítulo 18 del ACI 3180 – 14, en el cual se utilizaron pórticos especiales a momento (SMF).

En el año 2018 Cerda Ortiz & Medrano Álvarez, realizaron el “Diseño estructural sismo – resistente a base de marcos dúctiles de concreto reforzado aplicado en edificio de baja altura ubicado en la ciudad de Managua”. Este trabajo describe en forma detallada el procedimiento para realizar el modelado tridimensional de la edificación por medio de la herramienta de cálculo numérico ETABS. La sollicitación sísmica se utilizó el espectro de diseño provisto en el Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07).

### **1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

Los países que conforman América Central son zonas donde la vulnerabilidad por la actividad sísmica está vigente y con las condiciones del calentamiento global la probabilidad de movimientos telúricos aumenta notablemente, esto porque en estas regiones está concentrada algunas zonas de subducción más importante del mundo o región mejor conocida como el cinturón de fuego. Por tanto, Nicaragua siendo un país perteneciente a esta región existen muchas obras civiles como edificaciones las cuales se encuentran propensas a constantes sismos o terremotos, dejando como efecto deformaciones bajas o daños considerables en las estructuras.

Unos de los principales desafíos en el ámbito de la construcción es tratar de contrarrestar el colapso de las estructuras al momento en que ocurren dichos movimientos telúricos, por consiguiente, es de mucha utilidad conocer los parámetros como la capacidad de sopórtalos, la demanda de la estructura en pleno movimientos y su funcionabilidad post-terremoto.

Realizando el análisis diseño sísmico y el análisis estructural de un edificio de cuatro niveles con marcos y muros de concreto en el software Etabs 2018, utilizando el RNC 07, para el análisis estructural de la edificación y tomando como lugar de referencia la ciudad de Managua, zona altamente sísmica. ¿Cuáles serán las fuerzas sísmicas?; ¿Cumplieron los chequeos de las derivas y por resistencia?; ¿Cumplieron los chequeos de cortante basal y rigidez basados en los artículos de regularidad de la estructura?

#### **1.4. JUSTIFICACIÓN**

Una de las principales actividades de desarrollo en un país es la Infraestructura, ya que, a partir de esta actividad se generan empleos y de igual manera mejores condiciones al desarrollo de diferentes labores cotidianas de la población, por ende, un país que cuente con un código o una normativa de construcción sismo-resistente adecuada a sus características sísmicas y un gremio de la construcción con ética profesional, confirmaran que las estructuras sean seguras y capaces de disipar la energía provenientes de los sismos.

La actividad sísmica siempre será considerada como la más grande amenaza para el ámbito de la construcción, teniendo en cuenta que en la zona del pacifico de Nicaragua se encuentra el famoso cinturón de fuego o cadena volcánica, además ésta zona se ve afectada por un gran número de fallas geológicas y al estar rodeada por diversas placas tectónicas la amenaza sísmica es alta, por tanto, basados en este punto es donde se fundamenta la importancia de realizar estudios sobre esta rama, implementar tecnologías de análisis sísmico para tratar de simular el comportamiento que tendrá la estructura ante un movimiento sísmico, dado el caso de obviarse tal fundamento, tendría grandes repercusiones a efectos en muchas ocasiones catastróficos a corto o largo plazo en las estructuras.

Los resultados de esta investigación, permitirá comprender el procedimiento de análisis y diseño de una estructura, principalmente en las edificaciones cimentadas en Managua, la ventaja es que este estudio se realizó en unas de las zonas más sísmica de Nicaragua, por tanto, en la zona central de Nicaragua y en el caribe donde son zonas no muy afectadas sísmicamente, con aceleraciones en el basamento rocoso de 0.2g y 0.1g respectivamente, se puede afirmar que los riesgos se disminuyen, otro de los puntos de suma importancia de recalcar es que la respuesta de las estructuras depende mucho del sistema estructural que estas tengan y de los materiales empleados en la misma.

## **1.5. OBJETIVOS**

### **1.5.1. Objetivo General**

- ❖ Realizar el análisis estructural y diseño sísmico de un Edificio de 4 niveles con sistema estructural dual (con marcos y muros de concreto), utilizando el software Etabs.v.18.1.

### **1.5.2. Objetivos Específicos**

- ❖ Determinar la acción sísmica (espectro de diseño, coeficiente sísmico) con respecto al RNC-07, tomando como referencia la ciudad de Managua.
- ❖ Diseñar la estructura modelo por resistencia, con sistema estructural definido, para la normativa de Nicaragua (RNC – 07).
- ❖ Realizar la revisión por derivas de las estructuras diseñadas con normativa de Nicaragua (RNC – 07).
- ❖ Realizar la revisión de cortante basal y rigidez de la estructura.

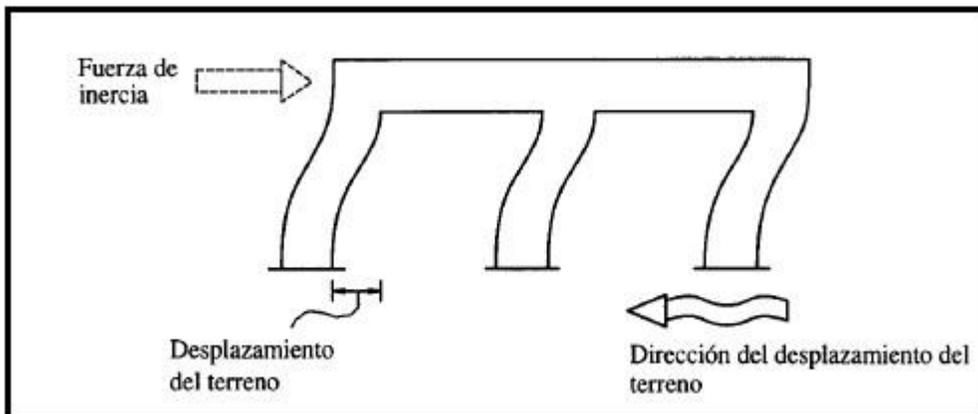
## CAPITULO II. MARCO REFERENCIAL

### 2.1. MARCO TEORICO

#### 2.1.1. Amenaza sísmica de Centroamérica

##### 2.1.1.1. Características de la acción sísmica

El movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre este. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base (**Ver Figura 1**). Se generan entonces las fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura.



**Figura 1.** Fuente de inercia debido a vibración de la estructura. (Bazán & Meli, 2004).

La flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que esta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

Los movimientos del suelo son amplificados en forma importante por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones que se presentan en la misma llegan a ser varias veces superiores a las del terreno. El grado de amplificación depende del amortiguamiento propio de la edificación y de la relación entre el

periodo de la estructura y el periodo dominante del suelo. De esta manera, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodo corto, resultan más afectadas las construcciones rígidas y pesadas. Cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos dominantes largos, es en las estructuras altas y flexibles donde se amplifican las vibraciones y se generan aceleraciones más elevadas y por ende fuerzas de inercia mayores.

(Bazán & Meli, 2004)

#### **2.1.1.2. Sismicidad histórica en Centroamérica**

Debido a su posición geográfica, el territorio de Centroamérica es uno de los más propensos a sufrir desastres medioambientales en el mundo: tifones, erupciones volcánicas, tsunamis, terremotos, etc. Un ejemplo de ello, es el sismo de Mw 7,3 que sacudió gran parte de El Salvador y Nicaragua en octubre de 2014, 28 años después del terremoto de Mw 7,5 que destruyó la capital salvadoreña en 1986.

La región centroamericana se caracteriza por tener una alta actividad sísmica en el contexto mundial. En esta zona son frecuentes los terremotos profundos y de gran magnitud producidos por la interacción de las siguientes placas tectónicas: Placa Norteamericana, Placa del Caribe, Placa de Cocos, Placa de Nazca, y Placa Suramericana (**Ver Figura 2**). Por otro lado, se registran terremotos producidos en un sistema de fallas tectónicas alienadas con la cadena volcánica en el interior del continente. Estos son terremotos corticales, y suelen ser de menor magnitud que los ocurridos en la zona de subducción, pero también de menor profundidad focal. Además, en ocasiones sus epicentros se localizan cerca de núcleos de población, por lo que pueden llegar a ser muy destructores.



**Figura 2.** Situación de las placas tectónicas en América central. (Torres Fernández, Y, 2015).

En los últimos 50 años, se han registrado diversos terremotos destructivos por su nivel de daños materiales y humanos (**Ver Figura 3**). Entre ellos se encuentran los siguientes:

- En diciembre de 1972 la Ciudad de Managua (Nicaragua) fue devastada por un sismo de magnitud Mw 6,2, causando alrededor de 10.000 víctimas mortales y 20.000 heridos.
- El 15 de diciembre de 1985, el sur de Nicaragua fue violentamente estremecido por una serie de movimientos telúricos que afectaron la ciudad de Rivas y sus alrededores, siendo el pueblo rivense de Buenos Aires el más afectado ya que hubo algunos golpeados, casas derrumbadas y la iglesia severamente dañada a tal punto que tuvo que ser demolida en gran parte. El epicentro fue localizado en el Lago de Nicaragua, entre Zapatera y Ometepe.
- En septiembre de 1992, en el Océano Pacífico, se produjo uno de los movimientos sísmicos más fuertes que se han dado en Nicaragua, alcanzando una magnitud de 7.3 grados en la escala de Richter y que provocó tsunami el cual arrasó con balnearios y pueblos enteros a lo largo de la Costa del Pacífico nicaragüense provocando grandes daños materiales y pérdidas humanas, causó casi 300 muertos.

- En Julio del 2000 hubo 2 terremotos mayores de  $M=5.4$  en la Laguna de Apoyo y  $M_w 5.2$  en Masaya. 5 muertos. Destrucción de casas en Masaya y otras ciudades cerca de la Laguna de Apoyo.
- El 3 de agosto de 2005 hubo un terremoto mayor de  $M_w 5.6$  en la Isla de Ometepe acompañado de un enjambre de sismos. (Torres Fernández, 2015)



**Figura 3.** Mapa de sismicidad histórica en América Central. (Torres Fernández, Y, 2015)

### 2.1.1.3. Marco sismotectónico

Centroamérica está localizada en el extremo Oeste de la placa Caribe. Esta placa está rodeada por las placas de Norte América y Cocos al suroeste, la Nazca al sur y la de Sudamérica al este. El contacto cocos – caribe es de convergencia o subducción. Las placas de Nazca y Caribes están limitadas por el cinturón deformado del sur de panamá. Las fallas de rumbo de Polochic – Motagua – Chamelecón, zona de fractura de panamá, y la zona de sutura del Atrato forman respectivamente los límites de placas Norteamérica – Caribe, Cocos – Nazca y Caribe – Sudamérica. (Benito et al., 2008)

#### **2.1.1.4. La zona de subducción (fosa Mesoamericana)**

Esta zona de subducción se extiende a lo largo de la costa Pacífica de América Central y está sísmicamente bien definida. La zona de Wadatti-Beniof bajo el arco volcánico de América Central buza hacia el NE, con ángulos en el rango 60° - 80°, y con sismos hasta una profundidad de 200 km.

La fosa Mesoamericana, donde subduce la placa del Coco, comprende segmentos de 100-300 km de largo que están definidos por diferencias en el rumbo y buzamiento de la subducción. Los mecanismos focales indican fallamiento normal en los 10 primeros km de la zona de subducción - desde la fosa, en dirección de la costa- y fallamiento inverso a profundidades entre los 15 y 50 km. A profundidades entre 50 y 280 km, suceden los sismos intraplaca, que generalmente son de fallamiento normal con planos subverticales que, además de los parámetros tectónicos, también dependen de las altas presiones y temperaturas, al introducirse la placa oceánica dentro del manto superior

A partir de la fosa, hasta cerca de la línea de la costa centroamericana y directamente sobre la placa cabalgante (Placa Caribe), se da una importante sismicidad distribuida entre los 5 y 25 km de profundidad, capaz de producir daños, como en el caso del terremoto de 2004 en Damas, Costa Rica, con Mw 6.4.

Los sismos de subducción más grandes han ocurrido en los segmentos de la trinchera frente a las costas de Guatemala, El Salvador y Nicaragua. El segmento de la trinchera frente a las costas de Costa Rica no genera tanta sismicidad ni sismos tan grandes, debido a una subducción a menor ángulo, un acoplamiento débil y una corteza continental más frágil. El sismo de El Salvador de 2001, es el más reciente ocurrido en esta zona, pero presenta la particularidad de que su mecanismo focal normal y su profundidad de 60 km lo hacen un sismo intraplaca. (Benito et al., 2008)

#### **2.1.1.5. El arco volcánico**

El arco volcánico se extiende desde Guatemala, a partir del volcán Tacaná hasta el volcán La Yeguada, en el oeste de Panamá y es interrumpido por la cadena de

Intrusivos de la Cordillera de Talamanca, ubicada entre los volcanes Turrialba en Costa Rica y Barú en Panamá. Desde los años 1900 han ocurrido 32 sismos destructivos con magnitudes que van desde Mw 5.7 hasta Mw 6.9, a distancias de hasta 10 km del eje del arco volcánico.

En Nicaragua, el estilo de fallamiento asociado a los sismos históricos es similar al de El Salvador. Sismos destructivos bajo Managua, ocurrieron en 1931, dos en 1951 (MS 6.0) y uno en 1972, en una zona de falla de rumbo noreste, que tiene un ancho de entre 5 y 10 km. Este sismo fue de magnitud M 6.5 y sus réplicas definieron una zona de ruptura de rumbo NE, de 15 km de longitud por 7 km de profundidad. (Benito et al., 2008)

#### **2.1.1.6. Fallas y deformación interna de la placa Caribe**

Comprende las zonas sísmicas que están al NW del Arco Volcánico. La parte occidental de la Placa Caribe sufre deformación, tal como lo evidencian las extensiones E-W a través de los grabens y las fallas de rumbo en la franja del Arco Volcánico de América Central. Los principales rasgos tectónicos de estructuras intraplaca se mencionan a continuación.

La falla de Guayape es la estructura continua más larga dentro del territorio de Honduras, es una compleja banda de fallas desde 2 a 25 km desde la frontera de Honduras y Nicaragua cerca de El Paraíso hasta la costa caribeña cerca de la boca del río Sico. La actividad en esta falla, hoy en día, está evidenciada únicamente por una pobre sismicidad en los catálogos, a pesar de su clara definición topográfica.

La Depresión de Nicaragua consiste en un graben cuaternario elongado, que está en la región trasarco y se extiende subparalelo a la costa Pacífica desde El Salvador hasta el norte de Costa Rica. La cuenca se ensancha desde 40 km en El Salvador, hasta 75 km en el sureste de Nicaragua. Cerca de Managua la depresión tiene 50 km de ancho y está ocupada por los lagos de Managua y Nicaragua. Esta región contiene fallas importantes como la Mateare, que se extiende paralela a la depresión

y fallas perpendiculares al graben, como la de Tizcapa. Esta falla, de rumbo NE-SW, originó el sismo de Managua de 1972 (Mw6.5).

El escarpe de Hess es un alineamiento batimétrico prominente dentro de la Placa del Caribe que separa a una región con tectónica extensional al norte, de otra con tectónica contraccional al sur, en la Cuenca de Colombia. Esta estructura se extiende por más de 1000 km desde la Costa Caribe de Nicaragua, hasta Cuba meridional, formando el límite oriental del bloque de Chortís. Un patrón tan contrastante de regímenes tectónicos, puede indicar que los sismos aquí son poco frecuentes y con largos periodos de recurrencia, y parece conectarse con el paleo fallamiento transcurrente de dirección EW que atraviesa la península de Santa Elena en el norte de Costa Rica. (Benito et al., 2008)

#### **2.1.1.7. Zonificación Sismogenética.**

Uno de los elementos básicos que involucra un estudio de amenaza sísmica siguiendo un método zonificado es la adopción de una zonificación adecuada que englobe las diversas fuentes Sismogenética que representan una amenaza para una determinada región. Para el caso de los países que conforman América Central, el estudio de referencia definió zonificaciones a nivel regional y nacional. En ambos casos se consideran tres regímenes tectónicos: cortical, subducción interface y subducción intraplaca.

##### Zonas corticales o superficiales (0 a 25 km)

- Nicaragua, Arco volcánico (Golfo de Fonseca) (S4)
- Nicaragua, sistema de fallas del guayape (H3, N11)
- Nicaragua, Caribe Sur (N12)
- Nicaragua, Caribe Norte (N13-14)

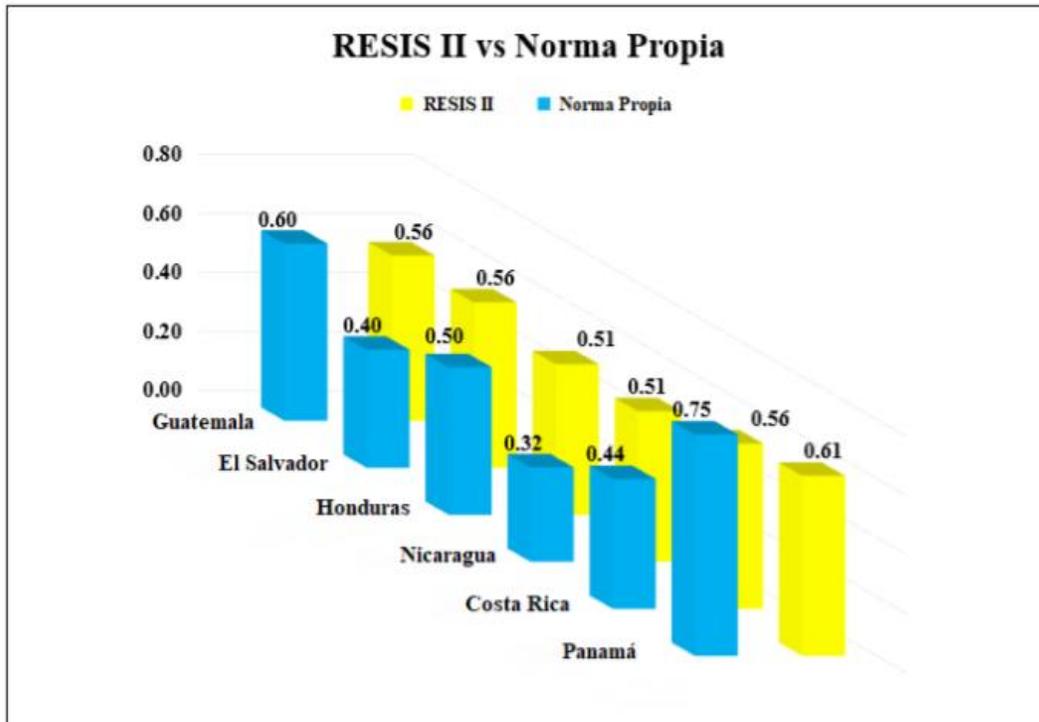
##### Zonas sísmicas de la región interplaca (subducción)

- Nicaragua, Interplaca Noroeste (NSI15)
- Nicaragua, Interplaca Sureste (NSI16)

##### Zonas sísmicas de la región intraplaca (subducción)

- Guatemala, Intraplaca (GSP10)
- Nicaragua, Intraplaca (NSP17)
- Costa Rica, Intraplaca Noroeste (CSP14)

#### 2.1.1.8. Aceleración máxima del suelo (PGA).



**Figura 4.** comparación de valores de aceleración pico de suelo. (Gonzales Orozco & Lopez Granados, 2020)

Unos de los estudios principales en cuanto a sismicidad se refiere en Centroamérica, se encuentra el Proyecto Regional RESIS II la amenaza sísmica se determinó para toda la región centroamericana siguiendo la metodología PSHA (del inglés, probabilistic Seismic Hazard assessment), que incorpora elementos como el árbol lógico y el juicio de expertos para completar diversas opciones de cálculo y cuantificación de las incertidumbres asociadas.

Por tanto, en este proyecto se encuentran valores de aceleración máxima del suelo en los distintos países que conforman la región de Centroamérica, datos que en varios de los casos armonizan con los datos obtenidos de las normativas sísmicas de cada país.

Uno de los aspectos muy interesantes es el hecho de que el reglamento sísmico de Panamá toma en cuenta varios parámetros del ASCE 7-16 (código sísmico estadounidense), y esto se corrobora en que Panamá es el único país que incorpora un espectro de peligro uniforme, construido a base de dos ordenadas espectrales; una para periodos cortos y otra para periodos intermedios.

La ventaja de esto es evidente, ya que, el código estadounidense por ley debe de tener una mejor representación de la actividad sísmica y la incorporación de este dato en el código de Panamá dará una mejor garantía en cuanto a los análisis sísmicos, agregando que según el estudio del RESIS II expone que los datos más altos de las aceleraciones máximas del suelo se encuentran en Panamá, es decir las máximas aceleraciones de Centroamérica se concentran en la región panameña.

Según el RESIS II los valores más altos de aceleraciones del suelo en Panamá rondan en 0.61g; y en el código sísmico REP-14 se manifiestan valores más altos, como 0.75g, es una diferencia notable, pero uno no puede revocar a la otra, aunque si hay que tomar en cuenta que los estudios del RESIS son más recientes y lo importantes es que esas máximas aceleraciones se encuentran en las mismas zonas para ambos documentos.

En los valores de aceleraciones máximas del suelo en los países de Honduras y Guatemala son muy parecidos de acuerdo a los valores estipulados en ambos documentos, en los códigos sísmicos de estos países como en el RESIS II, por tanto, aquí no hay mucha divergencia en cuanto a esos valores.

No se puede decir lo mismo de Nicaragua, Costa Rica y El Salvador, ya que estos países en sus códigos sísmicos brindan valores muy por debajo del RESIS, esto se puede entender por muchos factores.

En el caso de El Salvador hay que tomar en cuenta que este país tiene esos datos de aceleración máxima del suelo desde el año 1993, por lo que son datos que se pueden actualizar ya que tienen más de 27 años de vigencia, por ende, los valores del RESIS suelen ser más confiables por lo que son actualizados.

En Nicaragua, de antemano se sabe que es un país muy vulnerable sísmicamente, según el código sísmico RNC 07, tiene valores de 0.1g a 0.32g,

valores muy bajos en comparación con los del RESIS II, y además son los más bajos de la región de Centroamérica, algo que suena contradictorio con la frecuente actividad sísmica que hay en la zona, por lo que los datos de RESIS suelen ser más confiables y realistas.

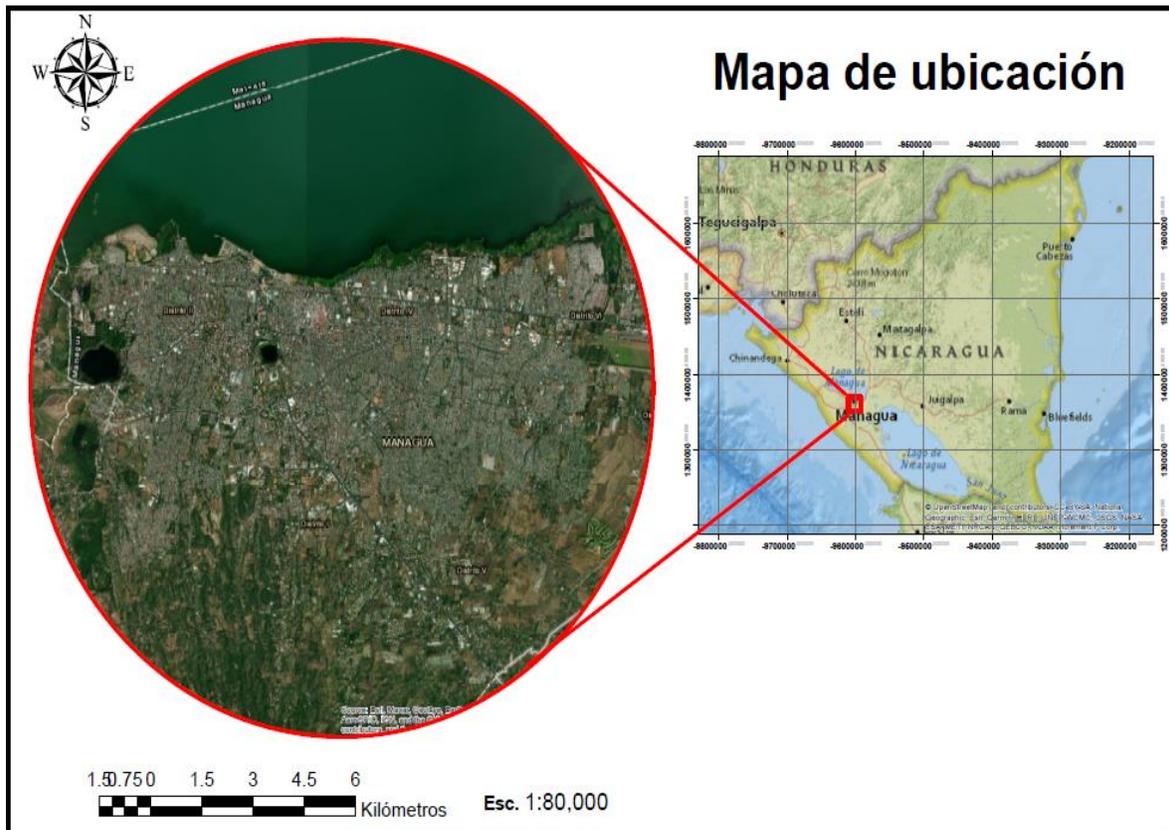
En Costa Rica la CSCR-10, refleja curvas de isoaceleración en roca, con un valor máximo de 0.525g, y el RESIS II de 0.56, no hay mucha diferencia, pero aun así está por debajo de las aceleraciones del Resis y en aspectos de diseño es muy productivo tomar valores altos de PGA, ya que eso brindaría más factores de seguridad y se estaría diseñando bajo condiciones críticas de suelo por lo que el escenario modelado nos daría factores de diseños que fácilmente se podrían plasmar a suelos menos fallados.

## **2.1.2. Área de estudio y Modelo Estructural**

### **2.1.2.1 Descripción de ubicación de la ciudad de Managua.**

#### **2.1.2.1.1. Datos generales de la ciudad de Managua**

La ciudad de Managua, capital de Nicaragua, se ubica en el suroeste de Nicaragua, en la zona del Pacífico, específicamente en la cuenca sur del Lago de Managua (Xolotlán), se localiza en las coordenadas 12 ° 09 ', de latitud norte, y 86 ° 16', de longitud oeste, con una altitud mínima de 43 msnm y altitud máxima de 700 msnm. El Municipio tiene un área total de 267 km<sup>2</sup> de extensión, de los cuales 173.7 km<sup>2</sup> son del área urbana. La población estimada es de 1, 025,000 habitantes. Limita al norte con el lago Xolotlán, al sur con el municipio El Crucero, al este con los municipios de Tipitapa, Nindirí y Ticuantepe, y al oeste con los municipios de Villa Carlos Fonseca y Ciudad Sandino. (INIDE, 2001).



**Figura 5.** Mapa de ubicación de la ciudad de Managua. (Fuente propia, generada a través del software ArcMap)

### 2.1.2.1.2. Marco tectónico regional de Nicaragua

Managua, yace en el margen sur del Lago Xolotlán dentro del Graben de Nicaragua a unos 45 km de la costa del Pacífico, en un área con actividad sísmica frecuente y con características geológicas complejas. El Graben de Managua representa una estructura extensional y recientemente activa, caracterizadas por numerosos sismos de baja magnitud dentro de la ciudad y los alrededores de Managua. Este segmento de la cadena volcánica (Espinoza, 2007), presenta una configuración limitada por fallas normales con tendencia norte-sur. Estas fallas activas son: la falla Cofradía, al Este, con una orientación nortenoreste; la falla Nejapa, al oeste, de orientación noroeste-sureste; y el escarpe de Mateare, de

tendencia norte-noroeste. El límite norte está conformado por el lago Xolotlán y, al sur, por el Complejo Volcánico Las Sierras-Masaya

La ciudad cuenta con una elevada densidad de fallas geológicas activas. Según Segura et al (2000), las fallas sísmicas locales, en términos estadísticos, generan 59% de la amenaza sísmica total en Managua. El 41% restante resulta de la zona de subducción, de otras zonas en la cadena volcánica y de la zona montañosa de Nicaragua. Esto subraya la importancia del conocimiento del fallamiento local en Managua (INETER, 2002).

Las fallas más importantes son: Falla Estadio, se localiza al este del Graben de Managua, con una longitud de 2 km y una longitud indeterminada bajo el Lago Xolotlan que originó el terremoto de 1931 y falla Los Bancos: encontrada en los trabajos de ENACAL para la tubería de aguas negras en diciembre del 2003. Este sistema de grieta y fallas se clasificó como una falla principal con amenazas posiblemente mayor para la ciudad, se han presentado informes preliminares, pero no se ha profundizado en ella.

#### **2.1.2.1.3. Suelos en la ciudad de Managua**

En términos generales, los suelos de Managua son relativamente rígidos. Adicionalmente, existen indicaciones de que los suelos son homogéneos, en el sentido que no se detectan diferencias considerables entre el tamaño y el contenido de frecuencias de los movimientos que se registran entre un sitio y otro probable.

Los suelos de Managua presentan características por una secuencia de depósitos volcano- sedimentario. Tales depósitos son atribuidos a los volcanes Masaya, Apoyo y Apoyeque. Generando una estratigrafía de la ciudad de Managua compuesta por tres formaciones principales de origen volcánico: Formación La Sierra, Formación Managua y la Formación Chiltepe.

#### **2.1.2.1.4. Zonificación Sismogenética de Managua**

Las principales zonas Sismogenéticas para Managua son: Zona interplaca, correspondiente a la actividad en la zona de contacto interplaca coco-caribe en la fosa Mesoamericana a profundidades entre 5 y 50 km, a unos 130 km de la línea costera del Pacífico. La frecuencia predominante estimada de la señal sísmica de un evento en la región interplaca sería de 2 Hz. y la zona de profundidad intermedia, se define una actividad relacionada a la subducción de la placa Coco a profundidades entre 70 a 220 km. Los sismos relacionados a esta fuente pueden alcanzar magnitudes de  $M_s=7$ , con periodos de retorno de 70 y 100 años. (Álvarez Moraga & Ortega González, 2014).

#### **2.1.2.1.5. Topografía de Managua**

Realizado con base en las curvas de nivel de la carta topográfica digital del INETER (1986). El relieve de la zona se clasificó en siete rangos de pendiente: dos categorías para las pendientes menores  $\leq 1$  a  $4^\circ$ , correspondientes a planicies, y para el relieve montañoso de 8 a 16, 16 a 24, 24 a 45 y  $\geq 45$ . Los rasgos más notables que se aprecian son los escarpes, los cuales coinciden con laderas montañosas y cortes erosivos. Se observan los valores menores, en planicies y piedemontes medios. (Velásquez Espinoza, Alcántara Ayala, Hernández Santana, & Gárnica Peña, 2014)

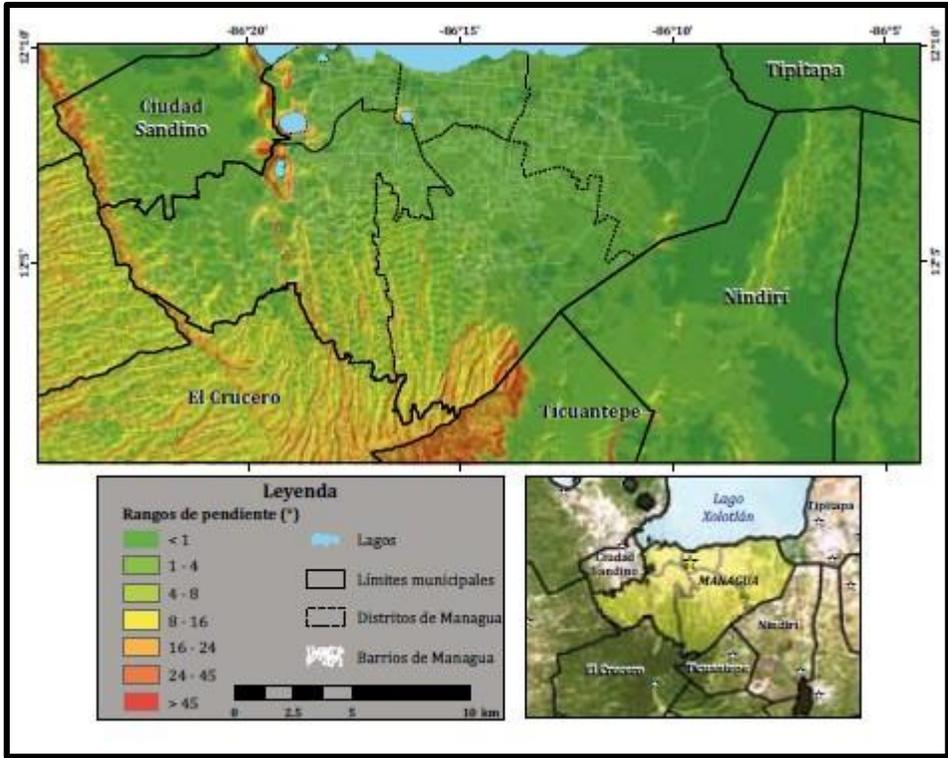


Figura 6. Mapa de pendientes. (Velásquez & Gárnica, 2014)

### 2.1.2.2. Modelo estructural.

#### 2.1.2.2.1. Arquitectura del proyecto

Se analiza un edificio de uso destinado a oficinas con sistema dual de pórticos y muros estructurales de concreto armado, de 4 niveles de altura, el primer piso con una altura de 4m y los demás pisos cada uno con 3.2 m de altura, teniendo así una altura total del edificio de 13.6m, cuenta con plantas de 40m x 40m. El área total de la construcción es de 1600 m<sup>2</sup>. La estructura se clasifica como regular porque no presenta ningún tipo de irregularidad vertical u horizontal.

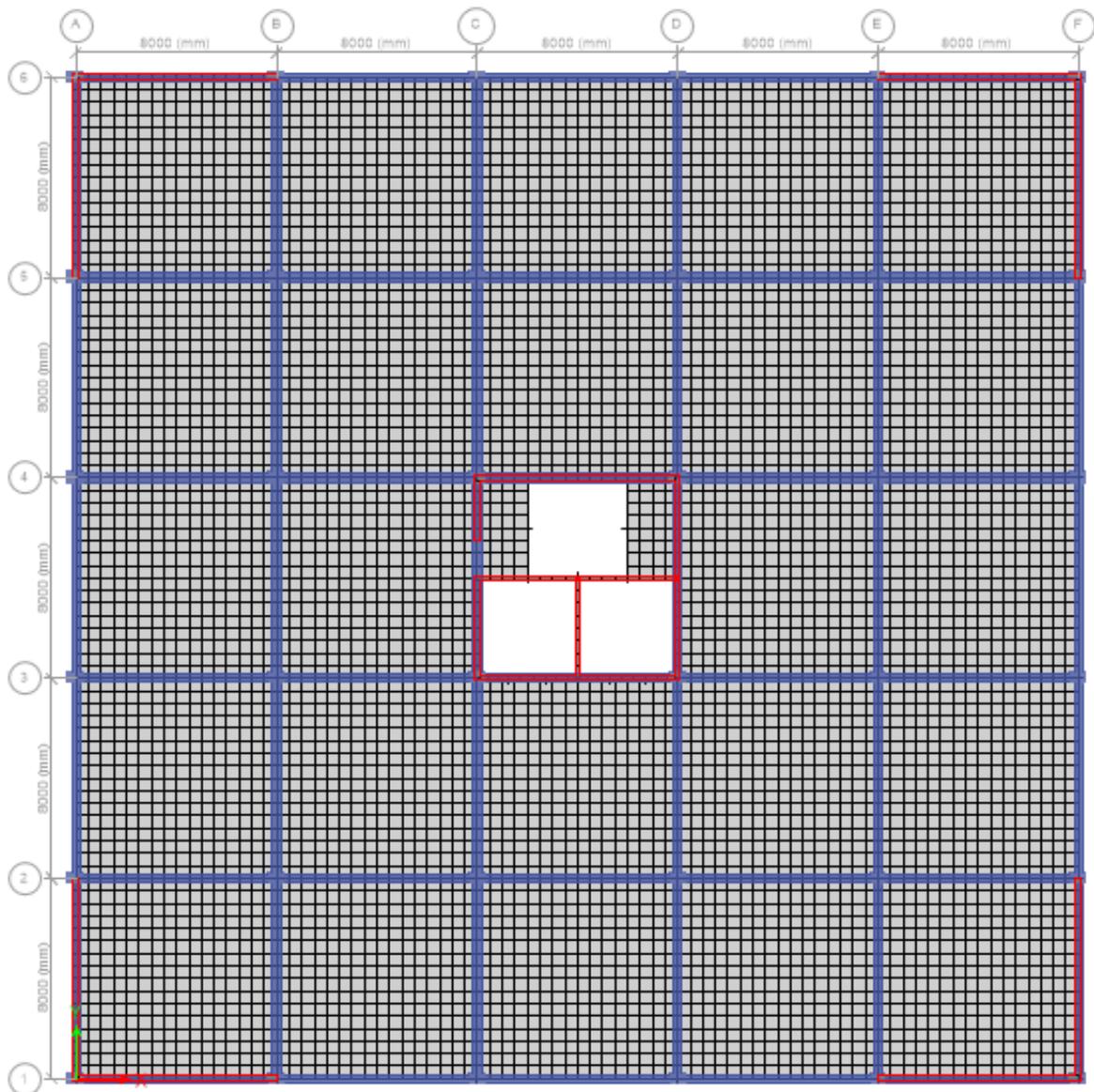
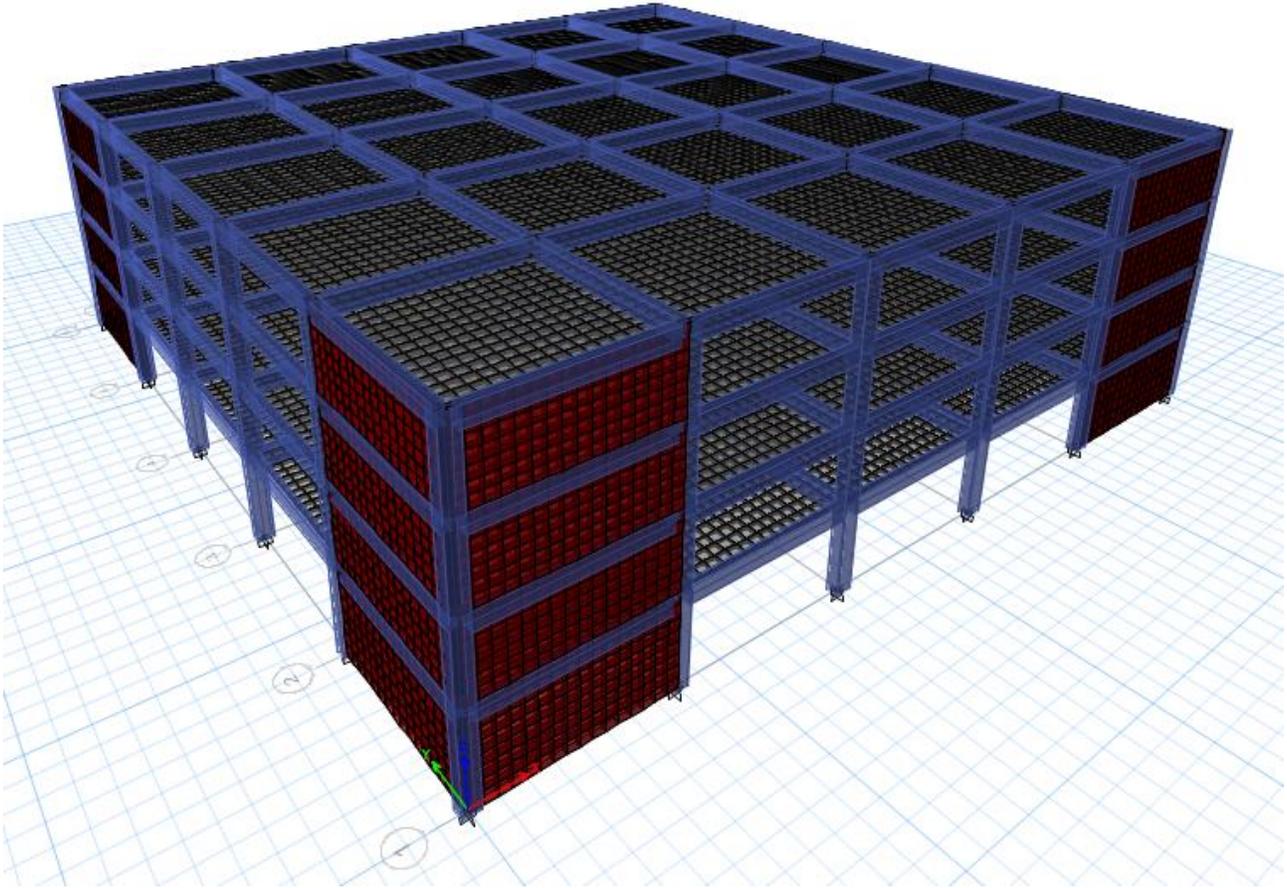


Figura 7. Vista en planta de edificación en estudio. (Elaboración propia)



**Figura 8.** Vista en 3D de la edificación en estudio. (Elaboración propia)

## 2.1.2.2.2. Materiales

Tabla 1. *Propiedades de los materiales a utilizar*

| Propiedades de los materiales                             |                         |           |                     |
|---|-------------------------|-----------|---------------------|
| Descripción   | Elementos estructurales | Valores   | Unidades            |
| <b>1. Concreto</b>  |                         |           |                     |
| <b>1.1. Resistencia a la compresión (f'c)</b>             | Losas                   | 3000      | PSI                 |
|   | Vigas                   | 3000      |                     |
|   | Columnas                | 3000      |                     |
|   | Muros de corte          | 3000      |                     |
| <b>1.2. Peso específico del concreto normal</b>           |                         | 2402.77   | Kgf/m <sup>3</sup>  |
| <b>1.3. Módulo de elasticidad del concreto (Ec)</b>       |                         | 219499.64 | Kgf/cm <sup>2</sup> |
| <b>1.4. Coeficiente de poissón (Uc)</b>                   |                         | 0.2       |                     |
| <b>1.5. Módulo de corte (Gc)</b>                          |                         | 91458.19  | Kgf/cm <sup>2</sup> |
| <b>2. Acero de refuerzo</b>                               |                         |           |                     |
| <b>2.1. Peso específico del acero A615Gr608</b>           |                         | 7849.05   | Kgf/m <sup>3</sup>  |
| <b>2.2. Esfuerzo de fluencia acero A615Gr60 (fy)</b>      |                         | 4218.42   | Kgf/cm <sup>2</sup> |
| <b>2.3. Esfuerzo ultimo del acero A615Gr60 (fu)</b>       |                         | 6327.63   | Kgf/cm <sup>2</sup> |
| <b>2.4. Módulo de elasticidad del acero A615Gr60 (Ea)</b> |                         | 2038901.9 | Kgf/cm <sup>2</sup> |
|   |                         | 2         |                     |

Fuente: *elaboración propia*

### **2.1.3. Aspectos generales del análisis sísmico.**

Todo proyecto se inicia con la identificación de una necesidad que requiere algún tipo de construcción para ser satisfecha y con la realización del estudio socioeconómico que demuestre su factibilidad.

El lugar donde se construirá la nueva edificación no suele estar en discusión, aunque sea en una zona de alta sismicidad. Toda edificación debe diseñarse y construirse con especificaciones que ofrezcan garantías en cuanto a su seguridad, funcionalidad, estética, factibilidad y economía.

Tomada la decisión de construir, se elabora un anteproyecto arquitectónico del edificio que considere todos los aspectos económicos y funcionales que llevaron a esa decisión. A partir de esta etapa debe intervenir un equipo multidisciplinario que colabore con el arquitecto, quien debe tener muy en cuenta, desde que empieza a desarrollar sus ideas, las restricciones impuestas por las instalaciones y equipos que requiere la operación del edificio y, sobre todo, la necesidad de contar con una estructura, indispensable para dar forma a la construcción, crear los espacios que la constituyen y soportar, segura y económicamente, las cargas y acciones de otros tipos que actuarán sobre ella durante toda su vida útil.

La seguridad de una edificación es el factor más importante, y está relacionado con la capacidad de la estructura para resistir las cargas o solicitaciones máximas posibles que puedan ocurrir durante su vida útil, sin incurrir en daños excesivos o en colapso parcial o total de la edificación.

Hay varios tipos de funcionabilidad, las más importantes son la arquitectónica y la estructural. La funcionabilidad arquitectónica está ligada a su función misma como edificio y a sus aspectos estéticos, que suponen una configuración o distribución de espacios y formas agradables con el fin de crear un ambiente positivo y productivo para la comunidad en la cual está localizado y para los usuarios que hacen uso directo de él.

La funcionabilidad estructural, por su parte, se relaciona con las limitaciones por las deformaciones, el fisuramiento y la vibración de los elementos estructurales, de

ella depende que, durante su servicio normal, la edificación no dé la impresión de haber perdido su valor, porque se considera insegura y poco comfortable.

Esta clase de funcionabilidad representa la respuesta de la edificación durante su vida útil, cuando es sometida a las cargas o solicitaciones normales; mientras que la seguridad estructural se refiere al comportamiento de la edificación durante su vida total (incluyendo el tiempo de construcción, uso, reparaciones, etc.) cuando se somete a cargas excesivas, como son las cargas vivas altas, las laterales de sismos destructivos y las de vientos de alta velocidad.

La factibilidad y economía de una edificación no solamente depende de la disponibilidad de capitales, la localización, las condiciones de soporte y fundaciones, los recursos de materiales y las características arquitectónicas sino también de su importancia (socio económica-cultural) en la comunidad y de los niveles de seguridad y funcionabilidad requeridos.

Por otro lado, la configuración de una edificación, y sus detalles arquitectónicos y estructurales, son factores determinantes en su comportamiento e influyen en la manera como las fuerzas sísmicas se distribuyen en su altura, en la intensidad de esas fuerzas y en la interacción entre los miembros.

Una vez elegida una configuración deficiente, puede ser difícil obtener un edificio sano, aunque el diseño estructural sea correcto. No sólo el ingeniero estructural, sino también el arquitecto, deben estar familiarizados con los efectos que las características de los materiales, la configuración geométrica y la distribución de elementos de carga y de rigidez tienen sobre el comportamiento sísmico de los edificios. Y los dos deben estar conscientes de la responsabilidad que comparten.

Los arquitectos e ingenieros responsables de la creación de una edificación deben comunicarse e interactuar desde el anteproyecto, durante la construcción y hasta la aceptación de la obra para lograr un diseño sismo resistente efectivo y al mismo tiempo un sistema estructural adecuado que permita la funcionabilidad y estética arquitectónica de la edificación (Awad, 2012)

### **2.1.3.1. Filosofía de diseño sismorresistente.**

La filosofía de Diseño Sismorresistente tiene como premisa “salvaguardar la vida humana durante la ocurrencia de un terremoto destructivo”, por sobre el más adecuado método constructivo o la mayor conveniencia económica.

El objetivo del diseño sismorresistente es el de analizar, diseñar y detallar las estructuras de manera que su comportamiento durante la ocurrencia del “sismo o terremoto”, como lo establecen los diferentes códigos o reglamentos, permita que las mismas, incursionen en el campo inelástico con una adecuada performance, para cumplir con la filosofía básica del diseño sismorresistente.

Es por ello, que tiene suma importancia efectuar un excelente detallamiento de las armaduras para asegurar que la estructura se deforme adecuadamente, disipando energía en los elementos que se diseñaron para tal fin. A lo largo del tiempo la ocurrencia de los sismos ha puesto en evidencia una importante limitación del enfoque implícito en los códigos de diseños hasta ahora empleados, el desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en estos códigos y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismorresistente.

#### **2.1.3.1.1. Clasificación y tipos de estructuras.**

Para efectos del diseño estructural se considera que las estructuras se pueden clasificar en:

Según el reglamento nacional de la construcción en Nicaragua RNC-07

- a) Estructuras esenciales: (**Grupo A**) son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso, como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, edificios de gobierno, escuelas, centrales telefónicas, terminales de transporte, etc. También se ubican dentro de este grupo las estructuras cuya falla parcial o total represente un riesgo para la población como depósitos de sustancias

tóxicas o inflamables, estadios, templos, salas de espectáculos, gasolineras, etc. Asimismo, se considerará dentro de este grupo a aquellas estructuras cuya falla total o parcial causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales, como museos, archivos y registros públicos de particular importancia, monumentos, puentes, etc.

- b) Estructuras de normal importancia: (**Grupo B**) son aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.
- c) Estructuras de menor importancia: (**Grupo C**) son aquellas estructuras aisladas cuyo falla total o parcial no pone en riesgo la vida de las personas, como barandales y cercos de altura menor a 2.5m.

#### **2.1.3.1.2. Importancia de la estructura.**

Conocer la clasificación y tipos de estructura, nos ayuda a entender la importancia que tienen estas. La importancia de la estructura radica en estipular los objetivos de desempeño para cada uno de los grupos en los cuales se clasifican, saber la ocupación que tendrán las edificaciones nos da la noción de los recursos que están en juego, lo más importante debería ser, proteger la vida de los ocupantes y transeúntes, esto se logra evitando el colapso parcial o total de la estructura y de aquellos componentes no estructurales capaces de causar daños. La edificación debe de mantener su integridad estructural durante y después del sismo y permitir una segura evacuación de sus ocupantes, aunque podría sufrir daños en su estructura o en sus componentes no estructurales.

Todas las estructuras sin importar su ocupación, deben de tener sus factores de importancia bien definidos y que brinden seguridad en el desarrollo de las actividades que se realicen en esta, lo cierto es, que todas las edificaciones que se sean utilizadas para fines sociales como: Hospitales, escuelas, residenciales y etc. Son lugares donde la mayor parte del tiempo se concentra una buena cantidad de

personas, por tanto, deben de tener prioridad y un índice de importancia muy alto, el cual se considera en el análisis sismorresistente.

### 2.1.3.1.3. Categorías de diseño.

Código ASCE/SEI 7:2016

El equivalente a los Niveles de Diseño establecidos en la Sección 2.5.1, en el Código ASCE/SEI 7:2016 es la denominada Categoría de Diseño Sísmico (“Seismic Design Category”) designada como (CDS). En la ASCE/SEI 7:2016 se distinguen seis categorías de diseño sísmico (CDS), identificadas por las letras que van de la A hasta la F. La asignación de (CDS) se da en las Tablas 1 y 2 que siguen.

**Tabla 2.** Categoría de diseño basado en  $S_{DS}$

| Valores de $S_{DS}$        | Categoría de riesgo |    |
|----------------------------|---------------------|----|
|                            | I, II o III         | IV |
| $S_{DS} < 0.167$           | A                   | A  |
| $0.167 \leq S_{DS} < 0.33$ | B                   | C  |
| $0.33 \leq S_{DS} < 0.50$  | C                   | D  |
| $0.50 \leq S_{DS}$         | D                   | D  |

Fuente: ASCE7, 2016

**Tabla 3.** Categoría de diseño basado en  $S_{D1}$

| Valores de $S_{D1}$         | Categoría de riesgo |    |
|-----------------------------|---------------------|----|
|                             | I, II o III         | IV |
| $S_{D1} < 0.067$            | A                   | A  |
| $0.067 \leq S_{D1} < 0.133$ | B                   | C  |
| $0.133 \leq S_{D1} < 0.20$  | C                   | D  |
| $0.20 \leq S_{D1}$          | D                   | D  |

Fuente: ASCE7, 2016

A toda estructura se le asignará una categoría de Diseño Sísmico. Si para la estructura a ser diseñada no hubiese coincidencia entre las dos tablas, se asignará la (CDS) más severa obtenida entre las dos tablas, independientemente del período fundamental.

Estructuras ubicadas en Zonas donde  $S_1$  sea igual o mayor que 0.75, con Categoría de Riesgo I, II ó III, deben calificarse como (CDS) E. Si, en esas mismas Zonas, se tratase de estructuras con Categoría de Riesgo IV, estas deben calificarse como (CDS) F, que es la categoría de diseño más exigente de todas.

En el otro extremo, se encuentran las estructuras ubicadas en Zonas con valores de muy bajo peligro sísmico ( $S_1 \leq 0.004$  y  $S_s \leq 0.15$ ). En esos casos, las estructuras pueden ser calificadas como (CDS) A, con muy básicos requerimientos de construcción.

Se obvian aquí alternativas y particularidades de diseño que no procede revisar en esta comparación general. Sí es importante señalar que, estructuras con una (CDS) desde la C hasta la F, requieren una investigación geotécnica que incluya la evaluación de las siguientes amenazas geológicas y sísmicas potenciales: (a) inestabilidad de taludes; (b) licuefacción; (c) asentamientos, sean totales o diferenciales; (d) desplazamientos permanentes del terreno debidos a fallas activas o desparramamiento lateral inducido por sismos. Para el caso particular de las (CDS) D, E y F, el informe geotécnico debe incluir, además: (i) presiones laterales en sótanos o muros de retención debidas a los movimientos del terreno; (ii) otros aspectos relacionados al potencial de licuefacción, asentamientos y desplazamientos permanentes del terreno.

#### **2.1.3.1.4. Diseño por resistencia.**

El Método de Diseño por Resistencia requiere que en cualquier sección la resistencia de diseño de un elemento sea mayor o igual que la resistencia requerida calculada mediante las combinaciones de cargas mayoradas especificadas en el código. De forma generalizada,

$$\text{Resistencia de diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (U)}$$

Donde a su vez:

*Resistencia de diseño*

$$= \text{Factor de Reduccion de la Resistencia } (\phi) \times \text{Resistencia Nominal}$$

*Resistencia Requerida*

$$= \sum (\text{Factores de carga} \\ \times \text{Solicitaciones provocadas por un estado de cargas de servicio})$$

Siendo:

Factor ( $\phi$ ): Factor menor que la unidad que reduce la resistencia para considerar las incertidumbre en los materiales y en las dimensiones

Resistencia nominal: Resistencia de un elemento o de una sección transversal antes de aplicar cualquier factor de reducción de la resistencia.

Factor de carga: Factor que incrementa la carga para considerar las incertidumbres en la variación de las cargas de servicio.

Carga de servicio: carga especificada por el reglamento de accione correspondiente (no mayorada).

#### Resistencia Nominal vs Resistencia de diseño

Las reglas para el cálculo de la resistencia nominal se basan en los estados límites establecidos para tensión, deformación, fisuración o aplastamiento, y concuerden con los resultados experimentales para cada tipo de acción estructural. La resistencia nominal se evalúa asumiendo que la sección tendrá exactamente las dimensiones y las propiedades de los materiales supuestas en los cálculos.

La resistencia de diseño proporcionada por un elemento estructural, sus uniones con otros elementos y su sección transversal, es igual a la resistencia nominal calculada de acuerdo con las ecuaciones e hipótesis estipuladas en el Reglamento, multiplicada por un factor de reducción de la resistencia ( $\phi$ ).

Esta reducción toma en cuenta:

- ✓ La variabilidad de la resistencia de los materiales
- ✓ Los efectos de la velocidad de aplicación de cargas
- ✓ La variabilidad de la resistencia in situ vs. la resistencia de una probeta
- ✓ Los efectos de las tensiones residuales de contracción

- ✓ Las tolerancias y errores en las dimensiones de la sección transversal
- ✓ Las tolerancias y errores en la colocación de las armaduras
- ✓ Las tolerancias de fabricación y laminación de las barras de armadura
- ✓ Las hipótesis y simplificaciones usadas en las ecuaciones de diseño
- ✓ El tipo de falla que podría producirse (señales que permitan anticipar su ocurrencia, existencia de recorridos de carga alternativos, potenciales pérdidas de vidas humanas, costos sociales indirectos, importancia del elemento estructural, costo de reemplazo, etc.

### **2.1.3.2. Criterios de diseño.**

En los países donde el riesgo sísmico es alto, como en los países del cinturón de fuego del pacífico, del sur de Europa y de Asia, el diseño apropiado para resistir las cargas inducidas por terremotos es de vital importancia en cualquier edificación. Los investigadores y profesionales suelen estar de acuerdo en los siguientes criterios de diseño que permiten definir conceptualmente la acción sísmica.

- Las estructuras deben resistir, en el rango lineal elástico, todos aquellos sismos de intensidad reducida que ocurran durante su vida útil.
- Las estructuras deben resistir, sin daños significativos, aunque admitiendo que se podría comportar de manera no lineal—, todos aquellos sismos de intensidad moderada que ocurran durante su vida útil. Se permiten daños menores como algún fisuramiento a flexión en el hormigón y pequeñas incursiones de fluencia del acero de vigas y losas, o fallas en los elementos no estructurales cuya reparación económica sea rápida y factible.
- Las estructuras deben de resistir, en el rango no lineal, un sismo severo que ocurra una sola vez durante su vida útil. Se admiten daños significativos en los elementos estructurales, aunque no el colapso de la estructura. El nivel permitido de daños depende de la importancia de la edificación: si una edificación es vital para la supervivencia de la comunidad, como lo son los hospitales, centros de salud, plantas de energía, agua, teléfonos, etc., el nivel permitido de daños debe ser mínimo, para así garantizar su funcionamiento después de la ocurrencia de sismos destructivos.

Los aspectos relacionados al diseño sísmico de estructuras varían en relación a otros diseños que se realizan por el efecto de otras acciones y esto debido principalmente a lo poco predecible que pueden ser los eventos sísmicos, además, estos pueden alcanzar intensidades extraordinarias lo que puede representar una gran complejidad cuando se realiza un diseño de este tipo.

Por lo antes descrito, se puede decir que el enfoque de diseño para otras acciones se basa en que el comportamiento de las estructuras permanezca dentro de un intervalo lineal sin presentar daños aun con los máximos valores que puedan alcanzar las fuerzas actuantes, mientras, que en un diseño sísmico esto resultaría económicamente poco rentable, por lo que se busca que las edificaciones en general sean seguras con una inversión razonable pero teniendo en cuenta que puede llegar a ocurrir algún tipo de daño.

Actualmente en su gran mayoría los reglamento para el diseño sísmico buscan que las estructuras diseñadas no lleguen al colapso, pero aceptando el daño que estas pueden llegar a sufrir bajo acciones de sismos excepcionales, aunque también se pretende que bajos sismos moderados el daño sea prácticamente nulo o despreciable.

En su libro Bazán & Meli (2004) lo define de esta forma:

- a) Estado límite de servicio, para el cual no se exceden deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, ni daños en elementos no estructurales.
- b) Estado límite de integridad estructural, para el cual se puede presentar daño no estructural y daño estructural menor, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero no se alcanza la capacidad de carga de los elementos estructural.

c) Estado límite de supervivencia, para la cual puede haber daño estructural significativo, y hasta en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso. En términos generales, pueden establecerse como objetivos del diseño sísmico.

1. Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que puedan presentarse varias veces en la vida de la estructura;
2. Que el estado de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una posibilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura;
3. El estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia. (p. 39).

Las estructuras deben ser capaces de resistir las fuerzas laterales provocadas por el movimiento del suelo, pero, además estas deben tener la capacidad de disipar la energía proveniente del movimiento del suelo. Cuando se presentan sismos severos es aceptable que esta energía sea disipada con deformaciones inelásticas que implican daños, pero evitando que alcancen condiciones cercanas al colapso.

Bazán & Meli (2004) mencionan que el diseño sísmico de una estructura implica las siguientes etapas:

- a) La selección de un sistema estructural adecuado. El sistema estructural debe ser capaz de absorber y disipar la energía introducida por el sismo sin que se generen efectos particularmente desfavorables, como concentraciones o amplificaciones dinámicas. De la idoneidad del sistema adoptado depende en gran parte el éxito del diseño.
- b) El análisis sísmico. Los reglamentos definen las acciones sísmicas para las cuales debe calcularse la respuesta de la estructura y proporcionan métodos de análisis de distinto grado de refinamiento. La atención debe prestarse más

a la determinación del modelo analítico más representativo de la estructura real, que al refinamiento del análisis para el cual se cuenta actualmente con programas de computadora poderosos y fáciles de usar, que simplifican notablemente el problema.

- c) El dimensionamiento de las secciones. Los métodos de dimensionamiento de las secciones y elementos estructurales no difieren sustancialmente de los que se especifican para otros tipos de acciones.
- d) Detallado de la estructura. Para que las estructuras tengan un comportamiento dúctil es necesario detallar sus elementos y conexiones para proporcionarles gran capacidad de deformación antes del colapso. Los requisitos al respecto son particularmente severos en estructuras de concreto, en las que conducen a modificaciones sustanciales en las cuantías y distribuciones de refuerzo, con respecto a la práctica convencional en zonas sísmicas. (p. 40).

| <i>Estado límite</i>          | <i>Intensidad sísmica</i> | <i>Periodo de retorno, años</i> |
|-------------------------------|---------------------------|---------------------------------|
| <b>Servicio</b>               | <b>Moderada</b>           | <b>20-30</b>                    |
| <b>Integridad estructural</b> | <b>Severa</b>             | <b>50-100</b>                   |
| <b>Supervivencia</b>          | <b>Extraordinaria</b>     | <b>500-1000</b>                 |

**Figura 9.** Estados Limite para Diseño Sísmico. Fuente: Bazán & Meli (2004)

Es posible realizar tres diferentes análisis para llevar a cabo los objetivos del diseño sísmico: el primero debe realizarse para un modelo elástico –lineal ya que en este se considera las condiciones límites de servicio, el segundo se realiza para un sismo severo con comportamiento elástico lineal pero que no exceda la

resistencia de los elementos estructurales ante esfuerzo elevados (estado límite de seguridad estructural), y finalmente se analiza el caso de un evento sísmico extraordinario, por lo cual debe considerarse un modelo plástico teniendo en cuenta la seguridad contra un mecanismo de colapso.

Lo antes planteado generalmente nunca se lleva a cabo ya que resulta algo muy complicado, es por ello, que los reglamentos tratan de simplificar los objetivos de diseño en una sola etapa, sin embargo, no siempre queda claro el mecanismo realizado ya que en ocasiones resultan en cambios muy drásticos y no se justifican algunos parámetros utilizados.

Según Bazán & Meli (2004), se elige un mecanismo de comportamiento inelástico de la estructura que garantice la ductilidad deseada y se diseñan las secciones críticas de dicho mecanismo (aquellas donde se desea aparezcan articulaciones plásticas) para las fuerzas que se generan en ellas según el sismo de diseño. Después se revisa el resto de las secciones para los diferentes estados límite, con las fuerzas que aparecen en ellas al formarse el mecanismo y aplicando un factor de seguridad adicional para garantizar que no alcancen su capacidad cuando se forme el mecanismo.

### **2.1.3.3. Parámetros de diseño.**

Uno de los principales objetivos de los códigos sísmicos es contemplar en ellos los parámetros de diseños, los cuales no son los mismos en todos los códigos sísmicos, esto se debe a que no todos los países tienen las mismas vulnerabilidades sísmicas, incluso hay muchos países que no tienen código sísmico propio y muchos toman como referencia el ASCE 7-16. Para fines de este trabajo, las normas en estudio que es el RNC 07.

#### **2.1.3.3.1. Coeficiente sísmico.**

Según el MTI (2007) el coeficiente sísmico,  $C$ , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo,  $V$ , entre el peso de la edificación sobre dicho nivel  $W$ . Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con

respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan.

$$C = V/w$$

Los coeficientes sísmicos sirven para construir los espectros de aceleraciones de diseño. De hecho, representan una cota superior a las aceleraciones de dicho espectro, que corresponde a su parte plana.

#### **2.1.3.3.2. Espectro de diseño.**

El espectro de respuesta sirve como un medio práctico para caracterizar los movimientos del terreno y sus efectos sobre las estructuras. El espectro de respuesta proporciona un medio conveniente para resumir la respuesta máxima de todos los posibles sistemas lineales de un grado de libertad a un componente particular del movimiento del terreno. También proporciona un enfoque práctico para la aplicación del conocimiento de la dinámica estructural al diseño de estructuras y al desarrollo de los requisitos de fuerza lateral en los códigos de construcción.

Una gráfica del valor máximo de una cantidad de respuesta como una función del periodo de vibración natural  $T_n$  del sistema, o de un parámetro relacionado, como la frecuencia circular o la frecuencia cíclica, se denomina espectro de respuesta para dicha cantidad. Cada una de estas gráficas es para los sistemas de 1GDL que tienen una fracción de amortiguamiento fijo y es necesario incluir varias de dichas gráficas para diferentes valores de amortiguamiento, a fin de cubrir el intervalo de valores de amortiguamiento en las estructuras. (Chopra, 2014)

#### **2.1.3.3.3. Espectros de diseño elástico**

El espectro de diseño sísmico para sistemas elásticos debe satisfacer ciertos requisitos, ya que está pensado para diseñar nuevas estructuras o para evaluar la seguridad sísmica de las estructuras existentes, a fin de que puedan resistir a sismos futuros. Con este propósito, el espectro de respuesta para un movimiento del terreno registrado durante un sismo pasado es inapropiado. La variación en el

espectro de respuesta, es característica de esa excitación particular. El espectro de respuesta para otro movimiento del terreno registrado en el mismo sitio durante un sismo diferente también es irregular, pero los picos y los valles no se presentan necesariamente en los mismos periodos.

No es posible predecir la variación del espectro de respuesta en todos sus detalles para un movimiento del terreno que puede producirse en el futuro. Así, el espectro de diseño debe consistir en un conjunto de curvas suaves o en una serie de líneas rectas con una curva para cada nivel de amortiguamiento.

El espectro de diseño debe, en un sentido general, ser representativo de los movimientos del terreno registrados en el sitio durante los sismos pasados. Si no ha habido registros en el sitio, el espectro de diseño debe basarse en los movimientos del terreno registrados en otras instalaciones con condiciones similares. Los factores que deben intentarse hacer coincidir en la selección incluyen la magnitud del sismo, las distancias del lugar a la falla causante, el mecanismo de falla, la geología en la trayectoria de desplazamiento de las ondas sísmicas desde la fuente hasta el sitio, y las condiciones locales del terreno en el sitio. (Chopra, 2014)

#### **2.1.3.3.4. Espectros de diseño inelástico**

Son similares a los anteriores, pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismo resistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico. Como ejemplo, podemos mencionar los espectros de ductilidad (recordemos que ductilidad de desplazamientos es la relación entre el desplazamiento máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento de fluencia).

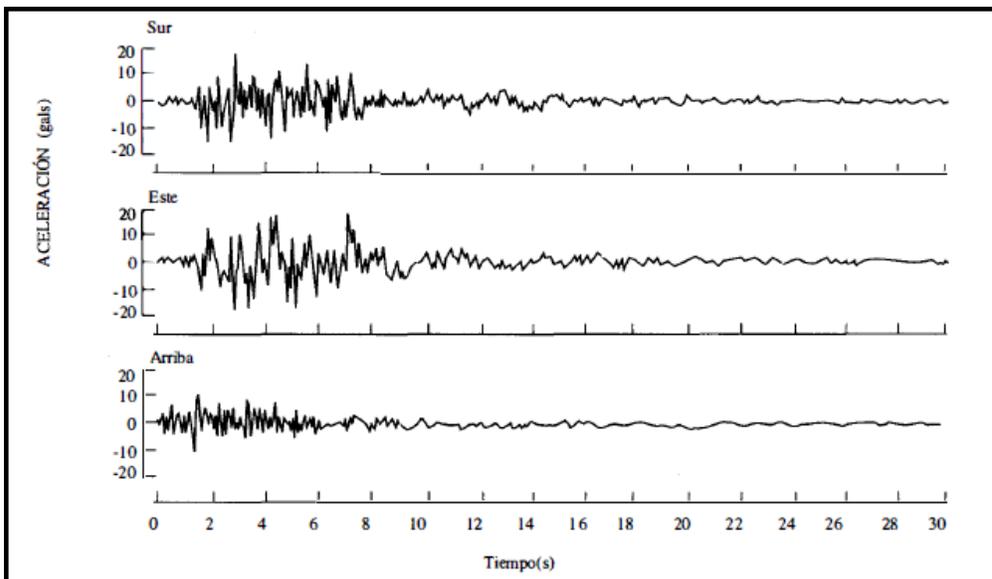
Estos espectros representan la ductilidad requerida por un terremoto dado en función del periodo de vibración de la estructura y se grafican usualmente para distintos niveles de resistencia. También, se construyen espectros de aceleración, desplazamiento de fluencia o desplazamiento último de sistemas inelásticos, en donde se consideran

distintos niveles de ductilidad o distintos tipos de comportamiento histerético de la estructura. (Chopra, 2014)

### 2.1.3.3.5. Registros sísmicos.

Entre los aparatos para medir los sismos se encuentran los sismógrafos, que se usan principalmente para determinar los epicentros y mecanismos focales. Para fines de ingeniería los más importantes son los acelerógrafos que proporcionan la variación de aceleraciones con el tiempo en el lugar donde están colocados.

Los acelerógrafos contienen sensores dispuestos de manera de registrar la aceleración del terreno en tres direcciones ortogonales (dos horizontales y una vertical). La figura 8 muestra un registro típico. Los parámetros más importantes para definir la intensidad del movimiento y sus efectos en las estructuras son la aceleración máxima, expresada generalmente como fracción de la gravedad, la duración de la fase intensa del movimiento, y el contenido de frecuencias. Este último se refiere a la rapidez del cambio de dirección del movimiento y es importante en cuanto a definir el tipo de estructura que será más afectado.



**Figura 10.** Acelerogramas de los tres componentes de un sismo (registrados a 20 km del epicentro del sismo de San Fernando, 1971 (Chopra, A. K, 2014).

#### **2.1.3.3.6. Factor de modificación de respuesta.**

El factor de modificación de respuesta, R, juega un papel importante en el diseño de estructuras en la mayoría de códigos de diseño de diversos países. Dado que resulta antieconómico que una estructura se comporte dentro de su rango elástico ante una excitación sísmica, el factor de modificación de respuesta tiene como función reducir las fuerzas sísmicas hasta llevarlas a un nivel de fuerzas de diseño, tomando en cuenta la capacidad de disipación de energía que tiene la estructura, además de su ductilidad y sobre-resistencia. A pesar de su importancia, los valores asignados a dichos factores en la actualidad, están basados en el juicio, experiencia y en el desempeño observado en los edificios en sismos anteriores, presentando muy poca base técnica. (Alvarado & Cruz , 2006)

Los componentes del factor de modificación de respuesta R pueden ser definidos por muchos medios, principalmente los que son dependientes del nivel de desempeño a considerar. Los investigadores de la Universidad de Berkeley separaron el factor de modificación de respuesta en tres componentes: la contribución de la ductilidad, la reserva estructural y el amortiguamiento viscoso. Existen otros factores que pueden tomarse en cuenta dependiendo de la normativa sismorresistente de cada país, tales como el factor de sobre – resistencia, ductilidad y el factor de redundancia.

El factor de modificación de respuesta juega un papel muy esencial en la estimación de la demanda sísmica impuesta en el diseño, esto debido a que es el término que más afecta el valor del cortante basal reduciendo la fuerza sísmica elástica a una fuerza de diseño muy baja.

Los factores de Sobre-resistencia y Ductilidad para la mayoría de sistemas sismorresistentes, son los que más varían entre diferentes zonas sísmicas debido a las relaciones entre cargas de gravedad y cargas sísmicas; consecuentemente, estos factores deben ser evaluados en cada zona sísmica para cada sistema sismorresistente.

Según el artículo “CALIBRATION OF FORCE REDUCTION FACTORS OF RC BUILDINGS” (Mwafy & Elnashai, 2002) el factor de redundancia y el factor de sobre-resistencia se consideran como una sola componente. Esto se debe a que el parámetro de sobre-resistencia representa implícitamente la redundancia a través de la redistribución de acciones; lo que conduce a una mayor y excesiva resistencia, el uso del factor de amortiguamiento fue incluido únicamente para tener en cuenta el aporte de reducción de respuesta proporcionada por los dispositivos de amortiguamiento viscoso suplementarios. (Juarez et al., 2018)

#### **2.1.3.3.7. Control de deformaciones (Derivas).**

La deriva de piso es la relación entre los desplazamientos relativos de cada piso de una edificación para la altura de entrepiso de cada uno de estos. Para el diseñador es necesario realizar un control de las estructuras mediante los desplazamientos laterales que se relacionan con el daño estructural. Esto, debido a que, comúnmente no son las fuerzas sísmicas el parámetro de diseño crítico en los elementos estructurales y no estructurales, sino más bien el control de las deformaciones. El diseñador como tal debe controlar que las deformaciones inelásticas sean controlables y se encuentren dentro de los parámetros establecidos en las normativas vigentes.

Los cálculos de las derivas de piso han sido principios ingenieriles usados para mejorar el funcionamiento estructural en cualquier tipo de edificación tanto en a nivel estructural como no estructural, estas han sido razones suficientes para que los códigos de la construcción en muchos lugares del mundo hayan sido modificados por lo que las derivas han sido relativamente más apegadas a las nuevas condiciones que presenta la naturaleza.

Es importante resaltar que el hecho de diseñar bajo las normativas no puede expresar una seguridad total en las estructuras ni evita los daños severos si lleva consigo, porque estas son investigaciones en base a los terremotos que han afectado al mundo y están en constante actualización; debido a que esto no es predecible y es muy variable y muchas veces con mayor fuerza. Es necesario

comprender que según varios estudios la ductilidad y redundancia han sido parte fundamental para que las estructuras no colapsen. (Ceballos , 2017)

#### **2.1.3.4. Daños por efectos sísmicos.**

El factor que más ha influido en el establecimiento de la práctica actual del diseño sismorresistente de edificios, ha sido la experiencia que se ha derivado del comportamiento observado de los diferentes tipos de estructuras que han sufrido sismos severos. La identificación de las características que han dado lugar a fallas (o por el contrario a buen comportamiento) y el análisis de los tipos de daños y de sus causas han contribuido en forma decisiva al entendimiento del comportamiento sísmico de las estructuras.

Dentro de las fallas más graves en las que coinciden arquitectos, ingenieros y especialistas en la evaluación de daños sísmicos encontramos los daños en vigas y columnas, ya que sobre estas se soporta la mayor parte del peso y estructuras de la construcción. Al fallar, la estabilidad de la edificación corre alto peligro. Desde el pandeo hasta las fracturas en estas estructuras de vigas, columnas y sus interconectores indican el más alto riesgo de que la edificación colapse, pues se ve reducida la capacidad para soportar el peso.

##### **2.1.3.4.1. Daños estructurales.**

El daño sísmico estructural es el que sufren las vigas, las columnas, las losas o las cimentaciones durante un sismo. Es decir, es el deterioro de aquellos elementos o componentes que forman parte del sistema resistente o estructural de la edificación.

El nivel de daño estructural que sufrirá una edificación depende tanto del comportamiento global como del comportamiento local de la estructura. Está relacionado con los tipos y la calidad de los materiales que se utilizan, sus características, su configuración, el esquema resistente y con las cargas que actúan.

Algunos problemas en el diseño de edificios tienen que ver con la configuración geométrica y estructural, esta última se refiere al tipo, disposición, fragmentación, resistencia y geometría de la edificación. Es decir, si el edificio se aleja de formas y esquemas estructurales simples hace que estas tengan un comportamiento inestable ante sismos. Además, resultan ser estructuras difíciles de modelar en la etapa de diseño y muchas veces presentan dificultades de construcción, entre algunos daños estructurales podemos mencionar los siguientes:

- Fracturas, grietas, pandeo, aplanamiento y deformación en vigas y columnas.
- Falla de conexiones entre columnas y vigas.
- Desplazamiento horizontal de bloques.
- Daños en los muros de concreto armado.
- Hundimiento de suelos y pisos.
- Deslizamiento en la base.
- Grietas diagonales o paralelas al piso.
- Deformación del bloque completo de edificios.
- Colapso de las estructuras (vigas, columnas, entrepisos etc.)

De forma resumida los daños estructurales afectan directamente el funcionamiento de la estructura, la detección de estos es vital para minimizar riesgos para las personas, para las mismas instalaciones y sus vecinos.

#### **2.1.3.4.2. Daños no estructurales.**

Los daños no estructurales, son los que se provocan en los elementos no estructurales, los cuales se caracterizan por no formar parte del sistema de soporte de la edificación. Son aquellos componentes que pueden o no estar unidos a las partes estructurales como, tabiques, ventanas, puertas, cerramientos, falsos techos etc., además de los sistemas vitales que permiten el desarrollo de las funciones, redes eléctricas, hidráulicas, de evacuación de residuales, los sistemas de calefacción, ventilación, aire acondicionado y los contenidos de los edificios, equipos médicos y laboratorio, equipos de oficina y mobiliario, etc. En el caso de los centros asistenciales, los componentes no estructurales representan un valor

económico superior al costo de la estructura, que alcanzan en promedio, según análisis efectuado alrededor del 60% del costo del establecimiento.

Los daños no estructurales, por lo general, no implican peligro para la estabilidad de la estructura, pero si pueden poner en peligro la vida o la integridad de las personas dentro del edificio. El riesgo de los elementos se evalúa teniendo en cuenta si están desprendidos, si tienen la posibilidad de caerse o volcarse y afectar zonas estructurales estratégicas, verificando su estabilidad física (soportes, anclajes, etc.) y la capacidad de los equipos de continuar funcionando durante y después de un desastre (almacenamiento de reserva, conexiones alternas, otros).

#### **2.1.3.5. Desempeño sísmico de edificios.**

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos corrientes, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso. Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente sólo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos de naturaleza más frecuente. En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso, debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la educación durante sismos de pequeña y moderada intensidad, como ha podido comprobarse durante sismos recientes, donde a pesar que muchas estructuras con diseño sismo resistente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de una gran magnitud debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad. En el caso de los edificios sin diseño sismo resistente, tanto los sismos moderados como los de mayor intensidad, han ocasionado un gran número de pérdidas de vidas humanas, cientos de miles de

heridos y pérdidas económicas y sociales que han originado verdaderas catástrofes sísmicas.

Todas estas deficiencias detectadas en el desempeño de las estructuras cuando se han visto sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad, han originado una tendencia clara a cambiar la filosofía de diseño del concepto de resistencia física al concepto más evolucionado y versátil de desempeño estructural.

#### **2.1.3.5.1. Diseño basado en desempeño.**

El objetivo principal de la ingeniería sísmica basada en desempeño es diseñar un sistema estructural para sustentar un nivel predefinido de daño bajo un nivel predefinido de intensidad sísmica. Este enfoque de diseño contrasta con los enfoques de diseño actuales, puesto que, en lugar de basarse en formulaciones prescritas de reglamento, es un intento para diseñar edificios con un desempeño sísmico dado un objetivo de desempeño definido. En este caso, la ingeniería es más que un cálculo, incluye el desarrollo real de un sistema desde la concepción, pasando por la proyección y el diseño, el control de calidad en la construcción y el mantenimiento

Los daños causados por sismos de magnitud significativa conducen a grandes pérdidas directas e indirectas, con el diseño por desempeño se intenta ajustar el diseño para reducir pérdidas y permitir al ingeniero abordar directamente la funcionalidad en el diseño y reducir las pérdidas en eventos futuros. Aun cuando el nivel de protección suministrado por los reglamentos de construcción puede ser apropiado para los edificios en general, es claro que algunos edificios deberán proveerse con niveles más altos de protección contra un rango más amplio de riesgos.

El diseño basado en desempeño tiene el potencial de mejorar los costos al usar en forma eficiente los diferentes tipos de materiales. Los procedimientos de diseño que especifican los requisitos prescriptivos, sin una clara relación con las demandas estructurales, deben ser conservadores para asegurar que solo un pequeño número de diseños resultantes conlleven a desempeños no aceptables.

Los procedimientos basados en el comportamiento, que relacionan los requisitos de diseño directamente con las demandas y el desempeño objetivo, pueden reducir la dispersión en los desempeños resultantes. Con una dispersión reducida, el diseño no tiene que ser tan conservador. Este método de diseño y evaluación sísmica busca mejorar las herramientas disponibles para obtener información realista que permita tomar las decisiones adecuadas en función al peligro sísmico al que estará sujeta la estructura y los objetivos de desempeño.

La ingeniería basada en el desempeño sísmico es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Este proceso incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el diseño preliminar, el diseño final, los chequeos de aceptabilidad durante el diseño, la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción, y el mantenimiento durante la vida de la estructura. Cada paso es crítico para el proceso y el éxito del diseño y debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado. (Jiménez & Jovel, 2017)

#### **2.1.3.5.2. Niveles de desempeño.**

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- 1) Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- 2) La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

El comité VISION 2000 define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

- **Totalmente operacional:** corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para

sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

- **Operacional:** en este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad:** está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.
- **Próximo al colapso:** la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

(Jiménez & Jovel, 2017)

Según el ASCE/SEI 41-13 el nivel de desempeño de un edificio consiste en la combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural.

### **Niveles y Rangos de Desempeño Estructural**

Será seleccionado de 6 niveles de desempeño estructural discretos y 2 rangos de desempeño estructural intermedios definidos en la sección 2.3.1 del estándar. Los niveles discretos de desempeño estructural son Ocupación Inmediata (S-1), Control de daño (S-2), Seguridad de vida (S-3), Seguridad limitada (S-4), Prevención de colapso (S-5) y No Considerado (S-6). Los rangos de desempeño estructural intermedios son el Rango de Seguridad Mejorado y el Rango de Seguridad Reducido.

**a. Ocupación Inmediata (S-1):** Se define como el estado de daño posterior al sismo en el cual una estructura permanece segura para ocupar y esencialmente conserva su resistencia y rigidez inicial luego del sismo.

**b. Rango de Seguridad Mejorado:** Se define como el rango continuo de estado de daño entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de ocupación inmediata S-1.

**Control de daño (S-2):** Se define como un estado de daño post sismo entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de ocupación inmediata S-1.

**c. Seguridad de vida (S-3):** Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene sus componentes dañados pero conserva un margen de seguridad contra el inicio del colapso parcial o total.

**d. Rango de Seguridad Reducida:** Se define como el rango continuo de estado de daño entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5.

**Seguridad Limitada (S-4):** Se define como un estado de daño post sismo entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5.

**e. Prevención de Colapso (S-5):** Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene sus componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad, pero ya no cuenta con ningún margen de seguridad contra el colapso.

**f. No Considerado (S-6):** Cuando una evaluación o rehabilitación no considere la estructura.

### **Niveles y Rangos de Desempeño No Estructural**

Será seleccionado de 5 niveles de desempeño no estructural discretos definidos en la sección 2.3.2 del estándar. Estos son: Operacional (N-A), Retención de posición (N-B), Seguridad de vida (N-C) y No considerado (N-D).

**a. Operacional (N-A):** Es el estado de daño posterior al sismo en el que los componentes no estructurales pueden proporcionar las funciones que proporcionaron en el edificio antes del sismo.

**b. Retención de posición (N-B):** Es el estado de daño posterior al sismo en el que los componentes no estructurales pueden dañarse de modo que no pueden funcionar de inmediato, pero se mantienen en su lugar para evitar el daño causado por la caída, volteo o ruptura de las conexiones de servicios públicos.

**c. Seguridad de vida (N-C):** Es el estado de daño posterior al sismo en el que pueden dañarse los componentes no estructurales, pero el daño consecuente no representa una amenaza para la seguridad de la vida.

**d. Peligros reducidos (N-D):** Cuando una evaluación o rehabilitación no considere todos los componentes no estructurales en uno de los niveles anteriores.

#### **2.1.4. Métodos de análisis sísmicos de estructuras.**

El diseño sísmico de edificios debe seguir las prescripciones del reglamento o código de construcciones de la localidad que los alberga. El primer paso del diseño es el análisis sísmico que permite determinar qué fuerzas representan la acción sísmica sobre el edificio y qué elementos mecánicos (fuerzas normales y cortantes y momentos flexionantes) producen dichas fuerzas en cada miembro estructural del edificio. Para este fin, los reglamentos aceptan que las estructuras tienen comportamiento elástico lineal y que podrá emplearse el método dinámico modal de análisis sísmico, que requiere el cálculo de periodos y modos de vibrar. Con ciertas limitaciones, se puede emplear el método estático de análisis sísmico que obvia la necesidad de calcular modos de vibración. Cualquiera que sea el método de análisis, los reglamentos especifican espectros o coeficiente para diseño sísmico que constituyen la base del cálculo de fuerzas sísmicas (Bazan & Meli, 2004).

##### **2.1.4.1. Método simplificado.**

Este método es una variante del método estático, aplicable a estructuras a base de muros de carga, de baja altura, planta rectangular, con una distribución sensiblemente simétrica de muros, y en los pisos tienen rigidez suficiente para transmitir las fuerzas sísmicas a los muros paralelos a la dirección del movimiento del terreno. Los muros resistentes a cargas laterales pueden ser de mampostería, de concreto o de madera. Su empleo más generalizado es en edificios de vivienda unifamiliar o multifamiliar de interés social, en que los muros son de bloque de concreto o de ladrillo y los sistemas de piso y techo son losas de concreto coladas en sitio o parcialmente prefabricadas.

Este método permite ignorar los efectos de flexión y los de la torsión sísmica, así como concentrar la atención en la revisión de la fuerza cortante. Dicha revisión se basa en la hipótesis de que la suma de las resistencias de todos los muros alineados es la dirección de análisis. Para tomar en cuenta que los muros muy cortos, y por tanto muy flexibles, pueden no alcanzar su resistencia antes de que los más rígidos pierdan su capacidad, su contribución se afecta por un factor reductor que depende de las dimensiones del muro en su propio plano.

Para el cálculo de la fuerza cortante en cada entrepiso se siguen los mismos principios del método estático, con la simplificación de que los efectos del periodo de vibración y de la reducción por factores de comportamientos sísmico se han incorporado en los coeficientes sísmicos, los cuales se multiplican directamente por el peso total para obtener la fuerza cortante basal (Bazan & Meli, 2004).

### Requisitos y descripción

Permite efectuar un análisis estático simplificado en estructuras que satisfagan simultáneamente los siguientes requisitos:

- I. En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las Normas Técnicas correspondientes. Será admisible cierta asimetría en la distribución de los muros cuando existan en todos los pisos dos muros de carga perimetrales paralelos cada uno con longitud al menos igual a la mitad de la dimensión mayor en planta del edificio. Los muros a que se refiere este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado o madera; en este último caso estarán arriostrados con diagonales.
- II. La relación entre longitud y anchura de la planta del edificio no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga esta restricción.
- III. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excederá de 1.5, y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

Al aplicar el método simplificado se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo, y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la

fuerza cortante total que obre en dicho piso, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A dichos coeficientes se multiplicarán por 1.5.

En el cálculo de las resistencias al corte para muros cuya relación entre la altura de pisos consecutivos  $h$  y la longitud  $L$  exceda de 1.33, la resistencia se reducirá afectándola del coeficiente  $(1.33 * L/h)^2$ .

#### **2.1.4.2. Método estático equivalente.**

Se basa generalmente en la determinación de la fuerza lateral totalizada, cortante de basal, período efectivo de la edificación, amortiguamiento efectivo, para seguidamente hacer una distribución en la altura de las fuerzas sísmicas, teniendo en cuenta otros efectos, como son los cortantes de piso, los momentos de vuelco y los efectos de torsión que deben ser determinados del mismo modo que para estructuras o edificaciones en las que no se ha tomado en cuenta la interacción suelo-estructura.

La norma sismo resistente de cada país adopta criterios de validez para la selección de los métodos de análisis y establece los alcances y modalidades de aplicación del método estático equivalente. Todas ellas se basan en una estimación del período fundamental de vibración para cuantificar la fuerza cortante en la base o corte basal. Tanto en la estimación del cortante basal como en su distribución vertical se incorpora el efecto de los modos superiores al fundamental y que dependen de la flexibilidad de la edificación y de las características del espectro sísmico especificado.

La distribución vertical de la fuerza cortante basal en cada dirección de análisis proviene de considerar una distribución lineal de las aceleraciones del primer modo de vibración y que la influencia de los modos superiores se incorpora mediante una fuerza horizontal aplicada en la parte superior de la edificación.

Obtenidas las fuerzas cortantes en cada nivel se revisan los efectos de segundo orden y los efectos traslacionales. El control de los efectos de segundo orden puede conducir a incrementos en la deflexión lateral o deriva calculados en los centros de

masa de cada nivel, pero la verificación de las derivas debe hacerse en cada plano y en cada dirección resistente vertical (pórticos, pórticos arriostrados, muros), añadiendo los efectos torsionales.

La distribución de las fuerzas laterales entre los distintos planos resistentes verticales puede abordarse de manera exacta mediante el uso de matrices de rigidez, tal como se hace en los programas de computadores, o en forma aproximada usando las rigideces laterales de entresijos. Aún con las facilidades para realizar análisis dinámicos, todas las normas establecen un control del corte basal y los valores de las fuerzas cortantes de los análisis dinámicos con los de un análisis estático equivalente. Desde el punto de vista académico, el método estático equivalente permite formular los conceptos fundamentales del proyecto sismorresistente de estructuras. (INIFED, 2015)

#### **2.1.4.3. Análisis modal espectral.**

Implica el uso simultáneo de modos de vibrar y espectros de diseño. El cálculo paso a paso de la respuesta sísmica de edificios también puede ser modal, es decir, podría hacerse encontrando en primer lugar los modos y periodos de vibrar, aunque la excitación sísmica se define mediante acelerogramas de temblores reales o simulados en vez de espectros.

##### *Espectros de diseño*

Los espectros de temblores reales, tienen forma irregular y presentan variaciones bruscas en la respuesta máxima en función del periodo natural. Por tanto, es posible que dos estructuras que tengan casi las mismas características dinámicas, respondan de manera bastante distinta a un sismo dado. En la práctica este hecho tiene menos importancia de la que parece a primera vista, gracias a la influencia del amortiguamiento que hace menos bruscas las variaciones de los espectros, a que no se conoce con certeza el periodo natural por las incertidumbres que existen en el cálculo de masas y rigideces, y a que las incursiones de la estructura en el intervalo inelástico, así como la interacción suelo-estructura, modifican el periodo fundamental de vibración.

Por lo expuesto, para fines de diseño, los reglamentos de construcción prescriben espectros suavizados en los que se ensanchan los picos y se eliminan los valles, para el cálculo de estos se toman en cuenta muchos parámetros, que son: la zona en que se ubica la estructura (I a III), el grupo de construcción al que pertenece la misma (A o B) y el factor de comportamiento sísmico, Q. Con estos factores podemos definir una curva que muestra la variación de la aceleración espectral de diseño con el periodo T.

### Requisitos

Considerar que la estructura se comporta elásticamente, y que, por tanto, sus periodos y modos de vibrar pueden obtenerse siguiendo los métodos de análisis dinámico tridimensional, análisis no lineal, sistemas lineales de varios grados de libertad sin torsión, etc. U otros similares.

Especifica también que puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. De ello inferimos que para calcular los modos de vibración puede recurrirse a un modelo puramente traslacional del edificio o a una idealización tridimensional. Recuérdese que, aceptando que los pisos son diafragmas rígidos, en el primer caso los grados de libertad globales están asociados a un solo desplazamiento lateral por piso y el tamaño de las matrices de rigideces y masas es igual al número de pisos de la estructura. En cambio, los modelos tridimensionales consideran como grados de libertad dos desplazamientos y un giro alrededor de un eje vertical por cada nivel; esto triplica el tamaño de las matrices de masas y rigideces las cuales contienen términos adicionales, como los momentos de inercia, relacionados con movimientos de torsión.

Veremos que una de las ventajas del análisis modal reside en que sólo es necesario determinar las respuestas debidas a unos cuantos de los primeros modos, porque en general la parte de la respuesta total de edificios que se debe a modos superiores es muy pequeña.

#### **2.1.4.4. Análisis de historia tiempo (Time-history).**

El análisis dinámico tiempo historia (NDP) consiste en calcular la respuesta dinámica de una determinada edificación en diferentes intervalos de tiempo, utilizando registros de acelerogramas reales o sintéticos.

En un análisis Tiempo-Historia lineal podemos darnos una idea de cuánto tendrá que resistir nuestra estructura y por cuanto tiempo en estado de fluencia, siempre y cuando conozcamos el punto mencionado. Por ser lineal este análisis las condiciones de la estructura no cambiarán conforme va pasando el tiempo, por ello, aunque conozcamos el tiempo del desplazamiento máximo, si este está después del punto de fluencia será engañoso y posiblemente el punto de fluencia encuentre antes. Con un análisis Tiempo Historia no lineal, podremos darnos una idea más clara ya que incorpora las propiedades inelásticas de los materiales. La principal diferencia es que el sismo, sólo puede ser modelado usando una función de historias en el tiempo, el cual implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio. Es la técnica más sofisticada disponible.

#### **Principios para el análisis tiempo-Historia.**

- Los análisis no lineales Tiempo-Historia deberán cumplir con los principios establecidos por la dinámica estructural.
- Las capacidades y las características de los elementos estructurales no lineales deberán modelarse de manera consistente con datos experimentales o mediante análisis adecuadamente sustentados.
- La respuesta máxima inelástica en desplazamientos y la estimación de fuerzas no deberán ser reducidas y cumplirán con los requisitos establecidos.

Los análisis tiempo-historia se realizarán utilizando las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas apropiadamente seleccionados y escalados a partir de los registros de no menos de 3 pares de eventos sísmicos, estos acelerogramas deben poseer las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño.

Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés, si se realizan 7 o más, se utilizará para el diseño el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés. Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, se utilizarán acelerogramas artificiales para generar el número de registros y de componentes requeridos.

Para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, debe construirse la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 5,00%. Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre 0.2 T y 1.5 T. (Núñez, 2017).

#### 2.1.4.5. Análisis no Lineal (Pushover).

Dentro de los análisis estáticos no lineales más utilizados se encuentra el Pushover. Es otro tipo de metodología utilizado para determinar la respuesta no lineal de la estructura. Consiste en aplicar a la estructura un patrón de cargas laterales en forma monótonica, es decir, en un solo sentido, teniendo en cuenta las cargas de gravedad permanentes de la estructura.

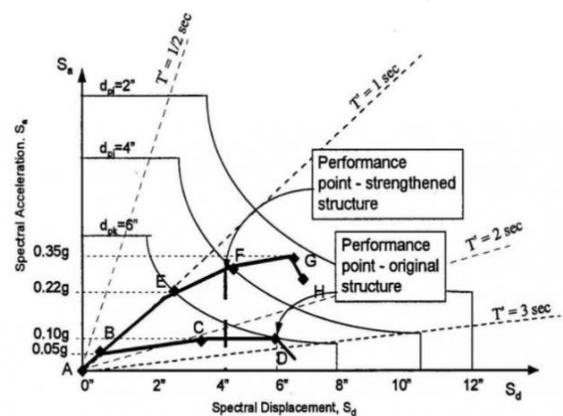
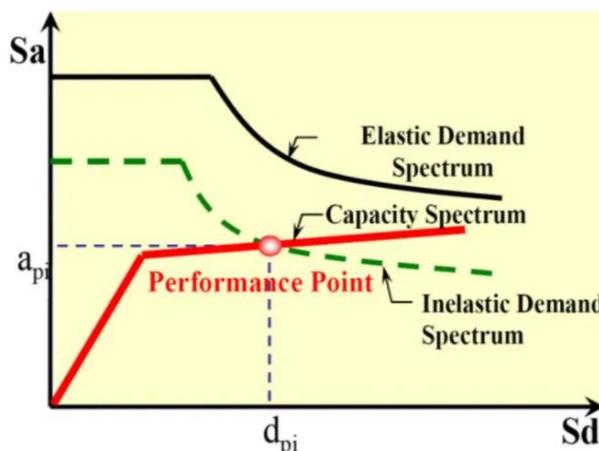


Figura 11. Punto de desempeño, espectro de capacidad. (Goel & Chao, 2008)

#### 2.1.4.5.1. Verificación del nivel de desempeño

Utilizando el enfoque de diseño basado en el desplazamiento directo, una estructura se diseña para alcanzar un nivel de desempeño esperado (o el llamado estado límite. Normalmente, el nivel de desempeño de una estructura puede ser los siguientes:

- 1) **Estado límite de servicio:** En el estado límite de servicio, la estructura debería estar en pleno funcionamiento con daños menores después de un movimiento sísmico. En este estado límite no es necesaria ninguna acción de reparación importante.
- 2) **Estado límite de control de daños:** Para el estado límite de control de daños, la seguridad vital está esencialmente protegida y los daños son moderados. En este estado, el desprendimiento de la cubierta de hormigón es aceptable, pero el daño es manejable y los costes de reparación deberían ser económicamente viables.
- 3) **Estado límite de seguridad vital:** En el estado límite de seguridad vital, se producen daños estructurales importantes, pero se mantiene cierta protección contra el colapso estructural parcial o total. Se espera que se produzcan múltiples fallos en los elementos estructurales. Se espera que el riesgo global de lesiones que pongan en peligro la vida como resultado de los daños estructurales sea bajo. Es posible reparar la estructura, pero, por razones económicas, puede no ser práctico.
- 4) **Estado límite de supervivencia:** En el estado límite de supervivencia, el objetivo es evitar el colapso estructural en el nivel de diseño del terremoto. Se espera que se produzcan daños sustanciales, como el fallo de múltiples elementos estructurales, incluyendo una degradación significativa de la rigidez y la reducción de la resistencia. Podrían producirse grandes deformaciones laterales permanentes, y la capacidad de carga viva se reduce significativamente. Será necesario sustituir el puente debido a los elevados costes de reparación.

#### 2.1.4.5.2. Relación capacidad/Demanda.

En este método, la evaluación de la capacidad se basa en la capacidad de desplazamiento de cada uno de los apoyos, determinada por el análisis Pushover, teniendo en cuenta el comportamiento inelástico de los miembros. La evaluación de la demanda se basa en el análisis del espectro de respuesta multimodal teniendo en cuenta las propiedades de la sección agrietada. El análisis Pushover se realiza de forma independiente para cada flexión, tanto en la dirección longitudinal como en la transversal. A partir del análisis, el desplazamiento en el que el primer miembro alcanza su capacidad inelástica define la capacidad de desplazamiento de una flexión. Dado que el análisis Pushover se realiza para cada flexión, no se tiene en cuenta la distribución de fuerzas de flexión a flexión. La capacidad de desplazamiento de una flexión se compara con los resultados del análisis del espectro de respuesta elástico, que sí considera el comportamiento de todo el puente. La capacidad inelástica de un elemento en el análisis Pushover se determina por la máxima rotación plástica del apoyo correspondiente al modo de fallo del elemento que rige.

La relación capacidad/demanda de una curva se determina de la siguiente manera:

$$r = \frac{\Delta_c - \sum \Delta_{NS}}{\Delta_{EQ}}$$

Donde:

$\Delta_c$ : es la capacidad de desplazamiento de la curva a partir del análisis pushover.

$\Delta_{NS}$ : es la suma de cualquier demanda de desplazamiento no sísmica

$\Delta_{EQ}$ : es la demanda de desplazamiento sísmico del análisis del espectro de respuesta.

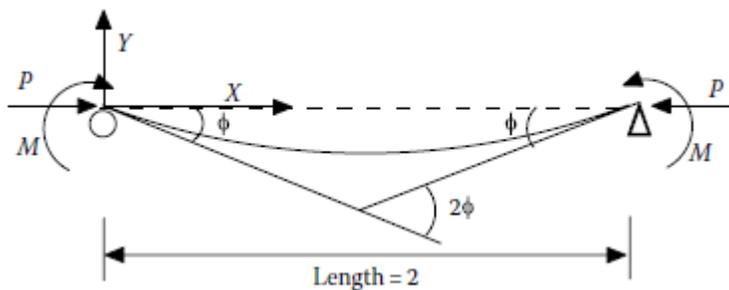
Si  $r \geq 1.5$ , no se requiere ningún ajuste.

Si  $1.0 \leq r \leq 1.5$ , es posible que sea necesario adoptar alguna medida correctiva.

Si  $r < 1.0$ , debe considerarse una estrategia de adaptación que mejore la ductilidad de la estructura o reduzca la demanda sísmica.

### **Curvas de momento-curvatura y curvas de interacción entre carga axial y momento.**

Otra aplicación del análisis Pushover es realizar el análisis de momento-curvatura para miembros dúctiles. En lugar de utilizar el análisis directo convencional de equilibrio de fuerzas en la sección transversal para generar curvas de momento-curvatura, se utiliza un modelo estructural simple para el análisis Pushover de momento-curvatura, como se muestra en la figura 12.



**Figura 12.** modelo estructural para el análisis momento – curvatura. (Ger & Y. Cheng, 2012)

En la figura, una barra simplemente apoyada de longitud 2 tiene una carga axial constante,  $P$ , aplicada en los extremos de la barra. Se utiliza el tipo de material de cuerda finita para la barra. Las rotaciones incrementales se aplican en ambos extremos de la barra con la misma magnitud incremental. Como la longitud de la barra es igual a 2, la rotación del extremo representa la curvatura de la sección transversal. Utilizando este modelo, se pueden generar las curvas de momento-curvatura para elementos de hormigón armado. Una vez desarrollada la familia de curvas momento-curvatura, se puede generar también la curva de interacción carga axial-momento. (Ger & Y. Cheng, 2012)

## **Otras aplicaciones**

Otra aplicación del análisis pushover no lineal consiste en aumentar monótonicamente el patrón de carga lateral invariante a un edificio hasta que un desplazamiento objetivo específico sea excedido.

El desplazamiento objetivo especificado es una función del período fundamental estructural y del nivel sísmico de diseño. Una vez que un edificio es empujado a un desplazamiento objetivo, se comprueba el nivel del desempeño de diseño (es decir, la resistencia de los miembros, el límite de deriva del piso, etc.) para su aceptación. El análisis pushover utilizado en FEMA-273 y FEMA-356 no incluye los efectos de modo superior. Para superar el efecto de modo superior, varios investigadores (Gupta y Kunnath, 2000; Goel y Chopra, 2004; Chopra, 2005; Goel, 2005) utilizaron el espectro de aceleración de la respuesta de diseño del terremoto como base para determinar las fuerzas laterales incrementales que se deben aplicar al edificio en el análisis Pushover para cada modo individual. La demanda de respuesta estructural total es la combinación de las respuestas de todos los modos utilizando la regla SRSS y la demanda de respuesta se comprueba con el nivel de rendimiento para su aceptación. El enfoque mencionado anteriormente se denomina análisis pushover modal. En sentido estricto, el patrón de carga lateral durante el análisis pushover no lineal no es invariable y depende de las propiedades dinámicas instantáneas del edificio en cada paso de incremento. Se han recomendado algunos procedimientos pushover adaptativos, en los que el patrón de carga aplicado cambia continuamente durante el análisis pushover (Bracci et al., 1997; Gupta y Kunnath, 2000).

### **2.1.4.5.3. Procedimiento Pushover para el análisis sísmico de edificios**

Una tendencia actual en el desarrollo de nuevos códigos de diseño sísmico es la incorporación de la metodología de diseño basada en el desempeño. En esta metodología, cada edificio se diseña para tener los niveles deseados de desempeño sísmico correspondientes a diferentes niveles especificados de movimiento del

suelo del terremoto. Por ejemplo, un edificio se diseñaría para su ocupación inmediata en un nivel de sacudidas del terreno y para posibles daños, pero no para su colapso, en un nivel superior de movimientos del terreno. Para lograr este objetivo, los ingenieros necesitan información sobre la distribución de fuerzas y deformaciones en los elementos del edificio durante los terremotos. Los análisis elásticos son insuficientes porque no pueden predecir de forma realista las distribuciones de fuerzas y deformaciones tras el inicio de los daños en el edificio. Los procedimientos analíticos inelásticos se hacen necesarios para identificar los modos de fallo y el potencial de colapso progresivo. La necesidad de realizar algún tipo de análisis inelástico ya está incorporada en muchos códigos de construcción.

El análisis inelástico time – history utilizando un conjunto de los movimientos del suelo representativos es probablemente el enfoque analítico más realista para evaluar el comportamiento de un edificio. Sin embargo, el análisis inelástico de la historia del tiempo suele ser demasiado complejo y requiere mucho tiempo para el diseño de la mayoría de los edificios. Como solución, un procedimiento simplificado denominado análisis Pushover se desarrolló para proporcionar la información necesaria a los diseñadores.

### **Conceptos Básicos**

La metodología de diseño basada en el desempeño requiere la adecuación de dos magnitudes básicas, la capacidad sísmica y la demanda sísmica. La demanda es una descripción de los efectos del movimiento sísmico en el edificio. La capacidad es una representación de la capacidad del edificio para resistir los efectos sísmicos. El desempeño se mide por la forma en que la capacidad es capaz de manejar la demanda. En un procedimiento Pushover, la capacidad y la demanda sísmicas se estiman explícitamente en dos pasos separados.

## **1) Estimación de la capacidad sísmica**

Se realiza una secuencia de análisis estáticos inelásticos en el edificio, cuando se somete a un conjunto de cargas laterales monótonamente crecientes. Esta secuencia de carga es representativa del "empuje" del edificio, de ahí el término "análisis de empuje". El edificio se empuja hasta que su desplazamiento alcanza unos límites predeterminados. El límite de desplazamiento predeterminado puede establecerse en función de diferentes criterios, como la deriva máxima admisible de pisos o los límites de ductilidad.

Alternativamente, el edificio puede ser empujado hasta que se vuelva inestable y alcance su estado de colapso. Un producto importante del análisis pushover es la relación entre el esfuerzo cortante de la base y el desplazamiento superior, comúnmente denominada curva de capacidad del edificio. Esta curva ofrece un resumen general de la capacidad de la estructura. A partir de la curva de capacidad puede deducirse información como la rigidez elástica inicial, el inicio de la primera cedencia, la fase de rápido deterioro de la rigidez y la resistencia última. Además, el patrón de daños del edificio en cualquier nivel posterior a la cedencia puede encontrarse examinando otros parámetros de respuesta, como las relaciones de deriva entre pisos, las ubicaciones de los apoyos y las ductilidades de los miembros. Las uniones débiles y las características indeseables del edificio, como las condiciones de piso blandos y las discontinuidades de resistencia y rigidez, pueden detectarse fácilmente a partir del patrón de daños. A continuación, se juzga la aceptabilidad del comportamiento del edificio. Este primer paso establece esencialmente la capacidad sísmica del edificio, y es a menudo el único paso que se da en un estudio que utiliza el procedimiento Pushover.

## **2) Estimación de la demanda sísmica**

Si es necesario evaluar el potencial de daños del edificio cuando se somete a un nivel específico de sacudidas del suelo, el segundo paso en un procedimiento pushover es establecer la demanda sísmica del edificio mediante la determinación de un desplazamiento objetivo. Un desplazamiento objetivo es una estimación del

desplazamiento superior del edificio cuando se expone al nivel especificado de sacudidas del terreno. Esto se suele hacer mediante algún tipo de análisis dinámico, como se verá más adelante. Para evaluar el potencial de daño del edificio en el nivel especificado de sacudida del suelo, primero se debe determinar el desplazamiento objetivo y luego realizar un análisis pushover en el que el edificio es empujado hasta que su deflexión superior coincida con el desplazamiento objetivo. Las estimaciones de daños del análisis pushover en el nivel de desplazamiento objetivo se consideran representativas de los daños estructurales del edificio debidos a las sacudidas del terreno.

#### **2.1.4.5.4. Opciones en el análisis Pushover**

Los pasos generales de un análisis Pushover son sencillos. Sin embargo, hay variaciones dentro de cada paso que deben ser discutidas.

#### **Modelización matemática del edificio para el análisis Pushover**

Mientras que el objetivo de utilizar el análisis Pushover sea evaluar el comportamiento inelástico de los edificios, la mayoría de los estudios realizados hasta la fecha se basaban en el análisis Pushover de un elemento o elementos típicos 2-D de resistencia a la carga lateral de un edificio. Se supone que el potencial de daño del edificio puede inferirse a partir del patrón de daño del elemento o elementos. Estos trabajos pueden denominarse aplicaciones del análisis Pushover bidimensional. Estas investigaciones se realizaron en edificios con un alto grado de simetría en los que los efectos de la torsión son despreciables.

En el caso de edificios más complejos, como los que son asimétricos en planta, los desplazamientos superiores de los elementos de resistencia a la carga lateral en diferentes lugares son diferentes debido a la torsión. El patrón de daños de estos elementos puede obtenerse mediante análisis Pushover 3D. En un análisis Pushover 3D, el desplazamiento objetivo representa el desplazamiento sísmico del centro de masa (CM) en la cubierta del edificio. Las cargas laterales se aplican en el CM de los pisos para el proceso Pushover. Para aplicar este procedimiento se necesita un modelo que incorpore las propiedades elásticas e inelásticas de todo el

edificio. El esfuerzo necesario para preparar los datos de entrada y el pos procesamiento de la información de salida para una fácil interpretación usando este enfoque puede ser considerado.

Una forma alternativa de aplicar el procedimiento Pushover a los edificios asimétricos es determinar múltiples desplazamientos objetivo, uno para cada marco o elemento de pared donde el patrón de daño necesita ser investigado. Los desplazamientos objetivo múltiples pueden determinarse a partir de un análisis dinámico elástico tridimensional del edificio. Posteriormente, el patrón de daños puede encontrarse realizando análisis Pushover bidimensionales en los elementos resistentes. Esta alternativa sólo requiere la modelización inelástica de los pórticos o muros específicos de interés, y evita la necesidad de crear un modelo inelástico de todo el edificio.

### **Distribución de la carga lateral**

La distribución de la carga lateral utilizada en el Pushover puede afectar a la precisión de los resultados. Lo ideal es que la distribución represente la distribución de la fuerza inercial lateral que provoca las respuestas más severas en el edificio. Dicha distribución depende, entre otras variables, de la gravedad de la sacudida, de las características dinámicas del edificio y del contenido de frecuencia en el movimiento del suelo. No existe un acuerdo general sobre la mejor elección de la distribución de la carga lateral que debe utilizarse en el proceso Pushover. Actualmente se utilizan dos tipos de distribución de la carga. Son la distribución de carga fija y la distribución de carga variable.

### **Distribución fija de la carga**

En la distribución de carga fija, la distribución se determina y permanece inalterada durante el empuje. Algunas de las distribuciones fijas utilizadas son las siguientes.

- Una sola fuerza horizontal concentrada en el último piso
- Distribución uniforme de la carga en todos los pisos

- Distribución de carga triangular o de código estándar
- Una distribución de la carga proporcional al producto del vector masa y la forma del modo fundamental
- Distribución de la fuerza lateral basada en un análisis dinámico elástico lineal o en un análisis del espectro de respuesta del edificio

### **Distribución de la carga variable**

Para tener en cuenta los cambios en las fuerzas de inercia con el nivel de deformación inelástica, algunos investigadores han propuesto patrones de carga adaptativos para ser utilizados en el Pushover. La distribución de la carga cambia a medida que el edificio se deforma a desplazamientos cada vez mayores. A continuación, se presentan algunas de las distribuciones de carga variables.

- Inicialmente se utiliza una distribución proporcional al producto del vector masa y la forma del modo fundamental hasta que se produce la primera cadencia. Luego, para cada incremento de carga más allá de la cadencia, las fuerzas se ajustan para que sean coherentes con la forma desviada en el estado inelástico. La distribución de la carga se basa en el producto de los desplazamientos del suelo y las masas actuales.
- Una distribución basada en las formas modales derivadas de las rigideces secantes en cada paso de carga.
- Una distribución proporcional a las resistencias al corte de los pisos en cada paso.

Estas distribuciones de carga adaptativas requieren un mayor esfuerzo computacional. Sin embargo, no se ha establecido su superioridad sobre las distribuciones de carga fijas más sencillas.

#### **2.1.4.5.5. Determinación del desplazamiento objetivo**

Hay tres enfoques para establecer el desplazamiento objetivo.

##### **1) Enfoque de un solo grado de libertad (SDOF)**

Tradicionalmente, el desplazamiento objetivo se determina basándose en la respuesta sísmica de un sistema SDOF equivalente. Existen diferentes propuestas para derivar el SDOF equivalente para el edificio. Todas las formulaciones tienen en común la suposición de que el edificio responderá en un solo modo. Por lo tanto, la forma deflectada del edificio permanece inalterada durante la respuesta y puede representarse mediante un único vector de forma. Esta suposición permite transformar el edificio de múltiples grados de libertad (MDOF) en un sistema SDOF generalizado. La curva carga-deflexión del sistema SDOF resultante toma la forma de la curva de capacidad del edificio. Una vez construido el sistema SDOF equivalente, su respuesta a cualquier movimiento del terreno puede obtenerse mediante un análisis dinámico. El desplazamiento máximo absoluto del sistema SDOF se toma entonces como el desplazamiento objetivo. Alternativamente, el enfoque del espectro de respuesta puede ser utilizado para obtener la máxima respuesta del sistema SDOF.

## **2) Enfoque del espectro de capacidad**

Los valores de cortante basal y de desplazamiento del techo en cada punto de la curva de capacidad se transforman en valores espectrales de aceleración y desplazamiento para obtener el espectro de capacidad. Se crea un espectro de respuesta reducido ajustando el espectro de respuesta a un valor de amortiguación adecuado al nivel de deformación previsto. El espectro de capacidad se superpone a la curva del espectro de respuesta reducido del terremoto de nivel de diseño. La intersección de estas dos curvas da una estimación del desplazamiento objetivo.

## **3) Enfoque de análisis dinámico elástico**

Este enfoque se basa en el principio de igualdad de desplazamiento sísmico entre sistemas elásticos e inelásticos. Para los edificios en el rango de periodos medios y largos, se ha demostrado que el desplazamiento superior de un edificio es esencialmente el mismo, tanto si el edificio responde en su estado elástico como si se excita en el rango inelástico. Para estos edificios, el desplazamiento objetivo puede determinarse mediante un análisis dinámico elástico del edificio. El análisis

puede adoptar la forma de un análisis de la historia del tiempo o de un análisis del espectro de respuesta, dependiendo de la forma de la información de entrada del movimiento del suelo disponible. (Departamento de ingeniería Civil, Universidad Hamilton., 1998)

**Tabla 4.** *Análisis estático no lineal pushover*

|  |   |
|--|---|
| 1.0  | Determinación del estado para $\mathbf{u} = \mathbf{u}_0 : (\mathbf{f}_S)_0$ y $(\mathbf{K}_T)_0$ .   |
| 2.0  | Cálculos para cada delta de fuerzas, $i = 0,1,2, \dots$   |
| 2.1  | Inicialice $j = 1$ ; $\mathbf{u}_{i+1} = \mathbf{u}_i$ ; $(\mathbf{f}_S)_{i+1} = (\mathbf{f}_S)_i$ ; y $(\mathbf{K}_T)_{i+1}^{(j)} = (\mathbf{K}_T)_i$ .    |
| 2.2  | $\mathbf{p}_{i+1} = \lambda_{i+1} \mathbf{p}_{ref}$ .   |
| 3.0  | Para cada iteración, $j = 0,1,2, \dots$   |
| 3.1  | $(\mathbf{R})_{i+1}^{(j)} = \mathbf{p}_{i+1} + (\mathbf{f}_S)_{i+1}^{(j)}$ .  |
| 3.2  | Verifique la convergencia; si no se cumplen los criterios de aceptación, ejecute los pasos 3.3 a 3.6; de lo contrario omita estos pasos y vaya al paso 4.0. |
| 3.3  | Resuelva $(\mathbf{K}_T)_{i+1}^{(j)} \Delta \mathbf{u}^{(j)} = (\mathbf{R})_{i+1}^{(j)} \Rightarrow \Delta \mathbf{u}^{(j)}$                                |
| 3.4  | $\mathbf{u}_{i+1}^{(j+1)} = \mathbf{u}_{i+1}^{(j)} + \Delta \mathbf{u}^{(j)}$ .   |
| 3.5  | Determinación del estado: $(\mathbf{f}_S)_{i+1}^{(j+1)}$ y $(\mathbf{K}_T)_{i+1}^{(j+1)}$   |
| 3.6  | Reemplace $j$ por $j+1$ y repita los pasos 3.1 a 3.5; indique el valor final como $\mathbf{u}^{(j+1)}$ .  |
| 4.0  | Repetición para el siguiente delta de fuerza. Reemplace $i$ por $i+1$ y aplique los pasos 2.0 y 3.0 para el siguiente delta de fuerza.                      |
| Nota: $\mathbf{u}_0$ puede ser distinto de cero si en el análisis se incluyen los efectos iniciales de carga por gravedad. |   |

Fuente: (Universidad Hamilton, 1998)

En el paso 3.2 se verifica la solución y el proceso iterativo termina cuando alguna medida del error en la solución cae por debajo de una tolerancia especificada. Por

lo general, se aplican uno o más de los siguientes criterios de convergencia (o aceptación):

1. La fuerza residual es menor que una tolerancia:

$$\|\mathbf{R}^{(j)}\| \leq \varepsilon_R$$

donde  $\|\cdot\|$  indica la norma euclidiana del vector. Los valores convencionales para el intervalo de tolerancia  $\varepsilon_R$  van de  $10^{-3}$  a  $10^{-8}$ .

2. El cambio en el desplazamiento es menor que una tolerancia:

$$\|\Delta\mathbf{u}^{(j)}\| \leq \varepsilon_u$$

Los valores convencionales para el intervalo de tolerancia  $\varepsilon_u$  van de  $10^{-3}$  a  $10^{-8}$ .

3. El trabajo incremental realizado por la fuerza residual que actúa a través del cambio en el desplazamiento es menor que una tolerancia:

$$\frac{1}{2} \|[\Delta\mathbf{u}^{(j)}]^T \mathbf{R}^{(j)}\| \leq \varepsilon_w$$

La tolerancia  $\varepsilon_w$  debe ser (o estar cerca) de la tolerancia de la computadora, porque el lado izquierdo es un producto de cantidades pequeñas.

Aunque los ejemplos presentados en lo sucesivo utilizan los criterios anteriores, para los sistemas grandes de VGDL es mejor utilizar medidas de la fuerza relativa o del desplazamiento:

$$\frac{\|\mathbf{R}^{(j)}\|}{\|\mathbf{P}_{ref}\|} \leq \varepsilon'_R \quad \frac{\|\Delta\mathbf{u}^{(j)}\|}{\|\mathbf{u}^{(j)}\|} \leq \varepsilon'_u$$

donde el valor recomendado para las tolerancias  $\varepsilon'_R$  y  $\varepsilon'_u$  está entre  $10^{-3}$  y  $10^{-6}$ . Para los marcos, el vector de desplazamiento contiene traslaciones y rotaciones (y los vectores de fuerza contienen fuerzas y momentos) cuyas magnitudes pueden

ser muy diferentes. Para estas situaciones, se recomienda el uso del trabajo incremental relativo para comprobar la convergencia. En ese caso, el criterio de convergencia es

$$\frac{\|[\Delta \mathbf{u}^{(j)}]^T \mathbf{R}^{(j)}\|}{\|[\Delta \mathbf{u}^{(1)}]^T \mathbf{R}^{(1)}\|} \leq \varepsilon'_w$$

donde el valor recomendado para  $\varepsilon'_w$  es del orden de  $10^{-16}$ .

## **2.2. HIPÓTESIS**

La aplicación de la metodología de diseño sismorresistente demostrará que la estructura diseñada cumple su funcionalidad en los estados límites de servicio y de colapso.

## **CAPITULO III. METODOLOGIA APLICADA**

### **3.1. Tipo de estudio**

El diseño del presente estudio es de tipo cuantitativo, ya que al realizar la modelación y análisis sísmico de la edificación a analizar se pretende generar datos numéricos cuantificables y verificables. Adicionalmente, al realizar la verificación de las derivas de pisos y los cortantes, se cuantifica si la estructura es aceptable.

#### **3.1.1. Universo**

El universo se seleccionó a partir de la zonificación sísmica de Nicaragua establecida en el reglamento técnico RNC – 07, la zona sísmica es la C, ya que, ésta presenta una mayor exigencia al momento de realizar un diseño, dicha zona se ubica en el pacifico del país, lo cual representa mayor intensidad sísmica pues es una zona volcánica.

#### **3.1.2. Muestra**

La muestra estará conformada por un edificio de concreto armado con sistema estructural dual de pórticos y muros estructurales de 4 niveles con un área de 1600 m<sup>2</sup>, infraestructura destinada a oficinas, dicha estructuración es solo para fines del estudio ya que no es una construcción existente, sin embargo se ha definido que estará ubicada en la ciudad de Managua, la muestra seleccionada es considerada no probabilística por juicio, ya que, el modelo del edificio a estudiar se va a evaluar por el investigador tomando en cuenta que dicha edificación está diseñada bajo los parámetros de norma técnica RNC – 07.

### **3.3. Métodos, técnicas e instrumentos de recolección de datos.**

#### **3.3.1. Métodos y técnicas utilizadas**

La técnica de recolección de datos será mediante, análisis de documentos y códigos o normas. Se realiza el análisis de la estructura de pórticos y muros estructurales de 4 niveles en 3-D, la cual ha sido diseñada cumpliendo con los parámetros exigidos por la norma técnica nicaragüense RNC – 07, el modelamiento

se realizará utilizando el programa de cálculo estructural ETABS V18.1, del cual se obtendrá la base datos de todos los objetivos específicos planteados.

La metodología utilizada para el diseño sísmico del edificio está basada en el análisis dinámico modal espectral mediante el cual se pretende conocer la respuesta del edificio al sismo mediante el espectro de diseño, para luego chequear el control de las derivas y chequear que el diseño para cada elemento estructural cumpla según el reglamento y normativas técnicas.

#### **3.3.1.1. Instrumentos utilizados para el diseño y evaluación de la estructura en estudio**

**Etabs V18.1:** La estructura será modelada y analizada en el software de análisis estructural ETABS V.18.1, el ETABS es un software revolucionario en el análisis estructural y dimensionamiento de edificios, con alta capacidad para el análisis lineal y no lineal y proporciona un conjunto inigualable de herramientas para ingenieros de estructuras que modelan y dimensionan edificios – tanto edificios de un piso, como también torres de varios pisos. Con enormes capacidades y de fácil uso.

**Microsoft Excel 2016:** Se utilizará el software Excel como herramienta principal por su fácil manejo y su rápida accesibilidad a nuestra base de datos mediante la elaboración de cuadros y gráficos estadísticos.

#### **3.4. Procesamiento de datos**

- Se recolectarán los datos principales arrojados por el programa de cálculo estructural ETABS V18.1 del análisis dinámico modal espectral.
- Modelamiento de la estructura en el software
- Definición de los materiales, las secciones de los elementos estructurales.
- Calculo del espectro de diseño de la zona en estudio basado en lo establecido en el reglamento técnico RNC – 07.
- Obtener a partir del análisis dinámico modal espectral los desplazamientos máximos por piso, derivas máximas de entrepiso, cortantes de piso, rigideces.

### 3.4.1. Coeficiente sísmico y espectro de diseño según el RNC – 07

Coeficiente de diseño sismorresistente

Según el RNC – 07 en el artículo 23, el coeficiente sísmico de una estructura se calcula para el método estático equivalente:

$$C = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7*a_0)}{Q'*\Omega} \text{ pero nunca menor que } (S)(a_0)$$

Donde:

$W_0 = CM + CVR$

$V_0 =$  Cortante basal

$CM =$  Carga muerta

$CVR =$  Carga viva incidental o reducida

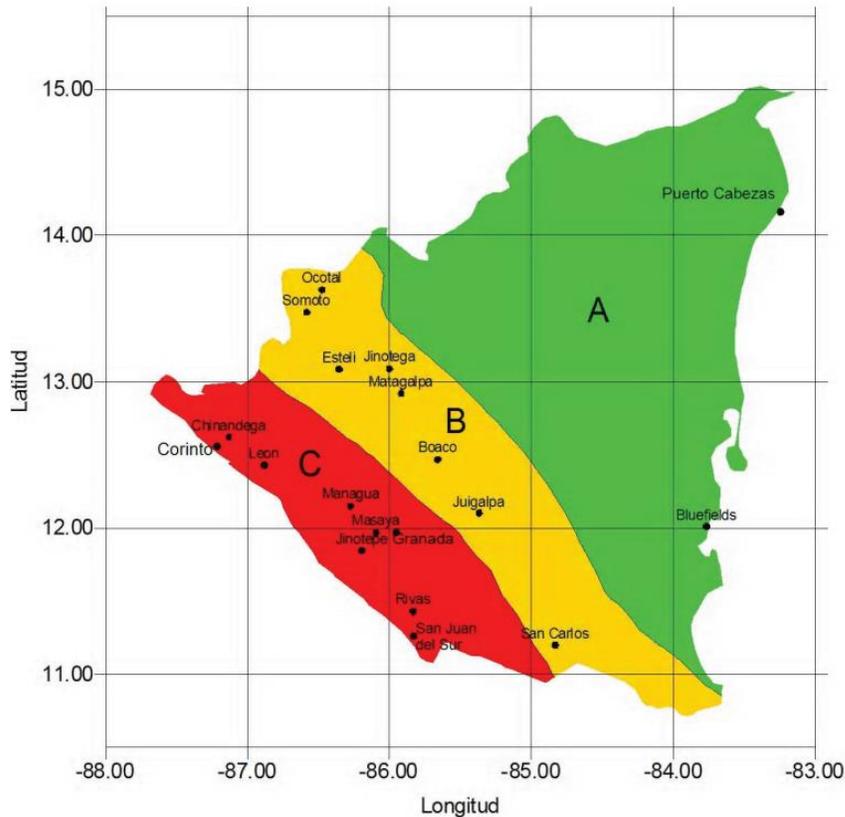
$S =$  Factor de amplificación por tipo suelo

$a_0 =$  Aceleración máxima del terreno, corresponde a la aceleración espectral cuando  $T=0$ .

$Q' =$  Factor de reducción por comportamiento dúctil de una estructura.

$\Omega =$  Factor de reducción por sobrerresistencia, que según el RNC – 07 siempre tendrá un valor de 2.

### 3.4.1.1. Zonificación sísmica de Nicaragua



**Figura 13.** Zonificación sísmica de Nicaragua. (Reglamento Nacional de construcción – 2007)

La aceleración máxima del terreno ( $a_0$ ), se obtendrá en dependencia de la zona, teniendo un valor de 0.1 para la zona C, 0.2 para la zona B y un valor de 0.3 para la zona A.

La estructura en estudio se encuentra ubicada en la capital del país (Managua); por lo tanto, tendrá el valor de aceleración máxima será de 0.3 por pertenecer a la zona A, como se puede apreciar en la figura 14.

### 3.4.1.2. Influencia del suelo

Según el artículo 25 del RNC-07, para toma en cuenta los efectos de amplificación sísmica debidos a las características del terreno, los suelos se dividirán en cuatro tipos, de acuerdo con las siguientes:

Tipo I: Afloramiento rocoso con  $V_s > 750$  m/s

Tipo II: Suelo firme con  $360 < V_s \leq 750$  m/s

Tipo III: Suelo moderadamente blando, con  $180 \leq V_s \leq 360$  m/s

Tipo IV: Suelo muy blando, con  $V_s < 180$  m/s

Siendo  $V_s$  la velocidad promedio de ondas de cortante calculada a una profundidad no menor de 10 m.

Para la realización de este trabajo se está considerando utilizar un tipo de suelo cuya Velocidad de onda de corte sea de 400 m/s; por tanto, según el RNC – 07 se utilizará un tipo de suelo II que corresponde a velocidades de entre 360 a 750 m/s.

#### 3.4.1.3. Factor de amplificación (S)

Si no se conoce mapas de microzonificación, se utilizarán los siguientes factores de amplificación:

**Tabla 5.** Factores de amplificación por tipo de suelo, S.

| Zona Sísmica | Tipo de suelo |     |     |
|--------------|---------------|-----|-----|
|              | I             | II  | III |
| A            | 1.0           | 1.8 | 2.4 |
| B            | 1.0           | 1.7 | 2.2 |
| C            | 1.0           | 1.5 | 2.0 |

Fuente: Reglamento nacional de construcción - 2007

Como se mencionó anteriormente la edificación en estudio pertenece a la zona C, con un tipo de suelo II; de tal modo, que el valor de dicho factor será de 1.5

#### 3.4.1.4. Factor por reducción por ductilidad (Q)

La estructura en estudio cuenta con todos los criterios para ser considerada regular como se describe en el artículo 23 inciso “a”, del RNC – 07; por tanto, el valor de Q no deberá ser corregido por irregularidad como se menciona en el inciso “d” del mismo capítulo, sino que deberá verificarse que se cumpla alguno de los requisitos que se presentan en el artículo 21:

a) Requisitos para  $Q=4$

1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no arriostrados de acero o concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos arriostrados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos si hubieran, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
2. Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en el artículo 27 inciso a), éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no arriostrados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros si hubieran que se hallen ligados como señala el Artículo 27. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
4. Si hay marcos o muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos establecidos en el capítulo 21 del Reglamento para Concreto Estructural ACI-318S-05 para marcos y muros dúctiles. Si no existen marcos o muros de concreto se queda excluido de este requisito.
5. Si hay marcos rígidos de acero estos satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas de Diseño Sísmico de Edificios de Acero ANSI/AISC 341-02. Si no existen marcos rígidos de acero se queda excluido de este requisito.

b) Requisitos para  $Q=3$

Se usará  $Q=3$  cuando se satisfacen los requisitos 2, 4 y 5 del Artículo 21 en el inciso a) y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, o por marcos rígidos de acero, o por marcos de concreto reforzado, o por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, o por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de arriostamiento concéntrico dúctil según la norma del AISC.

c) Requisitos para  $Q=2$

Se usará  $Q=2$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, o por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de arriostamiento con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, o de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por el Artículo 21 inciso a) y b) de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por columnas o vigas de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes. También se usará  $Q=2$  cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes

d) Requisitos para  $Q=1.5$

Se usará  $Q=1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con

refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos del Artículo 21 inciso b) y inciso c), o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes

Basado en el sistema estructural de la edificación en análisis el valor de ductilidad a usar será de 4.

#### 3.4.1.5. Factor de reducción por sobrerresistencia

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor  $\Omega = 2$

#### 3.4.2. Aspectos técnicos del RNC- 07.

##### 3.4.2.1. Cargas vivas o cargas temporales

Nicaragua cuenta con una tabla de valores de carga viva y de carga viva reducida para cada tipo de ocupación con su respectivo porcentaje, algo fundamental plasmarlo en este trabajo, ya que en las fuentes de las masas de Etabs se debe de insertar el porcentaje de reducción. Se presenta a continuación las cargas vivas, vivas reducidas y su respectivo porcentaje:

**Tabla 6.** Cargas vivas reducidas del RNC-07

| Tipo de ocupación o uso | RNC - 07                |                          | % CV que se considera |
|-------------------------|-------------------------|--------------------------|-----------------------|
|                         | CV (kg/m <sup>2</sup> ) | CVR (kg/m <sup>2</sup> ) |                       |
| Residencial             |                         |                          |                       |
| Casas                   | 200                     | 80                       | 40                    |
| Apartamentos            | 200                     | 80                       | 40                    |
| Hoteles                 | 200                     | 80                       | 40                    |
| Internados de escuela   | 200                     | 80                       | 40                    |
| Cuarteles               | 200                     | 80                       | 40                    |
| Cárceles                | 200                     | 80                       | 40                    |

|   |     |     |    |
|---|-----|-----|----|
| Correccionales  | 200 | 80  | 40 |
| <b>Salones de clase</b>   |     |     |    |
| Escuela primaria  | 250 | 150 | 60 |
| Secundaria y universidad  | 250 | 200 | 80 |
| <b>Hospitales</b>   |     |     |    |
| Salas y cuartos   | 200 | 100 | 50 |
| Asilos  | 200 | 100 | 50 |
| Centro de salud   | 200 | 100 | 50 |
| Clínicas  | 200 | 100 | 50 |
| Salas de operación  | 400 | 150 | 38 |
| <b>Oficinas</b>   |     |     |    |
| Despacho  | 250 | 100 | 40 |
| Salas de archivos   | 500 | 250 | 50 |
| <b>Bibliotecas</b>  |     |     |    |
| Salones de lectura  | 300 | 150 | 50 |
| Salón de libros   | 600 | 400 | 67 |
| <b>Lugares de reunión</b>   |     |     |    |
| Salones de baile  | 400 | 250 | 63 |
| Gimnasios   | 400 | 250 | 63 |
| Restaurantes  | 400 | 250 | 63 |
| Museos  | 400 | 250 | 63 |
| Salas de juego  | 400 | 250 | 63 |
| <b>Auditorios, cines, templos</b>   |     |     |    |
| Sillas fijas  | 350 | 250 | 71 |
| Sillas móviles  | 500 | 250 | 50 |
| <b>Teatros</b>  |     |     |    |
| Vestíbulos  | 200 | 80  | 40 |
| Piso del escenario  | 700 | 350 | 50 |
| <b>Graderías y tribunas</b>   | 500 | 250 | 50 |
| <b>Lugares de comunicación para peatones</b>                                  |     |     |    |
| Pasillos  | 500 | 250 | 50 |
| Escaleras   | 500 | 250 | 50 |
| Rampas  | 500 | 250 | 50 |
| Pasajes de acceso libre   | 500 | 250 | 50 |
| <b>Estadios y lugares para espectáculos con gradas (sin bancas o butacas)</b> | 500 | 350 | 70 |
| <b>Laboratorios</b>   | 250 | 125 | 50 |
| <b>Comercio</b>   |     |     |    |
| Ligero  | 350 | 300 | 86 |

|   |     |     |    |
|---|-----|-----|----|
| Semi-pesado   | 450 | 400 | 89 |
| Pesado  | 550 | 500 | 91 |
| <b>Fábricas y talleres</b>  |     |     |    |
| Ligero  | 400 | 350 | 88 |
| Semi-pesado   | 500 | 450 | 90 |
| Pesado  | 700 | 600 | 86 |
| <b>Bodegas</b>  |     |     |    |
| Ligero  | 450 | 400 | 89 |
| Semi-pesado   | 550 | 475 | 86 |
| Pesado  | 650 | 550 | 85 |
| <b>Techos de losas con pendientes</b>   |     |     |    |
| Menor a 5%  | 100 | 40  | 40 |
| Mayor a 5%  | 50  | 20  | 40 |
| <b>Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.4m)</b> | 250 | 150 | 60 |
| <b>Andamios y cimbra para concreto</b>  | 150 | 100 | 67 |
| <b>Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)</b>                             | 400 | 200 | 50 |

Fuente: RNC - 07

### 3.4.2.2. Combinaciones de Carga

Según el capítulo 15 del RNC – 07, se determinan las siguientes combinaciones para usar en diseño de estructuras verticales, que produzcan los esfuerzos más críticos.

Las combinaciones insertadas incluyen dos métodos de diseño, el elástico y el método de resistencia última, a continuación, se muestran las combinaciones para ambos métodos.

a) Diseño por método para resistencia última

$$C_{u1} = 1.4 (CM)$$

$$C_{u2} = 1.2(CM) + 1.6(CV + Ps)$$

$$C_{u3} = 1.2(CM) + 1.6(Pz) + CV$$

$$C_{u4} = 1.2(CM) + Fs + CV$$

$$C_{u5} = 0.9(CM) + 1.6(Pz) + 1.6(Ps)$$

$$C_{u6} = 0.9(CM) + Fs + 1.6(Ps)$$

b) Diseño por métodos elásticos o esfuerzos permisibles

$$C_{01} = CM + CV + Ps$$

$$C_{02} = CM + Ps + (Pz \text{ o } 0.7(Fs))$$

$$C_{03} = 0.6(CM) + Pz + Ps$$

$$C_{04} = 0.6(CM) + 0.7(Fs) + Ps$$

Donde

CM = Carga muerta

CV = Carga viva máxima

Fs = Fuerza sísmica horizontal

Pz = Carga o presión de viento

Ps = Carga debido a la presión lateral de la tierra, a la presión del agua subterránea, o a la presión de materiales a granel.

### **3.4.2.3. Consideraciones para el cálculo de las derivas de piso**

#### **Desplazamiento Lateral**

Cuando para el análisis sísmico se use el método estático o alguno de los dinámicos, será necesario calcular los desplazamientos de la estructura en el estado límite de servicio de acuerdo con los siguientes criterios:

#### **Cálculo de desplazamientos en el estado límite de servicio**

- a) Si para el análisis se ha usado el método estático, pero se ha ignorado el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el Artículo 32 inciso a) del RNC 07, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor  $Q\Omega/2.5$ .
- b) Si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el Artículo 32 inciso b) del RNC 07, o si se ha utilizado el método dinámico espectral, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor  $Q'\Omega/2.5$ .

### **Cálculo de desplazamientos en el estado límite de colapso.**

Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicados por el factor Q:

### **Revisión de desplazamiento laterales**

Cuando la estructura se analice por el método estático o el dinámico modal, se revisará que su rigidez lateral sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- a. Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo estipula el Artículo 34 inciso a) del RNC 07, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004.
- b. Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo señala el Artículo 34 inciso b) del RNC 07, divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la Tabla 4 del RNC 07 para los distintos sistemas estructurales. Estos

desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes del artículo 38, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según el Artículo 32 inciso e) del RNC 07.

**Tabla 7.** *Distorsiones máximas permitidas.*

| <b>Sistema Estructural</b>   | <b>Distorsión</b> |
|--|-------------------|
| Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 o 4)   | 0.0300            |
| Marcos dúctiles de acero (Q= 3 o 4)  | 0.0300            |
| Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 o 2)  | 0.0150            |
| Losas planas sin muros o contravientos   | 0.0150            |
| Marcos de acero con contravientos excéntricos  | 0.0200            |
| Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos  | 0.0150            |
| Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)  | 0.0150            |
| Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 o 2)   | 0.0100            |
| Muros diafragma  | 0.0060            |
| Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla  | 0.0050            |
| Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla | 0.0040            |
| Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior   | 0.0020            |
| Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente   | 0.0015            |

Fuente: RNC - 07

### 3.5. Desarrollo de tesis

#### 3.5.1. Procedimiento para el modelado de la edificación en ETABS

A continuación, se describe el procedimiento para el modelado en 3D de la estructura en ETABS siguiendo la configuración descrita en el modelo estructural y posteriormente aplicando el método de análisis modal espectral.

#### Modelamiento

##### 1. Definir unidades

Se ejecuta el programa, del menú principal (parte superior), se elige la opción de **File/New Model**, esta opción llevará a la ventana de unidades y se seleccionan las deseadas para trabajar.

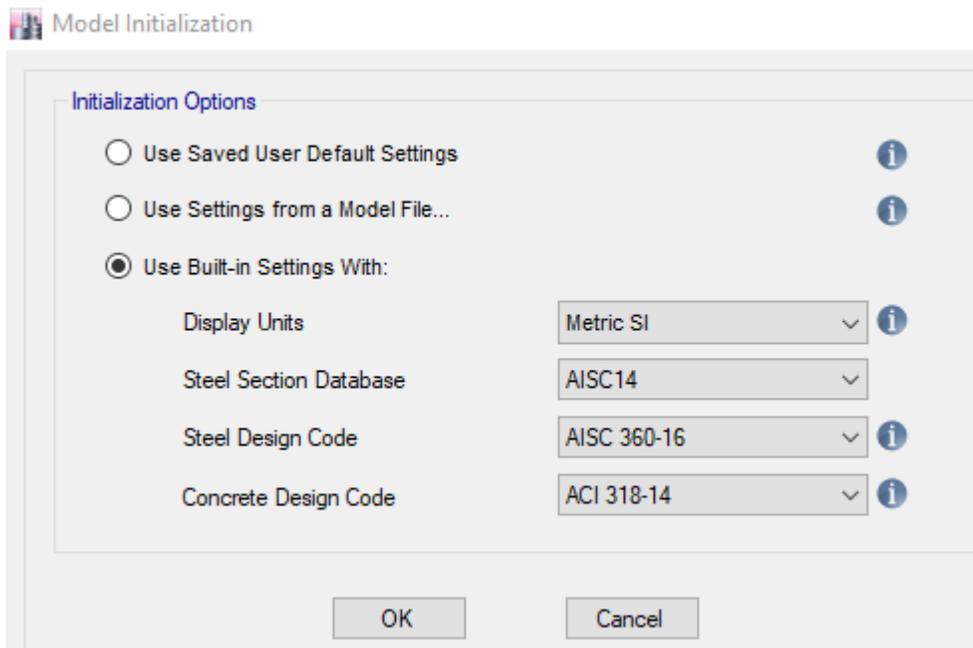


Figura 14. Ubicación de unidades en Etabs. (Fuente: Etabs)

## 2. Selección del modelo

Al definir las unidades aparece el menú de plantillas definidas en 3D, se selecciona **Grid Only**.

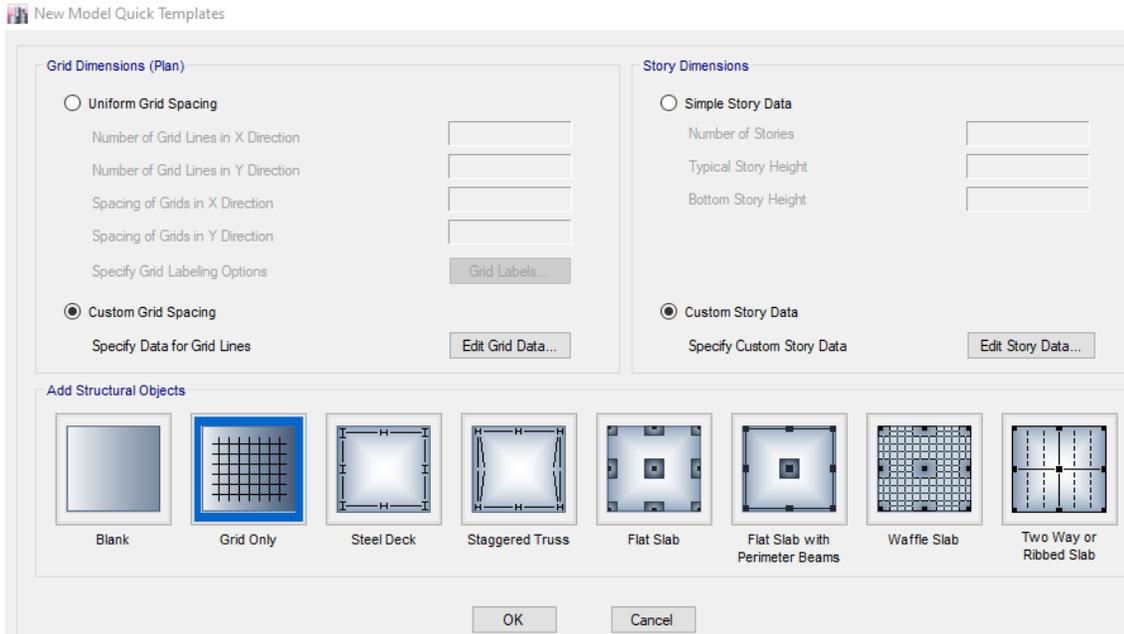


Figura 15. Ventana de nuevo modelo. (Fuente: Etabs)

Se edita los espacios para graficar la grilla (**Custom grid spacing**) y la configuración de pisos (**Custom Story Data**)

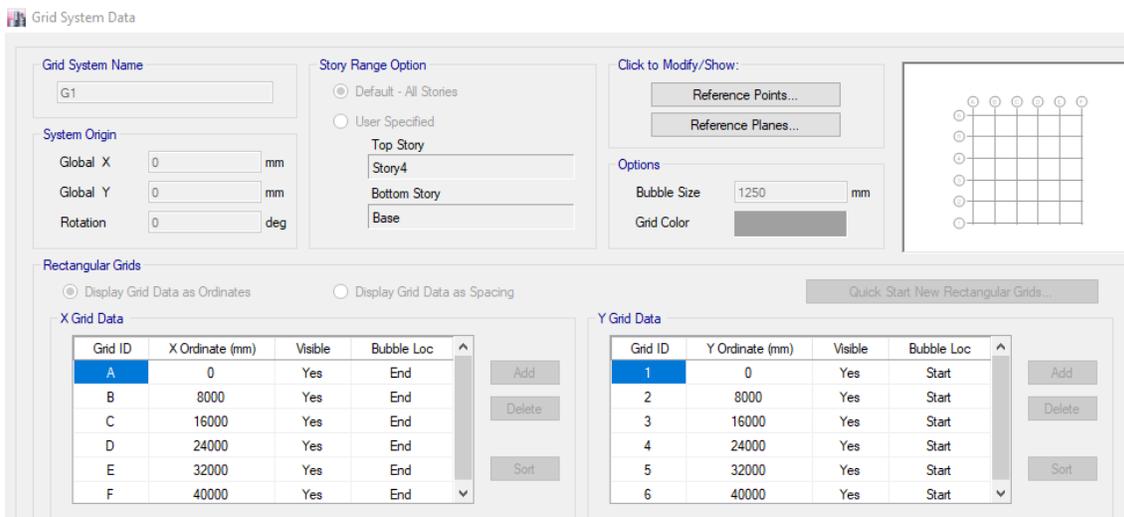


Figura 16. Sistema de grids - número de ejes. (Fuente: Etabs)

|   | Story  | Height mm | Elevation mm | Master Story | Similar To | Splice Story | Splice Height mm | Story Color |
|---|--------|-----------|--------------|--------------|------------|--------------|------------------|-------------|
| ▶ | Story4 | 3200      | 13600        | No           | Story1     | No           | 0                | Cyan        |
|   | Story3 | 3200      | 10400        | No           | Story1     | No           | 0                | Red         |
|   | Story2 | 3200      | 7200         | No           | Story1     | No           | 0                | Magenta     |
|   | Story1 | 4000      | 4000         | Yes          | None       | No           | 0                | Yellow      |
|   | Base   |           | 0            |              |            |              |                  |             |

Figura 17. Configuración de pisos. (Fuente: Etabs)

### 3. Definición de las condiciones de las condiciones de apoyo

Se selecciona los apoyos y en **menú/assign joint restraints** se selecciona el apoyo o soporte fijo, que restringe los desplazamientos y rotaciones en todas las direcciones.

#### Joint Assignment - Restraints

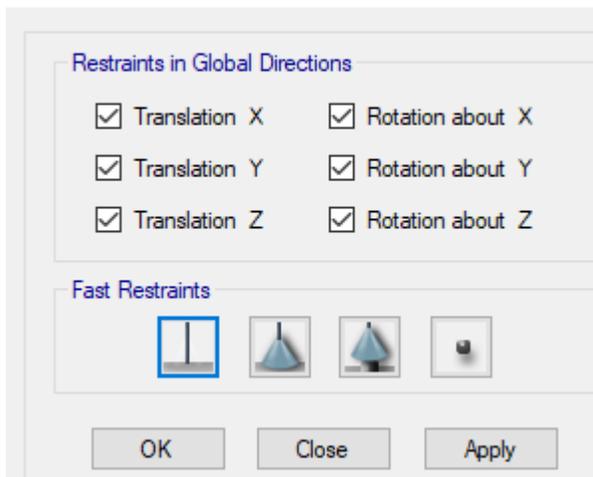


Figura 18. Tipos de restricciones en los apoyos. (Fuente: Etabs)

#### 4. Definir las propiedades de los materiales

Para definir las propiedades de los materiales, se selecciona **Menú/Define/Materials**

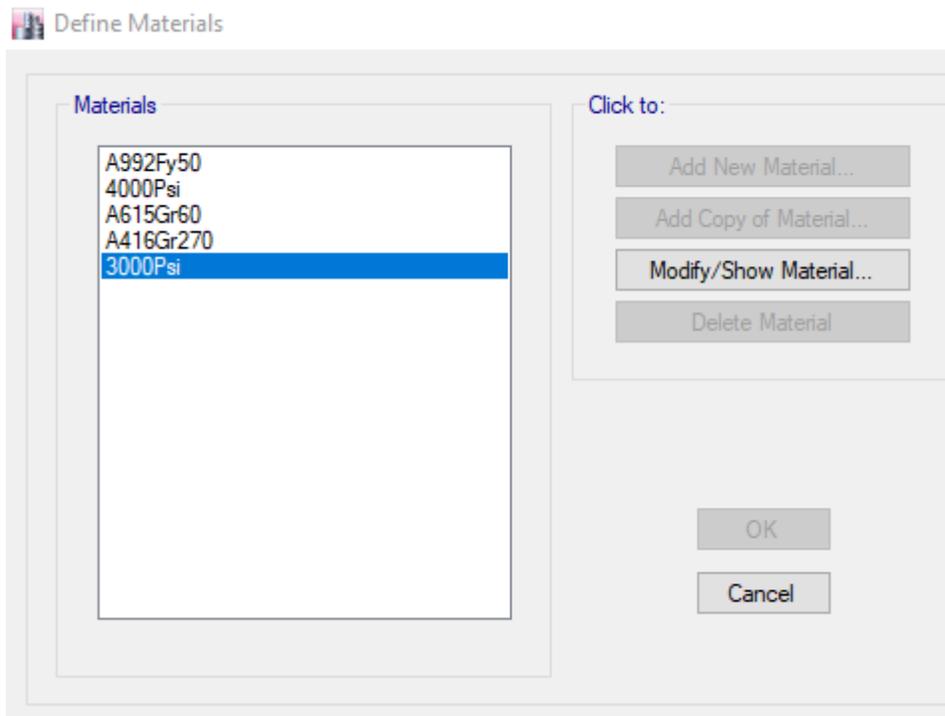


Figura 19. Ventana de propiedades. (Fuente: Etabs)

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name: 3000Psi

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2402.77 kgf/m<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 245.014 kgf-s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2194996450 kgf/m<sup>2</sup>

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 914581854.13 kgf/m<sup>2</sup>

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

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

Time Dependent Properties...

**Figura 20.** Propiedades del concreto  $f'_c = 3000 \text{ PSI}$ . (Fuente: Etabs)

Material Property Data

**General Data**

Material Name: A615Gr60

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Material Weight and Mass**

Specify Weight Density       Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0.00785 kgf/cm<sup>3</sup>

Mass per Unit Volume: 0.000008 kgf-s<sup>2</sup>/cm<sup>4</sup>

**Mechanical Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2038901.92 kgf/cm<sup>2</sup>

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

**Design Property Data**

Modify/Show Material Property Design Data...

**Advanced Material Property Data**

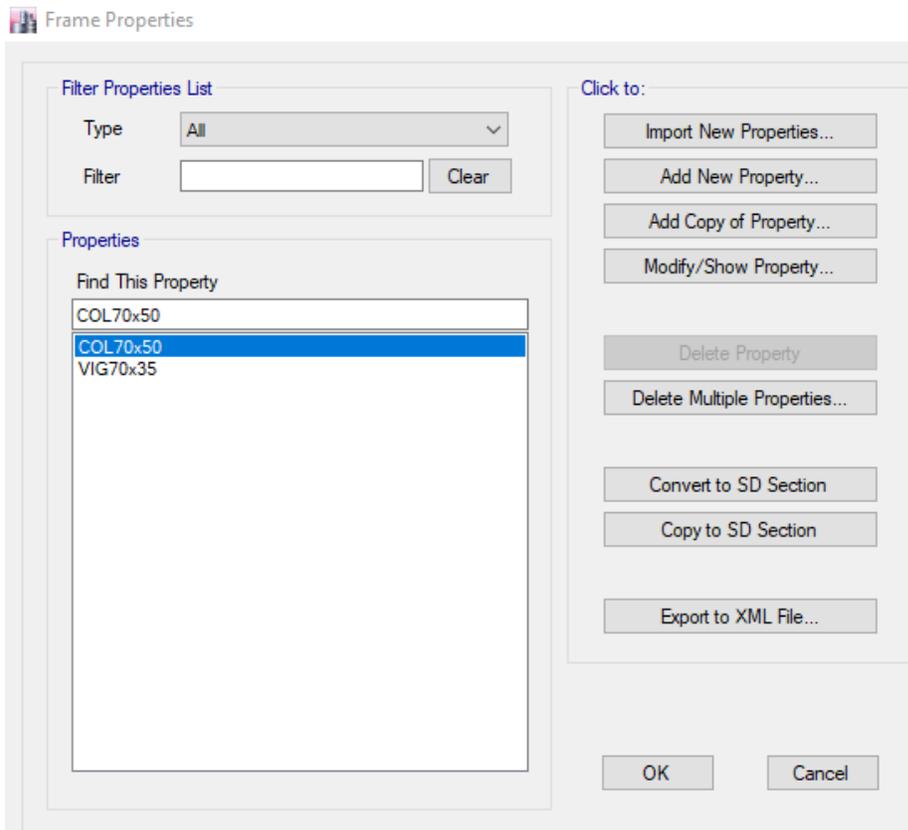
Nonlinear Material Data...      Material Damping Properties...

Time Dependent Properties...

**Figura 21.** Propiedades del acero de refuerzo  $f'_{y}= 4200 \text{ kgf/m}^2$ . (Fuente: Etabs)

## 5. Definición de secciones de los elementos estructurales

Para definir las secciones de los elementos tipo frame, se selecciona **menú/Define/Section Properties/Frame Sections**, en el cual se edita las dimensiones de la sección transversal de los elementos como columna, viga y asignamos el tipo de material.



**Figura 22.** Tipos de secciones Frame utilizadas. (Fuente: Etabs)

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: COL70x50

Material: 3000Psi

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Concrete Rectangular

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Depth: 700 mm

Width: 500 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently Default

**Reinforcement**

Modify/Show Rebar...

OK  
Cancel

Show Section Properties...

**Figura 23.** Definición de secciones de columna. (Fuente: Etabs)

Frame Section Property Reinforcement Data

**Design Type**

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

**Rebar Material**

Longitudinal Bars: A615Gr60

Confinement Bars (Ties): A615Gr60

**Reinforcement Configuration**

Rectangular

Circular

**Confinement Bars**

Ties

Spirals

**Check/Design**

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

**Longitudinal Bars**

Clear Cover for Confinement Bars: 40 mm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 5

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5

Longitudinal Bar Size and Area: #6 284 mm<sup>2</sup>

Comer Bar Size and Area: #6 284 mm<sup>2</sup>

**Confinement Bars**

Confinement Bar Size and Area: #3 71 mm<sup>2</sup>

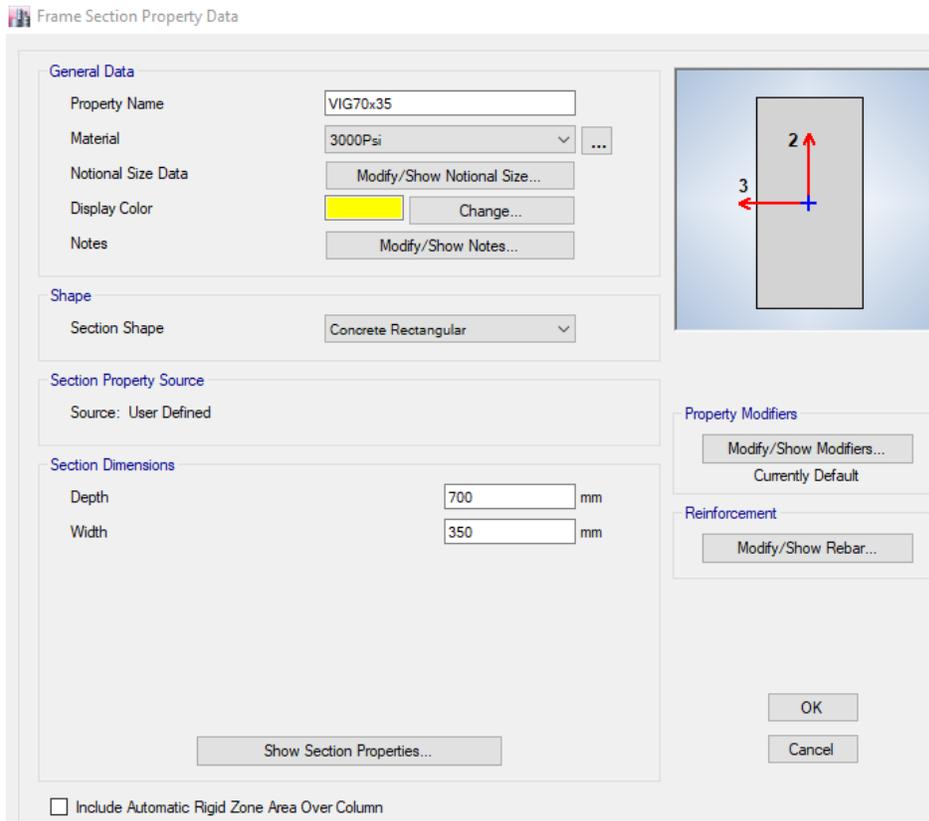
Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 100 mm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 4

Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

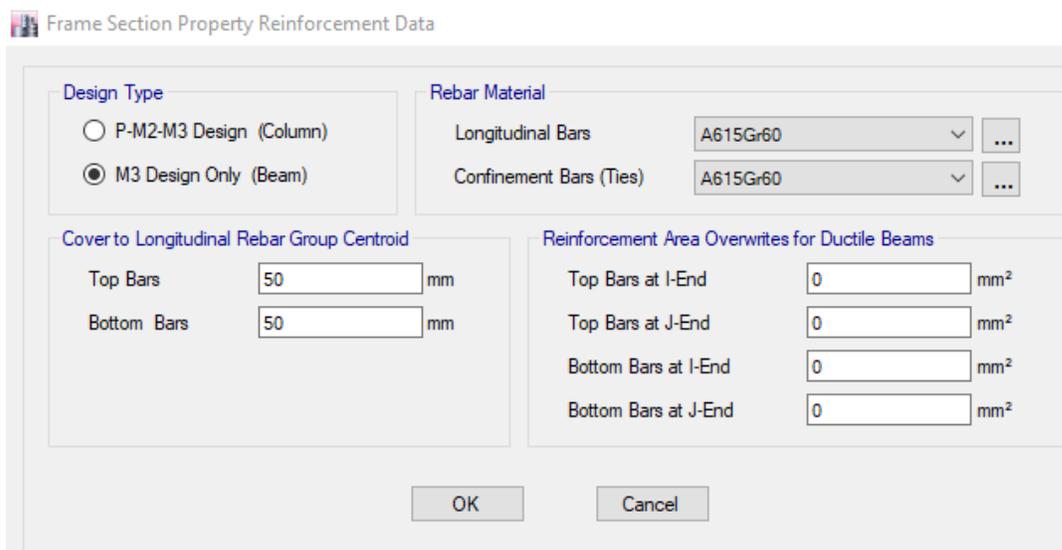
OK  
Cancel

**Figura 24.** Definición del armado propuesto para columnas de concreto reforzado. (Fuente: Etabs)



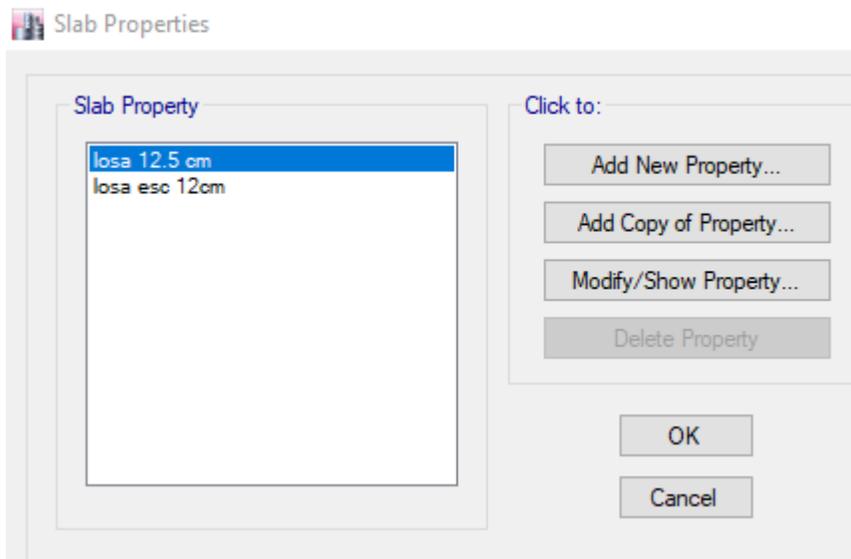
**Figura 25.** Definición de secciones de viga. (Fuente: Etabs)

para el refuerzo de las vigas de concreto, el ETABS únicamente permite que sean diseñadas a diferencia de las columnas para las cuales se propuso un armado.

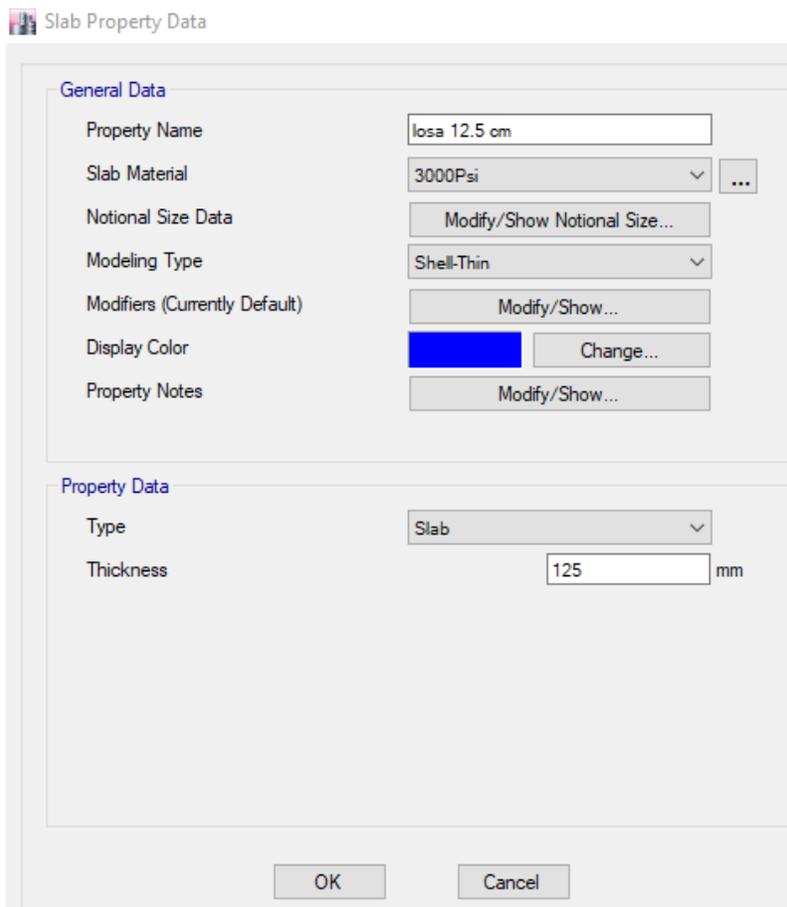


**Figura 26.** Ventana de armado para secciones de viga. (Fuente: Etabs)

Para dibujar la losa se selecciona **menu/define/section properties/slab sections** creamos elementos de tipo **slab**

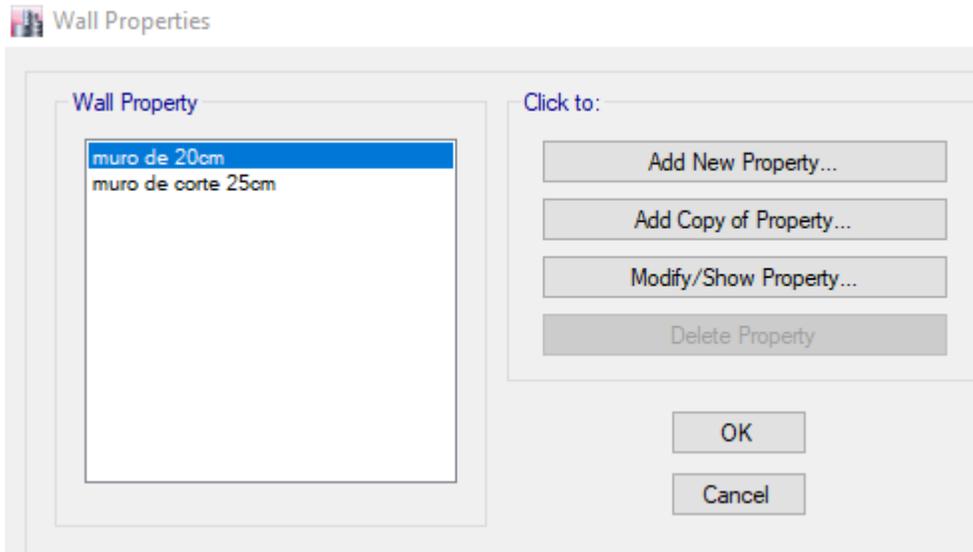


**Figura 27.** Tipos de secciones de losas utilizadas. (Fuente: Etabs)

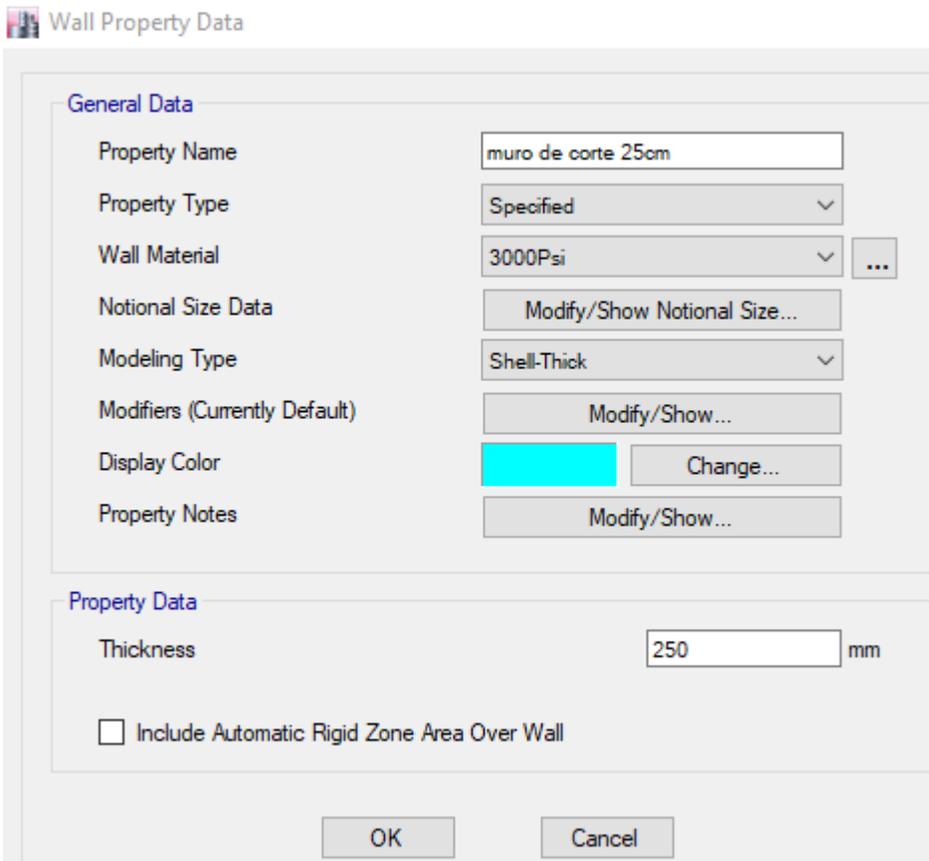


**Figura 28.** Definición de secciones de losas. (Fuente: Etabs)

Para dibujar los muros se selecciona **menú/define/section properties/wall sections** y se define el espesor del muro.



**Figura 29.** Tipos de secciones de muros utilizadas. (Fuente: Etabs)



**Figura 30.** Definición de secciones de muros. (Fuente: Etabs)

## 7. Dibujar los elementos estructurales

Finalmente, se obtiene todas las secciones entre (columnas, vigas, losas y muros)

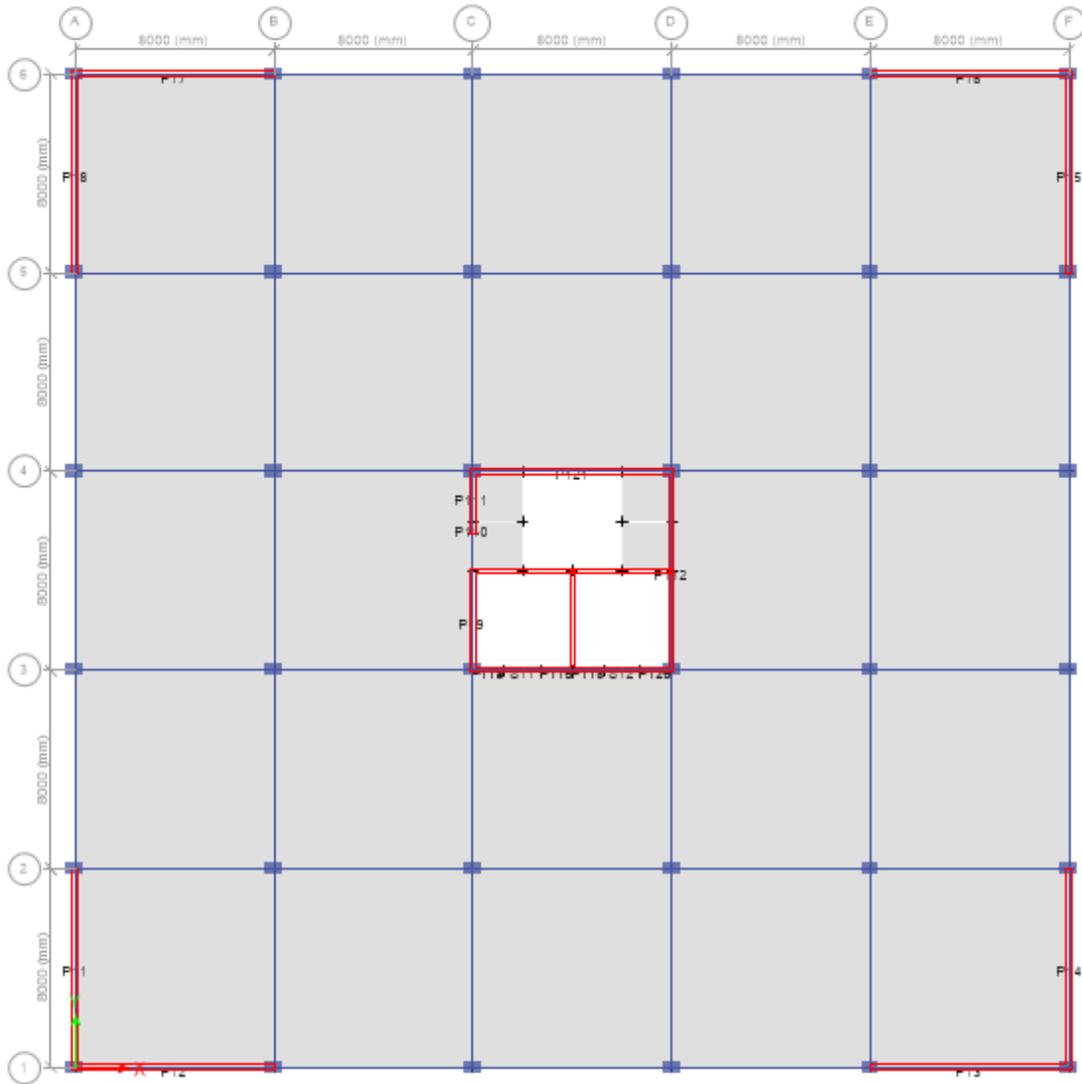


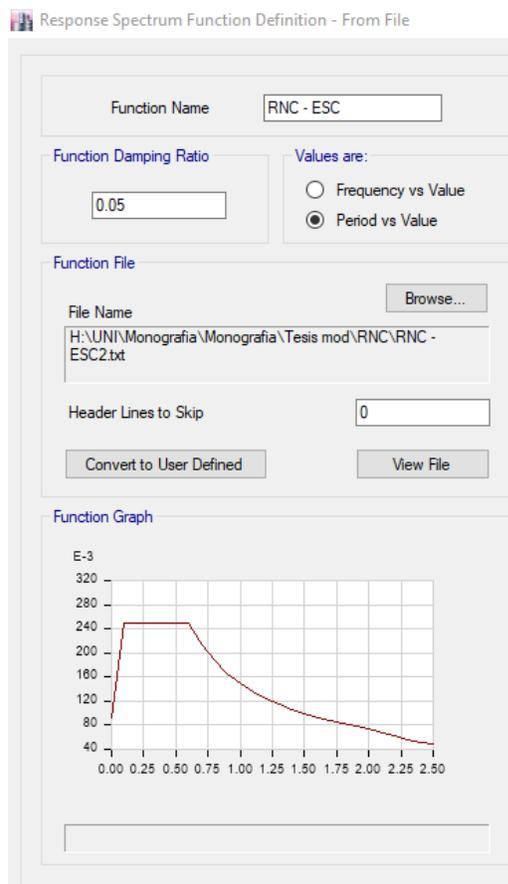
Figura 31. Dibujo de vigas, columnas, losas y muros. (Fuente: Etabs)

### 3.5.2. Análisis sísmico modal espectral

Para desarrollar el análisis dinámico modal espectral del edificio se utilizó el espectro propuesto por la norma RNC - 07 donde indica que para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizara un espectro inelástico, con este método se obtiene la respuesta máxima esperada de las fuerzas internas en todos los elementos estructurales del edificio, La respuesta es resultado de la combinación de resultados de los modos de vibrar considerado.

#### 1. Insertar el espectro de demanda sísmica o de diseño

A partir de un archivo txt creado tomando en cuenta los parámetros establecidos en el reglamento nacional RNC - 07. Se selecciona **menú/define/function/responde spectrum.**



**Figura 32.** Definición del espectro de diseño. (Fuente: Etabs)

## 2. Asignación de diagrama rígido

Se consideró en el modelo diafragmas rígidos en el plano horizontal, haciendo uso de la opción **menú/assign/Shell/diaphragm**, con lo que se estaría considerando el movimiento de los nudos de una manera dependiente por nivel del centro de masas de dicho nivel.

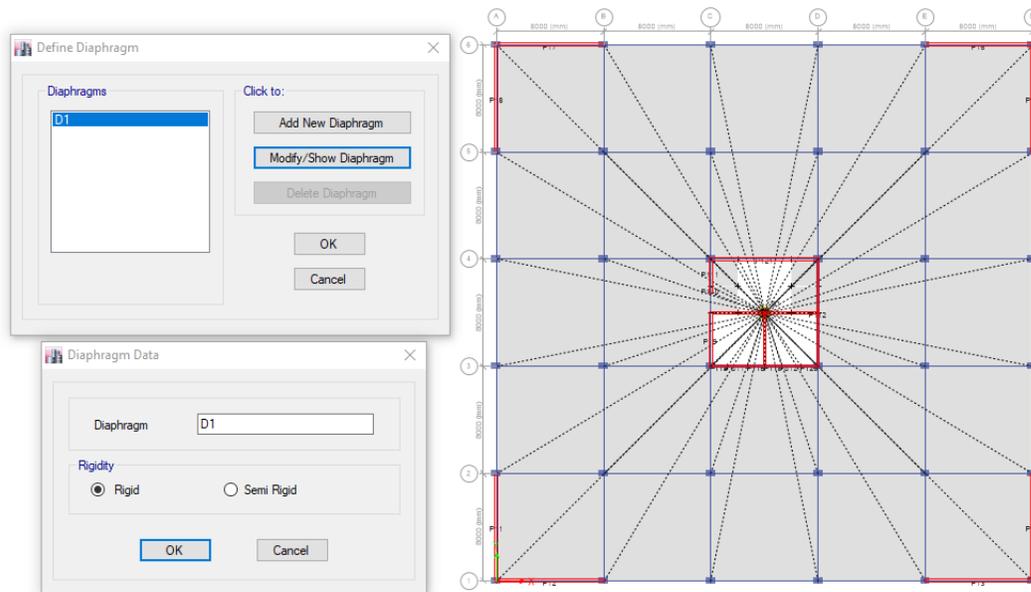


Figura 33. Asignación de diafragma rígido en todos los pisos. (Fuente: Etabs)

## 3. Definir los sistemas de cargas

Antes de aplicar las cargas al modelo es necesario definir los sistemas de cargas (Muerta, Techo, Viva, Sismo). Para ello seleccionamos **menú/define/load patterns** y editamos los sistemas de carga, como se muestra en la figura.

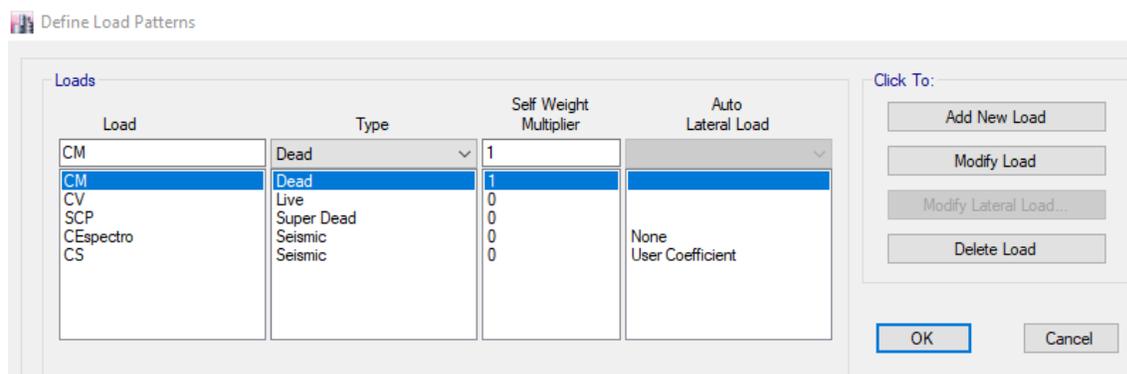


Figura 34. Definición de los patrones de carga (Fuente: Etabs)

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

SCP: Sobre carga permanente

CEspectro: Espectro de diseño

CS: Coeficiente sísmico

Los patrones de carga se crean para que sumados conformen los casos de cargas que son todos aquellos que el programa correrá y mostrara los resultados dependiendo en las configuraciones de dichos casos de cargas. Para ello seleccionamos **menú/define/load cases**.

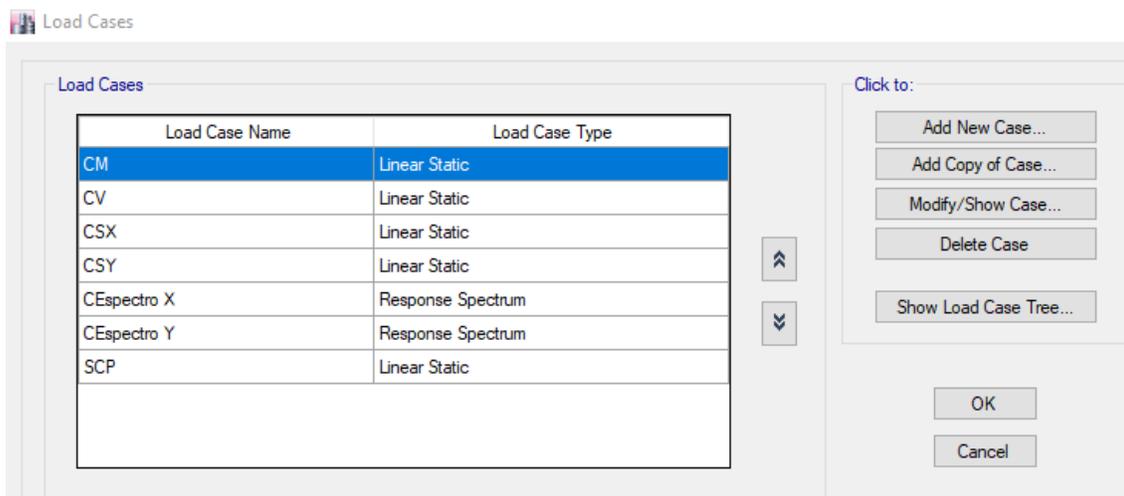


Figura 35. Definición de los casos de carga (Fuente: Etabs)

En los anexos A.1 al A.7 se ubican todos los detalles para cada caso de carga

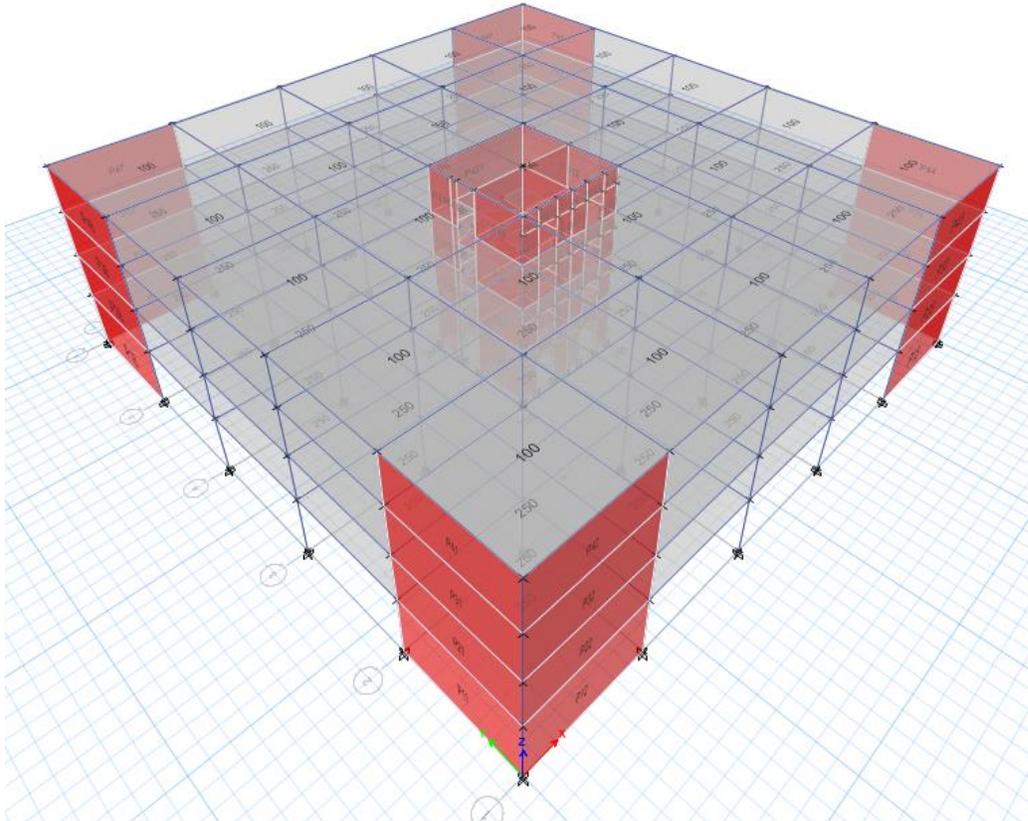
#### 4. Asignar las cargas a la estructura

Se selecciona **menú/assign/shell loads/uniform** y se asigna las cargas las distribuidas.

Asignación de Carga Viva: se asigna las cargas de acuerdo al uso del edificio.

Asignación de Carga de techo: se asigna la carga respectiva de techo según normativa

Asignación de sobre carga permanente: se asigna la carga debido a elementos no estructurales, instalaciones, acabado, etc.



**Figura 36.** Cargas vivas de techo y entrepiso (Fuente: Etabs)

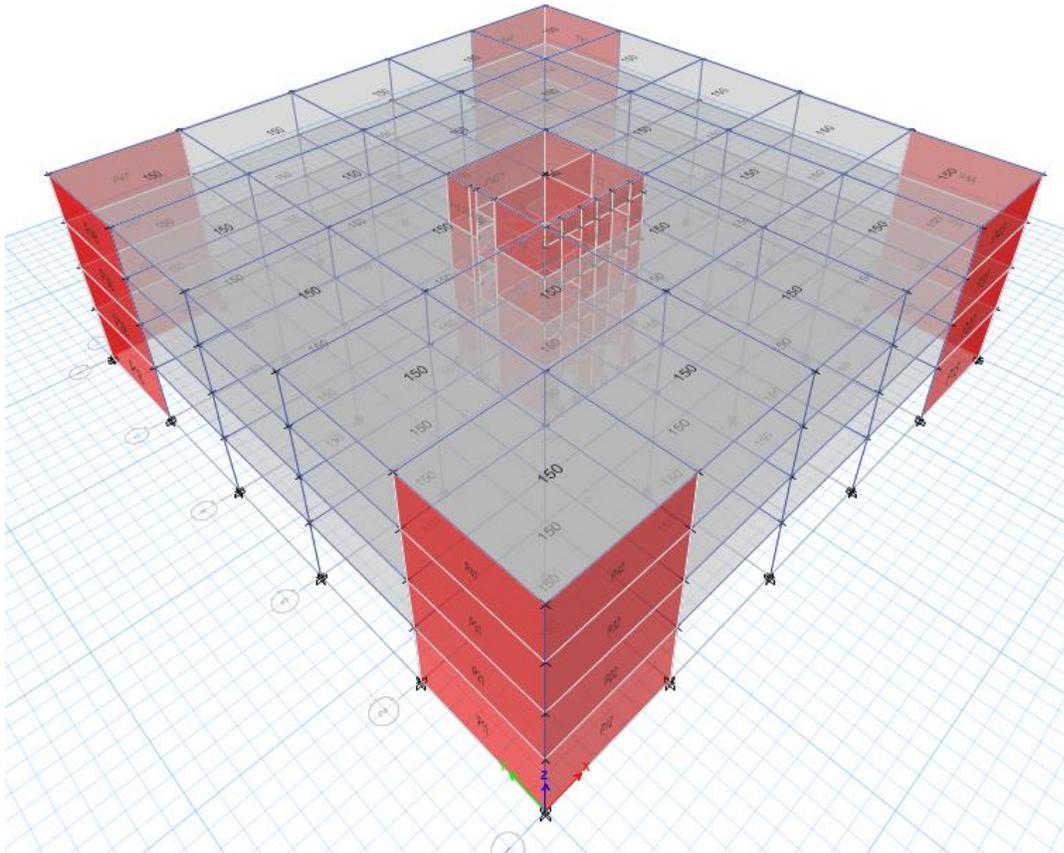


Figura 37. Cargas debido a las sobre cargas permanentes. (Fuente: Etabs)

## 5. Definir la masa de la estructura

Para definir la masa en nuestro modelo se selecciona **Define/Mass Source**, en el cual editamos de acuerdo a lo señalado en la normativa RNC – 07.

Mass Source Data

Mass Source Name:

**Mass Source**

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

**Mass Multipliers for Load Patterns**

| Load Pattern | Multiplier |
|--------------|------------|
| CV           | 0.4        |
| CV           | 0.4        |
| CM           | 1          |
| SCP          | 1          |

**Mass Options**

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

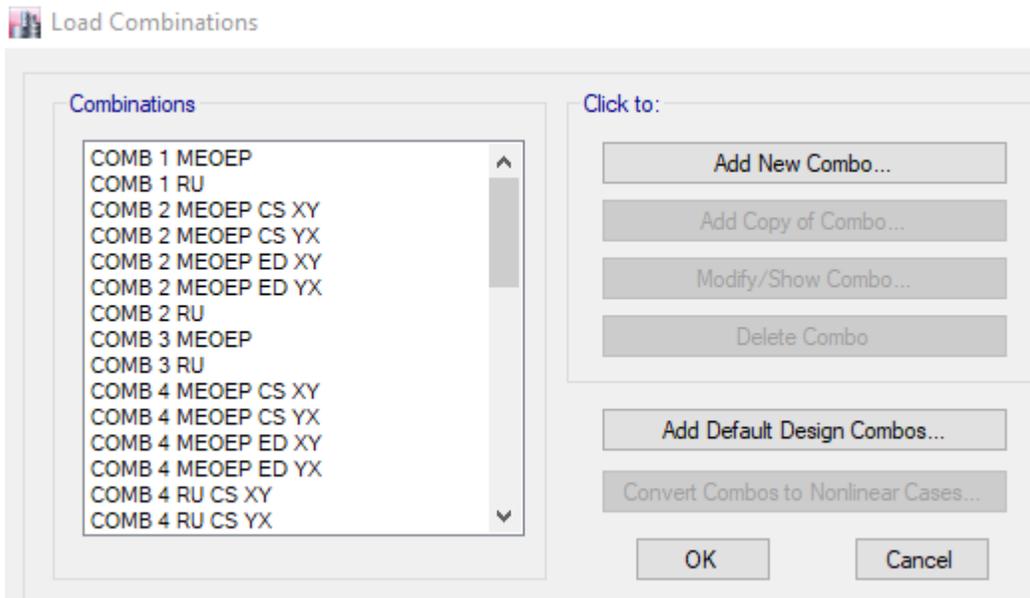
Lump Lateral Mass at Story Levels

Figura 38. Fuente de masa según RNC - 07. (Fuente: Etabs)

## 6. Combinaciones de carga

Se utilizaron las combinaciones de carga estipuladas en el reglamento técnico RNC – 07, incluyendo el método de resistencia última y el diseño por métodos elásticos o esfuerzos permisibles, de tal modo que todos los elementos estructurales deben resistir los efectos de cargas individuales o las combinaciones de carga a las cuales puedan estar sometidos.

Se selecciona **menú/define/load combinations**



**Figura 39.** *Combinaciones de cargas. (Fuente: Etabs)*

En el anexo A.8, se detalla cada una de las combinaciones de carga utilizados.

## **CAPITULO IV. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS**

### **1.1. Fuerzas Sísmicas**

En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos del reglamento nacional de la construcción RNC – 07, tomando como referencia el hecho que la estructura se pretende analizar y diseñar para ser construida en la ciudad de Managua, al igual que haciendo énfasis en la regularidad y sistema estructural que tiene el edificio.

**Tabla 8.** Valores obtenidos para el edificio basado en el RNC-07

| <b>Parámetro</b> | <b>Descripción</b>                 | <b>Referencia de la norma</b>                             | <b>coeficiente</b> |
|------------------|------------------------------------|---|--------------------|
| -                | Zonificación Sísmica               | Según ubicación del edificio en estudio (Managua)         | Zona C             |
| $a_0$            | Aceleración máxima del terreno.    | Según zona estipulada en el mapa de zonificación sísmica. | 0.30               |
| -                | Tipo de suelo                      | Según velocidad de onda de corte $V_s=400$ m/s            | Tipo II            |
| S                | Factor de amplificación            | Según tipo de suelo y zona sísmica                        | 1.5                |
| Q                | Factor de reducción por ductilidad | Según regularidad y sistema estructural del edificio      | 4                  |
| $\Omega$         | Factor por sobrerresistencia       |   | 2.00               |

Fuente: Elaboración propia

#### **4.1.1. Calculo de coeficiente sísmico**

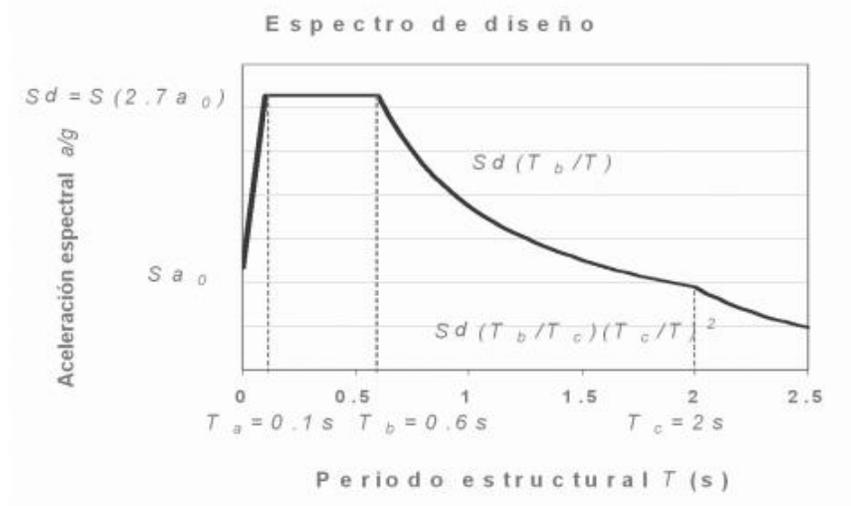
$$C = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega}$$

$$C = \frac{1.5(2.7 * 0.3)}{4 * 2} = 0.1519$$

Al multiplicar  $(S)(a_0) = 0.45$ , al ser mayor que el calculado anteriormente es el que deber tomarse como coeficiente sísmico.

#### 4.1.2. Espectro de diseño

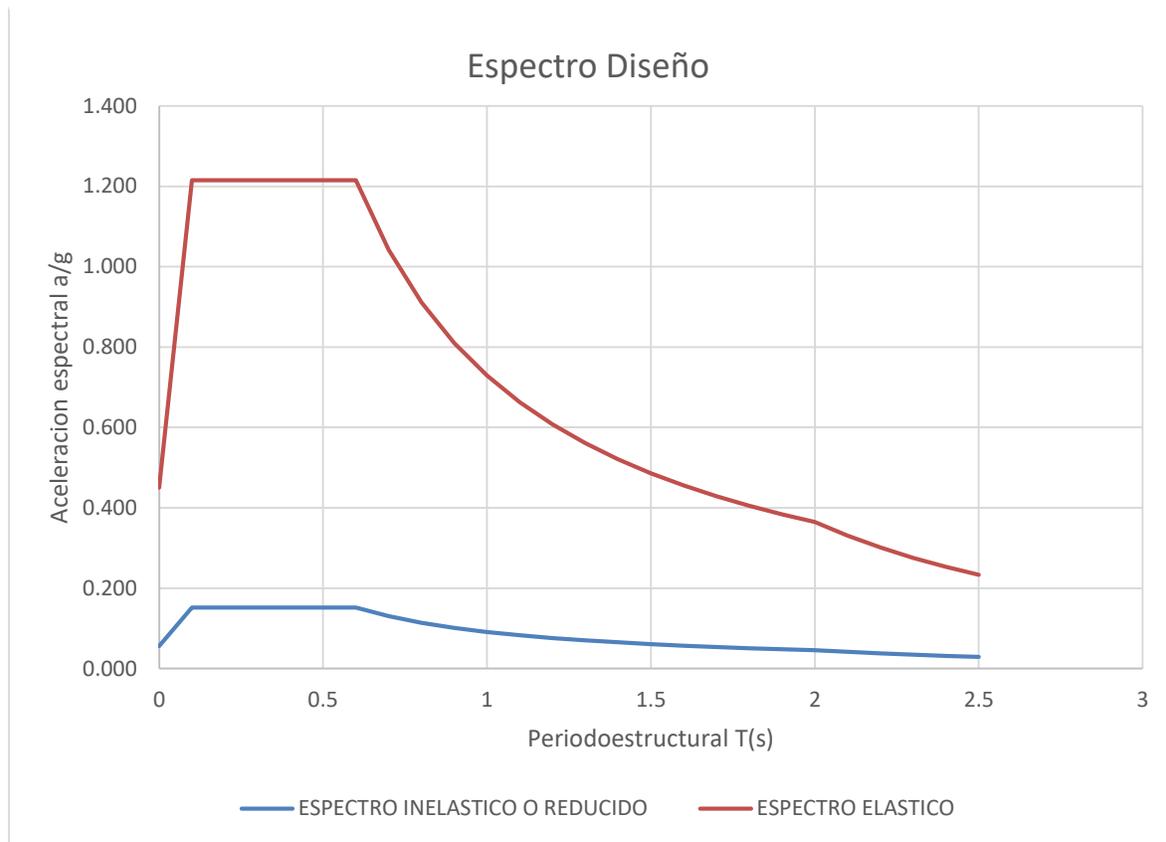
Para elaborar la gráfica se utiliza se utiliza una ecuación para cada tramo como se muestra en la imagen, siendo que para el segundo tramo se usa la misma ecuación del coeficiente sísmico; además, la gráfica está en dependencia del periodo y de los demás factores calculados.



**Figura 40.** Espectro de diseño para Nicaragua. (RNC – 07)

A continuación, se presenta la gráfica del espectro elástico que resulta de aplicar las ecuaciones antes mencionadas, sin embargo, se realizó un espectro inelástico aplicando los factores de reducción (ductilidad y sobrerresistencia), esto se hace ya se busca reducir costos al momento de diseñar, debido a que el espectro elástico se basa generalmente en sismos muy intensos y considerando la baja posibilidad que existe de que dichos eventos ocurran durante la vida útil de la estructura, lo más conveniente es diseñar utilizando un espectro inelástico, aplicando una reducción de fuerzas sísmicas.

**Gráfico 1.** Espectro de diseño elástico e inelástico



Fuente: Elaboración propia, basado en el RNC - 07

## 4.2. Revisión por Resistencia, Derivas de Piso, Cortante Y Rigidez.

Antes de hacer la revisión por Resistencia y Derivas de piso, se tienen que chequear varios detalles en la estructura como los modos de vibración de la estructura, Modal Load Participation Ratios y Modal Participating Mass Ratios.

### 4.2.1. Análisis modal

Con el modelo computacional definido se aplicaron las cargas gravitacionales de servicio, tomando en cuenta los parámetros establecidos en el RNC-07 y los diferentes pesos por unidad de volumen, de cargas permanentes y variables que inciden en la edificación.

Esto permitió determinar los desplazamientos y fuerzas de los elementos estructurales. Se utilizó un espectro de respuesta elástico, estimando cada uno de los modos de respuesta en la estructura, seleccionando el número de modos de

vibración donde al menos el 90% de la masa del edificio, participará en los movimientos de las direcciones horizontales durante el sismo.

El análisis modal permitió calcular la forma y el periodo de vibración de cada modo, utilizando las masas y rigidez del edificio; masa que se encuentra concentrada en los pisos del edificio, y que estos sólo tienen tres grados de libertad dinámicos.

Con el programa Etabs v18.1.1, se calcularon las diferentes tendencias de vibración del edificio y permitió seleccionar el número de modos que se decidieron usar en el análisis, correspondiente al número de pisos, así como el procedimiento para hallar estas tendencias de vibración representativas.

En términos de resultados, se obtiene una participación de masa del 96.4% en la dirección X y un 96.4% en la dirección Y; esta participación se alcanza a partir del Caso Modal N° 5. Por tanto, se acepta el análisis modal porque se puede observar que hay una distribución uniforme de masa en ambas direcciones (X y Y).

**Tabla 9.** Ratios de Masas Participantes Modales.

| Case  | Mode | Period | UX     | UY       | UZ | Sum UX | Sum UY | Sum UZ |
|-------|------|--------|--------|----------|----|--------|--------|--------|
|       |      | sec    |        |          |    |        |        |        |
| Modal | 1    | 0.168  | 0.0075 | 0.8118   | 0  | 0.0075 | 0.8118 | 0      |
| Modal | 2    | 0.16   | 0.8157 | 0.0075   | 0  | 0.8232 | 0.8193 | 0      |
| Modal | 3    | 0.109  | 0.0004 | 0.0004   | 0  | 0.8236 | 0.8197 | 0      |
| Modal | 4    | 0.051  | 0.0014 | 0.1428   | 0  | 0.825  | 0.9626 | 0      |
| Modal | 5    | 0.049  | 0.1398 | 0.0015   | 0  | 0.9648 | 0.964  | 0      |
| Modal | 6    | 0.035  | 0.0001 | 3.45E-05 | 0  | 0.9648 | 0.9641 | 0      |
| Modal | 7    | 0.03   | 0.0001 | 3.20E-06 | 0  | 0.9649 | 0.9641 | 0      |
| Modal | 8    | 0.028  | 0.0002 | 0.0202   | 0  | 0.9651 | 0.9843 | 0      |
| Modal | 9    | 0.028  | 0.017  | 0.0002   | 0  | 0.9821 | 0.9845 | 0      |
| Modal | 10   | 0.027  | 0.0024 | 0        | 0  | 0.9846 | 0.9845 | 0      |
| Modal | 11   | 0.024  | 0      | 0.0019   | 0  | 0.9846 | 0.9864 | 0      |

|       |    |       |          |   |   |        |        |   |
|-------|----|-------|----------|---|---|--------|--------|---|
| Modal | 12 | 0.024 | 1.11E-05 | 0 | 0 | 0.9846 | 0.9864 | 0 |
|-------|----|-------|----------|---|---|--------|--------|---|

Fuente: *Elaboración propia, obtenida de ETABS*

**Tabla 10.** *Periodos modales y frecuencias.*

| Case  | Mode | Period sec | Frequency cyc/sec | Circular Frequency rad/sec | Eigenvalue rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup> |
|-------|------|------------|-------------------|----------------------------|---|
| Modal | 1    | 0.168      | 5.964             | 37.4701                    | 1404.0073                                     |
| Modal | 2    | 0.16       | 6.259             | 39.3277                    | 1546.669                                      |
| Modal | 3    | 0.109      | 9.134             | 57.392                     | 3293.8406                                     |
| Modal | 4    | 0.051      | 19.625            | 123.3056                   | 15204.2782                                    |
| Modal | 5    | 0.049      | 20.325            | 127.7027                   | 16307.9881                                    |
| Modal | 6    | 0.035      | 28.531            | 179.2653                   | 32136.0388                                    |
| Modal | 7    | 0.03       | 33.821            | 212.5067                   | 45159.1084                                    |
| Modal | 8    | 0.028      | 35.352            | 222.1239                   | 49339.0357                                    |
| Modal | 9    | 0.028      | 36.009            | 226.2534                   | 51190.5928                                    |
| Modal | 10   | 0.027      | 37.214            | 233.8215                   | 54672.4843                                    |
| Modal | 11   | 0.024      | 41.522            | 260.8934                   | 68065.3471                                    |
| Modal | 12   | 0.024      | 41.618            | 261.4943                   | 68379.2671                                    |

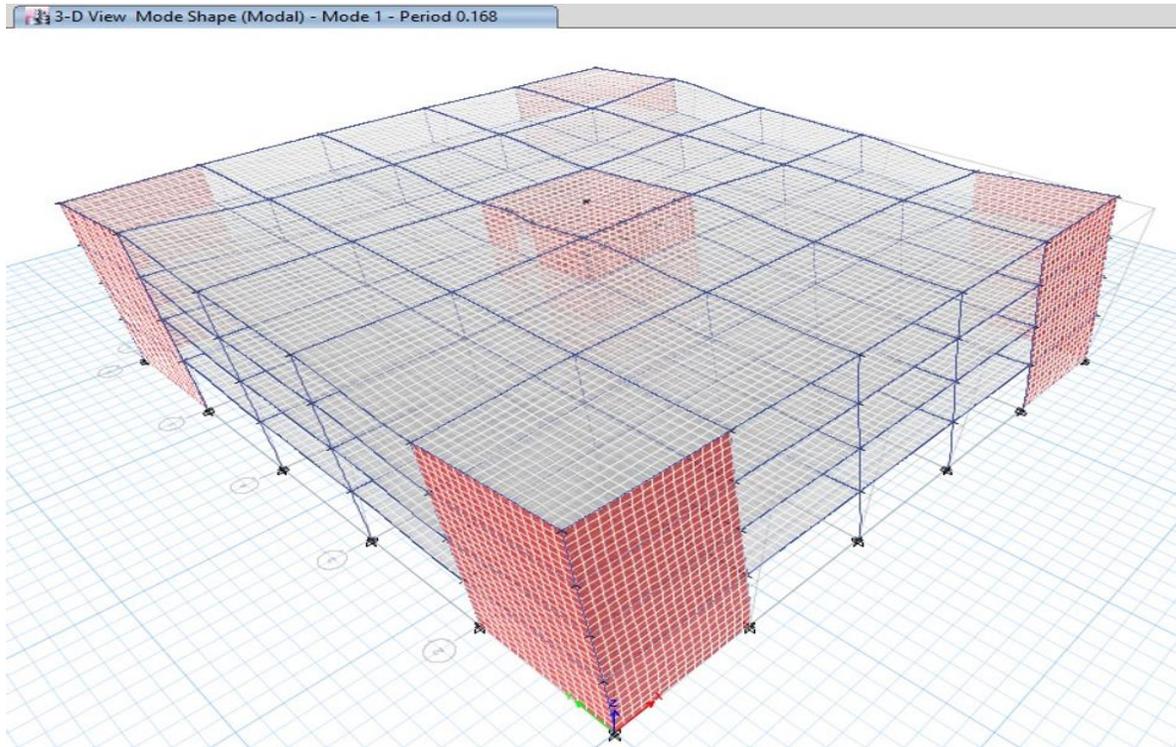
Fuente: *Elaboración propia, obtenida de ETABS*

**Tabla 11.** *Ratios de participación de carga modal.*

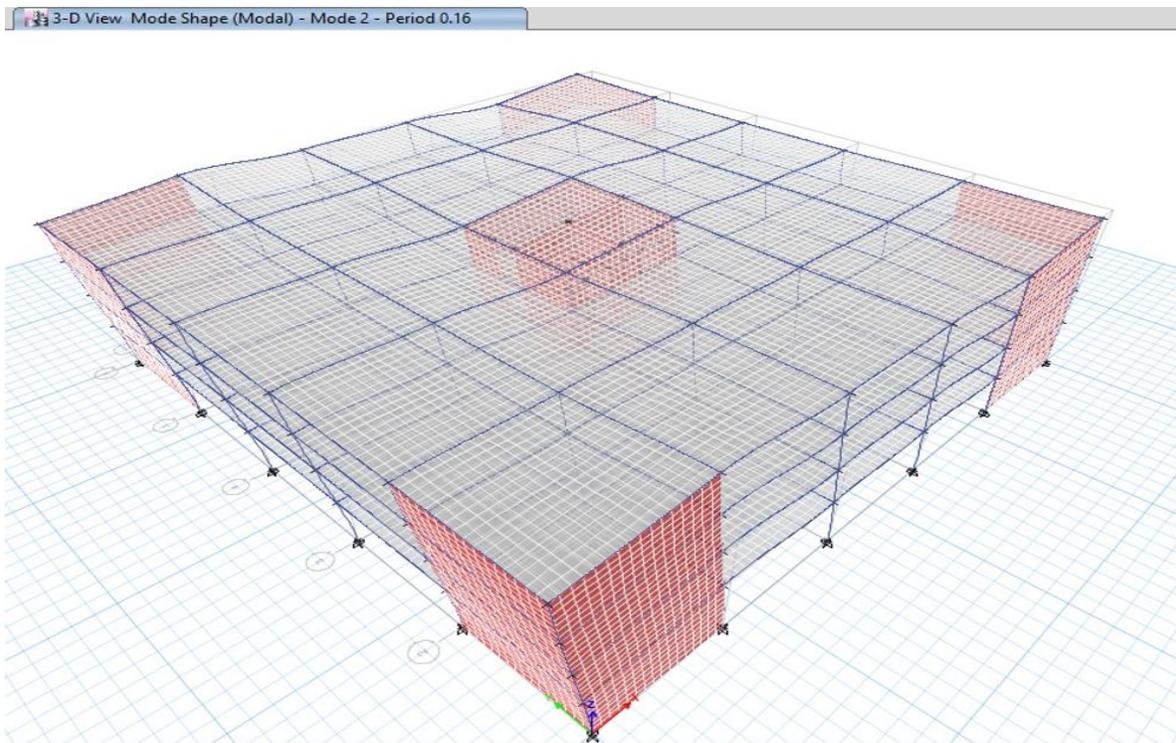
| Case  | Item Type    | Item | Static % | Dynamic % |
|-------|--------------|------|----------|-----------|
| Modal | Acceleration | UX   | 99.99    | 98.46     |
| Modal | Acceleration | UY   | 99.99    | 98.64     |
| Modal | Acceleration | UZ   | 0        | 0         |

Fuente: *Elaboración propia, obtenida de ETABS*

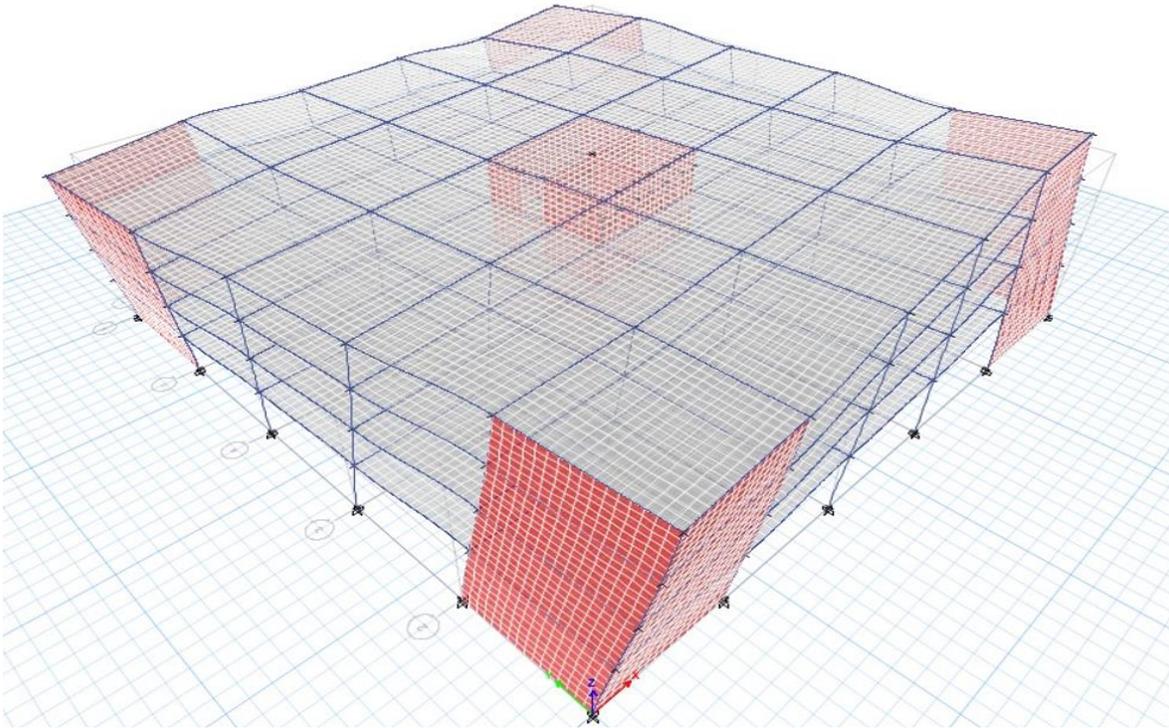
## 4.2.2. Modos de Vibración de la Estructura



**Figura 41.** Modo de vibración 1. (Obtenido de ETABS)



**Figura 42.** Modo de vibración 2. (Obtenido de ETABS)



**Figura 43.** *Modo de vibración 3. (Obtenido de ETABS)*

### 4.2.3. Revisión por resistencia

Como se aprecia en la figura que ningún elemento supera una ratio mayor a la unidad, es decir la demanda entre la capacidad es inferior a la unidad, como se muestra en la escala de colores.

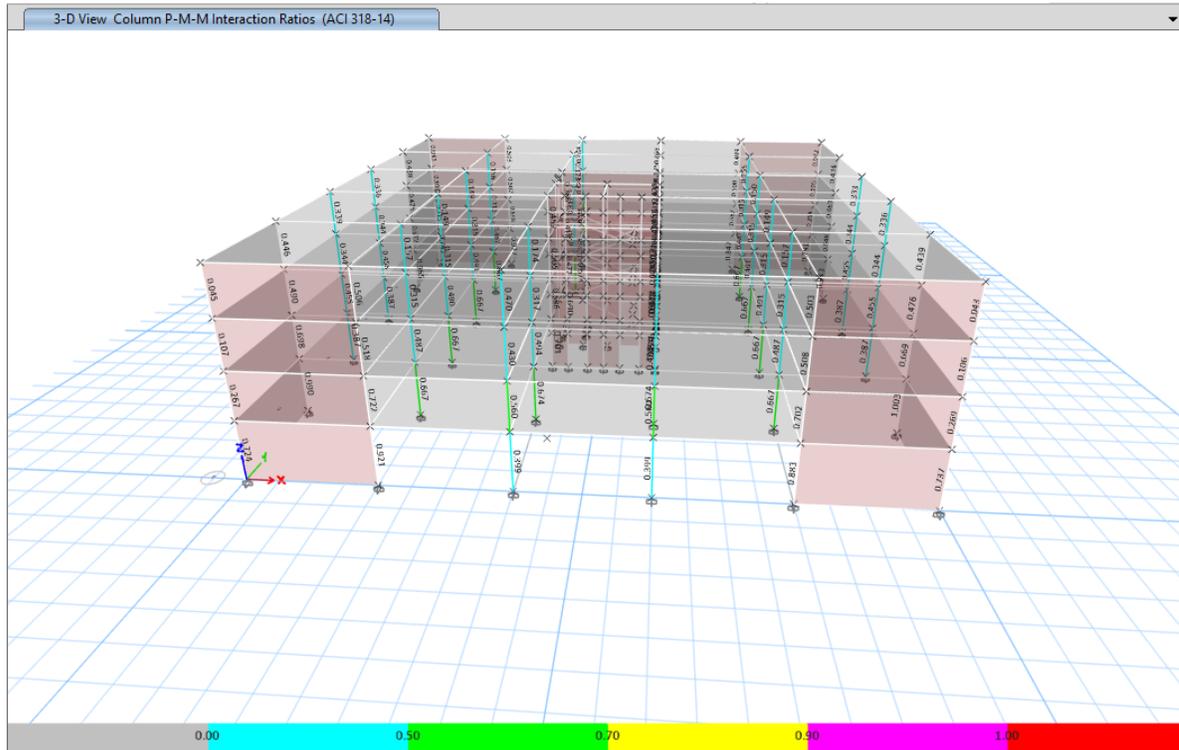


Figura 44. Revision ratio ( $D/C$ ) para columnas. (obtenido de ETABS)

#### Columna crítica de concreto

La columna crítica se encuentra en el eje 5 – A con ratio de 0.965.

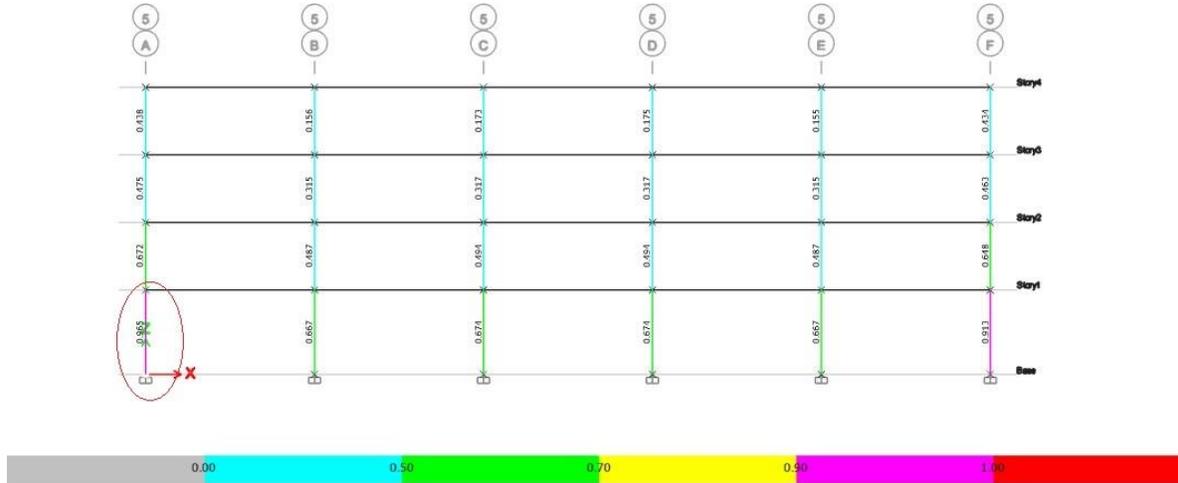


Figura 45. Columna critica. (obtenido de ETABS)

### ETABS Concrete Frame Design ACI 318-14 Column Section Design

#### Column Element Details (Summary)

| Level | Element | Unique Name | Section ID | Combo ID              | Station Loc | Length (mm) | LL RF | Type         |
|-------|---------|-------------|------------|-----------------------|-------------|-------------|-------|--------------|
| Sto1  | C5      | 17          | COL70x50   | COMB 4<br>MEOEP ED YX | 0           | 4000        | 0.667 | Sway Special |

#### Section Properties

| b (mm) | h (mm) | dc (mm) | Cover (Torsion) (mm) |
|--------|--------|---------|----------------------|
| 500    | 700    | 59      | 27.3                 |

#### Material Properties

| $E_c$<br>(tonf/mm <sup>2</sup> ) | $f'_c$<br>(tonf/mm <sup>2</sup> ) | Lt.Wt Factor<br>(Unitless) | $f_y$<br>(tonf/mm <sup>2</sup> ) | $f_{ys}$<br>(tonf/mm <sup>2</sup> ) |
|----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| 2.195                            | 0.0021                            | 1                          | 0.0422                           | 0.0422                              |

#### Design Code Parameters

| $\phi_T$ | $\phi_{CTied}$ | $\phi_{CSpiral}$ | $\phi_{Vns}$ | $\phi_{Vs}$ | $\phi_{Vjoint}$ | $\Omega_0$ |
|----------|----------------|------------------|--------------|-------------|-----------------|------------|
| 0.9      | 0.65           | 0.75             | 0.75         | 0.6         | 0.85            | 2          |

#### Axial Force and Biaxial Moment Design For $P_u$ , $M_{u2}$ , $M_{u3}$

| Design $P_u$<br>tonf | Design $M_{u2}$<br>tonf-mm | Design $M_{u3}$<br>tonf-mm | Minimum $M_2$<br>tonf-mm | Minimum $M_3$<br>tonf-mm | Rebar<br>%<br>% | Capacity<br>Ratio<br>Unitless |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------|-------------------------------|
| -<br>128.3775        | -7992.42                   | 4652.4                     | 3882.14                  | 4652.4                   | 1.3             | 0.965                         |

#### Axial Force and Biaxial Moment Factors

|                   | $C_m$<br>Factor<br>Unitless | $\delta_{ns}$ Factor<br>Unitless | $\delta_s$ Factor<br>Unitless | K<br>Factor<br>Unitless | Effective<br>Length<br>mm |
|-------------------|-----------------------------|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|---------------------------|
| Major<br>Bend(M3) | 0.72915<br>3                | 1                                | 1                             | 1                       | 3300                      |
| Minor<br>Bend(M2) | 1                           | 1                                | 1                             | 1                       | 3300                      |

#### Shear Design for $V_{u2}$ , $V_{u3}$

|                    | Shear<br>$V_u$<br>tonf | Shear $\phi V_c$<br>tonf | Shear $\phi V_s$<br>tonf | Shear $\phi V_p$<br>tonf | Rebar $A_v$<br>/s<br>cm <sup>2</sup> /m |
|--------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---|
| Major,<br>$V_{u2}$ | 7.9855                 | 0                        | 8.4499                   | 7.9855                   | 4.17                                    |
| Minor,<br>$V_{u3}$ | 13.075<br>3            | 0                        | 13.0753                  | 7.8727                   | 11.71                                   |

#### Vigas de concreto

Para el caso de las vigas no es posible conocer el ratio ya el programa se encargó del diseño, sin embargo la viga con mayor porcentaje de acero se encuentra en el eje C 5-6 en el primer entrepiso, como se muestra en la figura 46.

**ETABS Concrete Frame Design**  
**ACI 318-14 Beam Section Design**

**Beam Element Details (Summary)**

| Level  | Element | Unique Name | Section ID | Combo ID  | Station Loc | Length (mm) | LLRF | Type         |
|--------|---------|-------------|------------|-----------|-------------|-------------|------|--------------|
| Story1 | B15     | 233         | VIG70x35   | COMB 2 RU | 250         | 8000        | 0.81 | Sway Special |

**Section Properties**

| b (mm) | h (mm) | b <sub>f</sub> (mm) | d <sub>s</sub> (mm) | d <sub>ct</sub> (mm) | d <sub>cb</sub> (mm) |
|--------|--------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| 350    | 700    | 350                 | 0                   | 50                   | 50                   |

**Material Properties**

| E <sub>c</sub> (tonf/mm <sup>2</sup> ) | f' <sub>c</sub> (tonf/mm <sup>2</sup> ) | Lt.Wt Factor (Unitless) | f <sub>y</sub> (tonf/mm <sup>2</sup> ) | f <sub>ys</sub> (tonf/mm <sup>2</sup> ) |
|--|---|-------------------------|--|---|
| 2.195                                  | 0.0021                                  | 1                       | 0.0422                                 | 0.0422                                  |

**Design Code Parameters**

| Φ <sub>T</sub> | Φ <sub>CTied</sub> | Φ <sub>CSpiral</sub> | Φ <sub>Vns</sub> | Φ <sub>Vs</sub> | Φ <sub>Vjoint</sub> |
|----------------|--------------------|----------------------|------------------|-----------------|---------------------|
| 0.9            | 0.65               | 0.75                 | 0.75             | 0.6             | 0.85                |

**Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M<sub>u3</sub>**

|                  | Design Moment tonf-mm | Design P <sub>u</sub> tonf | - Moment Rebar mm <sup>2</sup> | +Moment Rebar mm <sup>2</sup> | Minimum Rebar mm <sup>2</sup> | Required Rebar mm <sup>2</sup> |
|------------------|-----------------------|----------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| Top (+2 Axis)    | 26399.22              | 0                          | 1137                           | 0                             | 758                           | 1137                           |
| Bottom (-2 Axis) | 13199.61              | 0                          | 0                              | 551                           | 734                           | 734                            |

**Shear Force and Reinforcement for Shear,  $V_{u2}$**

| <b>Shear <math>V_{u2}</math><br/>tonf</b> | <b>Shear <math>\phi V_c</math><br/>tonf</b> | <b>Shear <math>\phi V_s</math><br/>tonf</b> | <b>Shear <math>V_p</math><br/>tonf</b> | <b>Rebar <math>A_v</math><br/>/s<br/>cm<sup>2</sup>/m</b> |
|---|---|---|--|---|
| 18.427                                    | 13.1411                                     | 5.9981                                      | 7.0819                                 | 2.92  |

**Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion,  $T_u$**

| <b><math>T_u</math><br/>tonf-<br/>mm</b> | <b><math>\phi T_{th}</math><br/>tonf-<br/>mm</b> | <b><math>\phi T_{cr}</math><br/>tonf-<br/>mm</b> | <b>Area<br/><math>A_o</math><br/>mm<sup>2</sup></b> | <b>Perimeter,<br/><math>p_h</math><br/>mm</b> | <b>Rebar <math>A_t</math><br/>/s<br/>cm<sup>2</sup>/m</b> | <b>Rebar<br/><math>A_l</math><br/>mm<sup>2</sup></b> |
|--|--|--|---|---|---|--|
| 30.42                                    | 825.53   | 3302.1<br>2                                      | 13562<br>4.5  | 1744.4  | 0   | 0  |

## Determinación de acero longitudinal y acero transversal en la viga.

### Acero longitudinal.

Etabs es una herramienta muy útil en cuanto al diseño, en la pestaña de diseño de marcos de concreto podemos conocer los porcentajes de acero longitudinal que necesita la viga en tensión y compresión. Después de correr el análisis con todas las combinaciones de carga insertadas del RNC – 07, obteniendo los porcentajes máximos de acero en las vigas, se procedió a buscar el mayor porcentaje y se encontró en el Eje C 5-6 en el primer entpiso que da igual a 0.46% con ese porcentaje se procederá a calcular el área de acero requerida en tensión y en compresión para la Viga de 70 cm x 50 cm utilizada en este diseño.

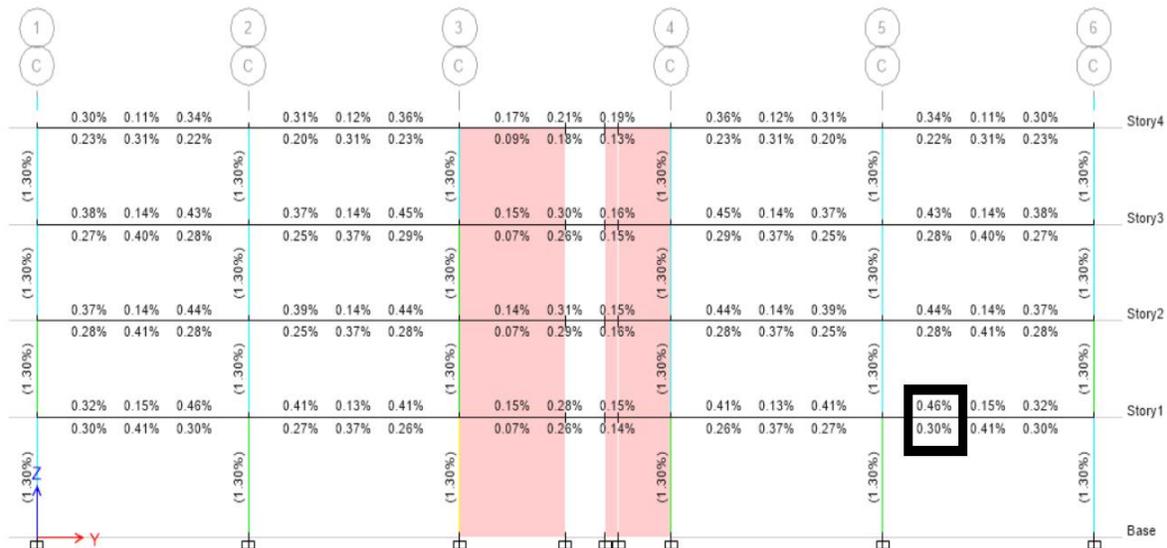


Figura 46. Porcentajes de acero longitudinal para vigas. (Obtenido de ETABS)

Área de la sección transversal de la viga

$$A = 70 \text{ cm} \times 35 \text{ cm} = 2450 \text{ cm}^2$$

Área de acero longitudinal requerido para la viga.

$$A = 2450 \text{ cm}^2 \times 0.0046 = 11.27 \text{ cm}^2$$

11.27 cm<sup>2</sup> Acero utilizado en tensión

11.27 cm<sup>2</sup> Acero utilizado en compresión

| Especificaciones para la Varilla |        |       |       |           |       |        |
|----------------------------------|--------|-------|-------|-----------|-------|--------|
| Varilla n°                       | Medida |       | Peso  | Perímetro | Área  | Piezas |
|                                  | mm     | pulg. | kg/m  | mm        | cm    | ton    |
| 2.5                              | 7.9    | 5/16  | 0.384 | 24.8      | 0.49  | 217+-7 |
| 3                                | 9.5    | 3/8   | 0.557 | 29.8      | 0.71  | 149+-4 |
| 4                                | 12.7   | 1/2   | 0.996 | 39.9      | 1.27  | 84+-2  |
| 5                                | 15.9   | 5/8   | 1.560 | 50.0      | 1.99  | 54+-1  |
| 6                                | 19.1   | 3/4   | 2.250 | 60.0      | 2.87  | 37+-1  |
| 8                                | 25.4   | 1     | 3.975 | 79.8      | 5.07  | 21     |
| 10                               | 31.8   | 1 1/4 | 6.225 | 99.9      | 7.94  | 13     |
| 12                               | 38.1   | 1 1/2 | 8.938 | 119.7     | 11.40 | 9      |

Figura 47. Especificaciones para varillas de acero. (Rubicon México)

Se van a poner varillas # 6

$$\text{Área de varilla \# 6} = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de varillas} = \frac{\text{Área de acero}}{\text{Área de la varilla}} = \frac{11.27 \text{ cm}^2}{2.87 \text{ cm}^2} = 3.926 \approx 4 \text{ varillas}$$

En total serian 8 varillas 4 en tensión y 4 en compresión.

Acero transversal.

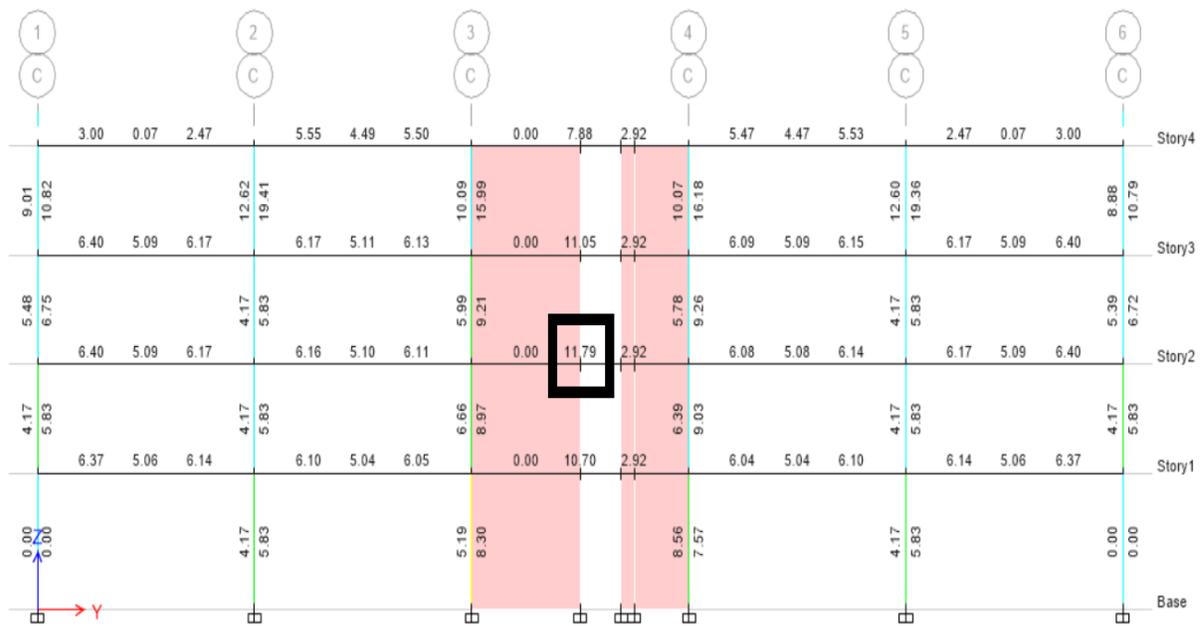


Figura 48. Cantidad de acero transversal. (Obtenido de ETABS)

En la opción de diseño de marcos de concreto de Etabs, además de proporcionar los porcentajes de acero longitudinal que se necesitara también se obtiene la cantidad de acero transversal, las unidades de medida en las cuales se obtiene este dato es en  $\text{cm}^2/\text{m}$ , área de acero por metros, se procedió a buscar el mayor dato y se encontró en el Eje C 3-4, que fue de  $11.79 \text{ cm}^2/\text{m}$ . con este dato se procede a calcular las especificaciones de la varilla que se va a utilizar para estribos.

$$\text{Separacion de los estribos} = 10 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ de estribos en } 1\text{m} = \frac{100 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 10 \text{ estribos}$$

$$\text{Area por estribo} = \frac{11.79 \text{ cm}^2}{10} = 1.179 \text{ cm}^2$$

Cada estribo tiene áreas, por tanto, el área por estribo se dividirá entre dos y con el resultado se buscará una varilla acorde al área obtenida.

$$\text{Area de varilla} = \frac{1.179 \text{ cm}^2}{2} = 0.5895 \text{ cm}^2$$

Las varillas que se acercan más a esa área son las #3 y #2.5

$$\text{Area \#2.5} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area \#3} = 0.71 \text{ cm}^2$$

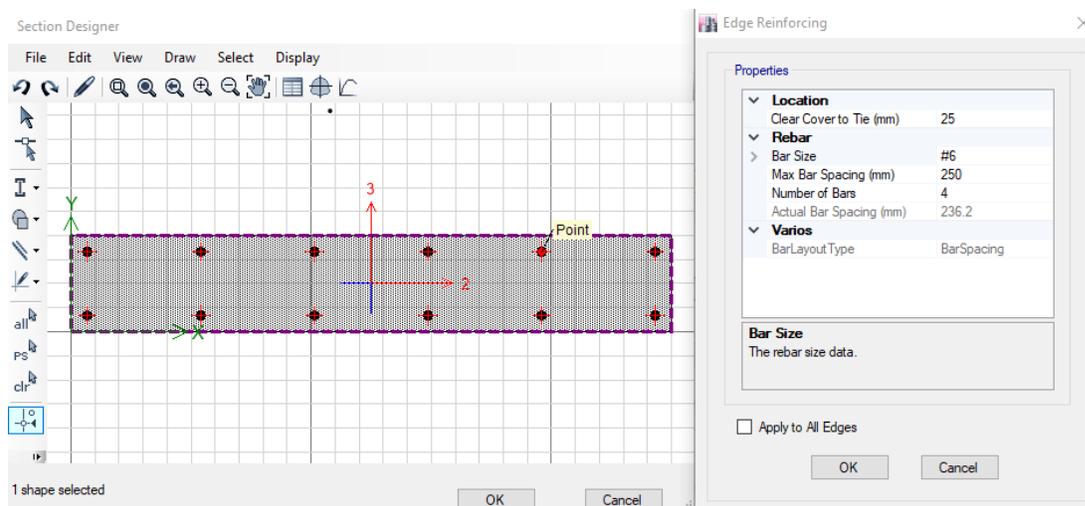
Según la Norma Mínima de Diseño y Construcción de Concreto Estructural en el Arto.16 – Vigas en el inciso D del detallado del refuerzo contempla lo siguiente: El diámetro del refuerzo transversal debe ser de  $3/8"$ , o mayor para varillas longitudinales menores o iguales a  $1"$ . Para el caso de varillas longitudinales  $3/8"$  el diámetro del estribo no debe ser menor a  $1/2"$ . La separación máxima del refuerzo transversal debe ser el menor valor entre los tres siguientes:  $16d_b$  de la varilla longitudinal,  $48d_b$  de la varilla transversal; o la menor dimensión de la viga.

Tomando en consideración lo estipulado en dicha norma se utilizará acero de 3/8" para los refuerzos transversales y con respecto a la separación está cumpliendo con los requisitos estipulados en la norma.

### **Determinación del acero de refuerzo para los muros de corte.**

Para el diseño de muros se utilizó la herramienta del section designer, ya que a través de esta Etabs permite proponer el acero a utilizar para un posterior chequeo y una vez obtenidos los resultados debe verificarse que se cumpla con la relación demanda capacidad (D/C) la cual debe ser menor a 1.

El acero propuesto fue un doble armado usando la varilla **#6** con un espaciamiento de 25 cm y un recubrimiento de 2.5 cm, como se muestra a continuación.



**Figura 49.** Acero utilizado para el diseño de muros. (Obtenido de ETABS)

## ETABS Shear Wall Design

### ACI 318-14 Pier Design

#### Pier Details

**Tabla 12.** Resultado de diseño para muros de corte

| Story ID | Pier ID | Centroid X (mm) | Centroid Y (mm) | Length (mm) | Thickness (mm) | LLRF |
|----------|---------|-----------------|-----------------|-------------|----------------|------|
| Story 1  | P110    | 16000           | 21750           | 500         | 200            | 1    |

#### Material Properties

| $E_c$<br>(tonf/mm <sup>2</sup> ) | $f'_c$<br>(tonf/mm <sup>2</sup> ) | Lt.Wt Factor<br>(Unitless) | $f_y$<br>(tonf/mm <sup>2</sup> ) | $f_{ys}$<br>(tonf/mm <sup>2</sup> ) |
|----------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| 2.195                            | 0.0021                            | 1                          | 0.0422                           | 0.0422                              |

#### Design Code Parameters

| $\Phi_T$ | $\Phi_C$ | $\Phi_v$ | $\Phi_v$ (Seismic) | IP <sub>MAX</sub> | IP <sub>MIN</sub> | P <sub>MAX</sub> |
|----------|----------|----------|--------------------|-------------------|-------------------|------------------|
| 0.9      | 0.65     | 0.75     | 0.6                | 0.04              | 0.0025            | 0.8              |

#### Pier Leg Location, Length and Thickness

| Station Location | ID    | Left X <sub>1</sub> mm | Left Y <sub>1</sub> mm | Right X <sub>2</sub> mm | Right Y <sub>2</sub> mm | Length mm | Thickness mm |
|------------------|-------|------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------|--------------|
| Top              | Leg 1 | 16000                  | 21500                  | 16000                   | 22000                   | 500       | 200          |
| Bottom           | Leg 1 | 16000                  | 21500                  | 16000                   | 22000                   | 500       | 200          |

#### Flexural Design for P, M<sub>3</sub> and M<sub>2</sub>

| Station | D/C   | Flexural              | P <sub>u</sub> tonf | M <sub>u2</sub> tonf-mm | M <sub>u3</sub> tonf-mm |
|---------|-------|-----------------------|---------------------|-------------------------|-------------------------|
| Top     | 0.456 | COMB 4<br>MEOEP ED YX | -<br>11.0953        | 188.31                  | -<br>4026.74            |

| Station | D/C   | Flexural              | P <sub>u</sub><br>tonf | M <sub>u2</sub><br>tonf-mm | M <sub>u3</sub><br>tonf-mm |
|---------|-------|-----------------------|------------------------|----------------------------|----------------------------|
| Bottom  | 0.623 | COMB 4<br>MEOEP ED YX | -<br>28.531<br>2       | 40.22                      | -<br>2578.68               |

### Shear Design

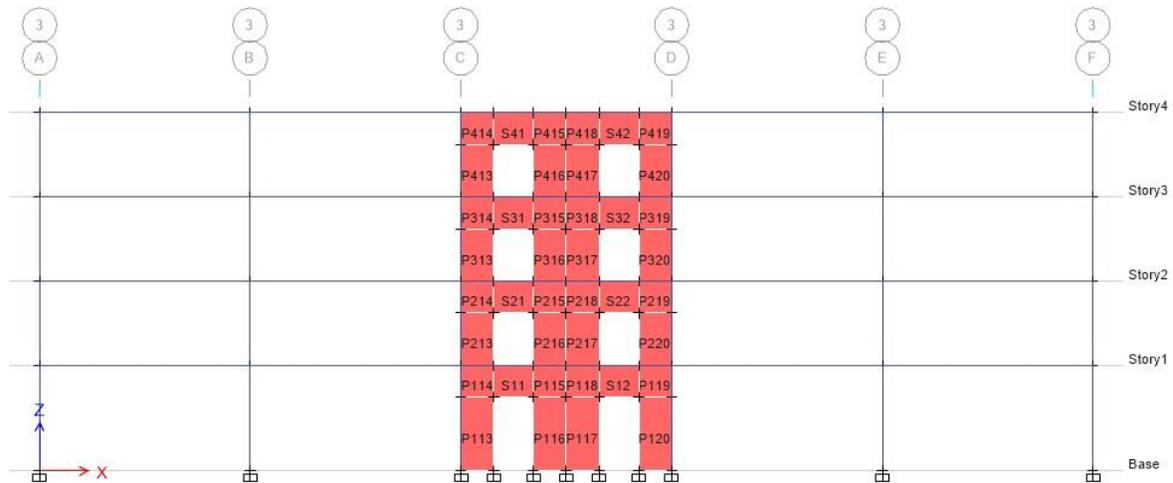
| Station Location | ID    | Rebar<br>cm <sup>2</sup> /<br>m | Shear<br>Combo     | P <sub>u</sub><br>tonf | M <sub>u</sub><br>tonf-<br>mm | V <sub>u</sub><br>tonf | ΦV <sub>c</sub><br>tonf | ΦV <sub>n</sub><br>tonf |
|------------------|-------|---------------------------------|--------------------|------------------------|-------------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Top              | Leg 1 | 5.35                            | COMB 4 RU<br>ED YX | -<br>1.8998            | 3034.<br>13                   | 11.3<br>972            | 4.621                   | 11.397<br>2             |
| Bottom           | Leg 1 | 5.58                            | COMB 6 RU<br>ED YX | -<br>24.999<br>3       | 1913.<br>56                   | 7.06<br>15             | 0                       | 7.0615                  |

### Boundary Element Check (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)

| Station Location | ID    | Edge<br>Length<br>(mm) | Governing<br>Combo | P <sub>u</sub><br>tonf | M <sub>u</sub><br>tonf-<br>mm | Stress<br>Comp<br>tonf/m<br>m <sup>2</sup> | Stress<br>Limit<br>tonf/m<br>m <sup>2</sup> | C<br>Depth<br>mm | C<br>Limit<br>mm |
|------------------|-------|------------------------|--------------------|------------------------|-------------------------------|--|---|------------------|------------------|
| Top-Left         | Leg 1 | 137.7                  | COMB 4<br>RU ED XY | 35.<br>8035            | -<br>2935.3<br>4              | 0.0007                                     | 0.0004                                      | 187.<br>7        | 111<br>.1        |
| Top-Right        | Leg 1 | 137.7                  | COMB 4<br>RU ED XY | 35.<br>8035            | 149<br>7.7                    | 0.0005                                     | 0.0004                                      | 187.<br>7        | 111<br>.1        |
| Bottom-Left      | Leg 1 | 232.2                  | COMB 4<br>RU CS YX | 58.<br>414             | -<br>3475.6<br>8              | 0.001                                      | 0.0004                                      | 282.<br>2        | 111<br>.1        |
| Bottom-Right     | Leg 1 | 207.1                  | COMB 4<br>RU CS YX | 52.<br>8648            | 164<br>8.01                   | 0.0007                                     | 0.0004                                      | 257.<br>1        | 111<br>.1        |

Fuente: ETABS

Para que el programa realice el chequeo es necesario asignar a cada muro un elemento tipo piers, sin embargo, el edificio presenta algunos muros que por su posición funcionan como viga es por ello que a dichos elementos se les asigna lo que se conoce como spandrel para que el programa realice el correspondiente análisis.



**Figura 50.** Asignación de piers y spandrel. (Obtenido de ETABS)

Los spandrel únicamente pueden diseñarse, sin embargo, los porcentajes de acero obtenidos fueron menores a los propuestos para el chequeo de los piers, es por ello, que se utilizara el mismo armado.

### 4.3.4. Revisión por Deriva de Piso

#### CALCULO PARA EL COEFICIENTE SISMICO EN (Y)

#### Story Response - Maximum Story Drifts

#### Summary Description

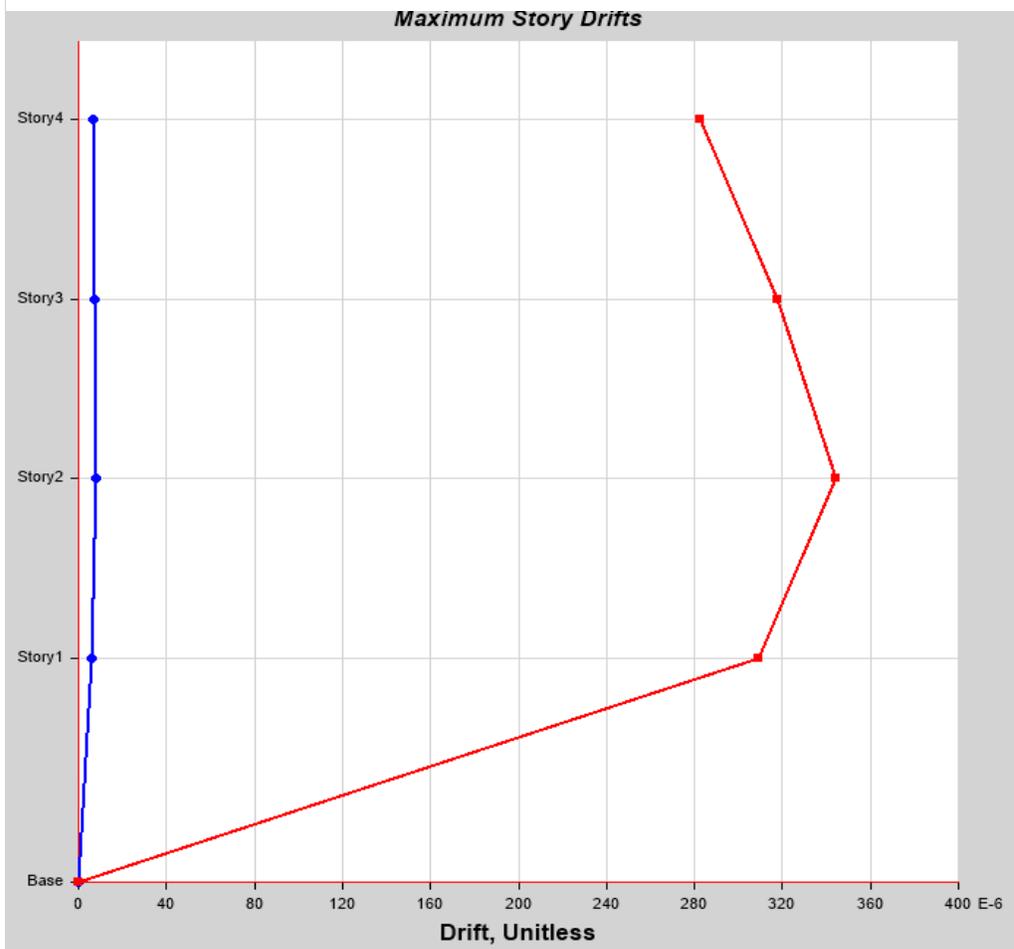
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 13.** Datos para deriva de piso CSY

|              |                  |              |             |
|--------------|------------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp1       |              |             |
| Display Type | Max story drifts | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CSY              | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable   | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 2.** Deriva de piso pasa coeficiente sísmico en Y



Fuente: ETABS

## Tabulated Plot Coordinates

**Tabla 14.** Valores de derivas para coeficiente sísmico en Y

| Story         | Elevation | Location | X-Dir    | Y-Dir    |
|---------------|-----------|----------|----------|----------|
|               | <b>mm</b> |          |          |          |
| <b>Story4</b> | 13600     | Top      | 0.000007 | 0.000282 |
| <b>Story3</b> | 10400     | Top      | 0.000007 | 0.000318 |
| <b>Story2</b> | 7200      | Top      | 0.000008 | 0.000344 |
| <b>Story1</b> | 4000      | Top      | 0.000006 | 0.000309 |
| <b>Base</b>   | 0         | Top      | 0        | 0        |

Fuente: ETABS

En el gráfico y en la tabla de derivas de piso, se puede apreciar que el máximo valor se encuentra en el piso número 2, por tanto, con este valor se procede a realizar los cálculos.

Para estado límite de servicio.

$$0.000344 * \frac{Q\Omega}{2.5} = 0.000344 * \frac{4*2}{2.5} = 0.0011$$

Según el RNC – 07, en página 42, Tabla De Distorsiones Máximas Permitidas, establece que para Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4), la distorsión máxima es 0.03, por tanto:

$$0.0011 < 0.030 \quad \Leftrightarrow \text{CUMPLE} \Leftrightarrow$$

Para estado límite de colapso.

$$0.000344 * Q\Omega = 0.000344 * (4 * 2) = 0.002752$$

Según el RNC – 07, en página 42, Tabla De Distorsiones Máximas Permitidas, establece que para Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4), la distorsión máxima es 0.030, por tanto:

$$0.002752 < 0.030 \quad \Leftrightarrow \text{CUMPLE} \Leftrightarrow$$

## CALCULO PARA EL COEFICIENTE SISMICO EN (X)

### Story Response - Maximum Story Drifts

#### Summary Description

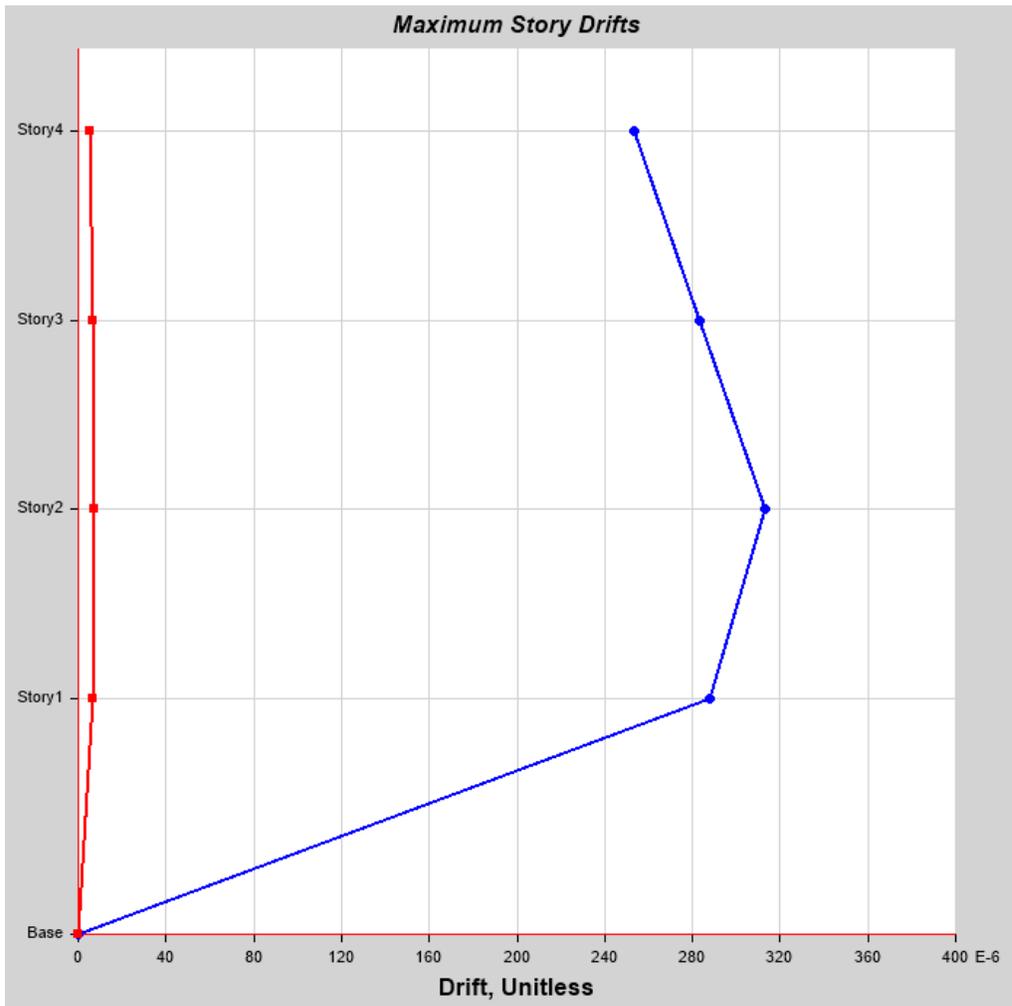
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 15.** *Datos para deriva de piso CSX*

|              |                  |              |             |
|--------------|------------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp1       |              |             |
| Display Type | Max story drifts | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CSX              | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable   | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 3.** *Deriva de piso para coeficiente sísmico en X*



Fuente: ETABS

## Tabulated Plot Coordinates

**Tabla 16.** Valores de derivas para coeficiente sísmico en Y

| Story         | Elevation | Location | X-Dir    | Y-Dir    |
|---------------|-----------|----------|----------|----------|
|               | <b>mm</b> |          |          |          |
| <b>Story4</b> | 13600     | Top      | 0.000254 | 0.000005 |
| <b>Story3</b> | 10400     | Top      | 0.000283 | 0.000007 |
| <b>Story2</b> | 7200      | Top      | 0.000313 | 0.000007 |
| <b>Story1</b> | 4000      | Top      | 0.000288 | 0.000007 |
| <b>Base</b>   | 0         | Top      | 0        | 0        |

Fuente: ETABS

En el gráfico y en la tabla de derivas de piso, se puede apreciar que el máximo valor se encuentra en el piso número 2, por tanto, con este valor se procede a realizar los cálculos.

Para estado límite de servicio.

$$0.000313 * \frac{Q\Omega}{2.5} = 0.000313 * \frac{4*2}{2.5} = 0.001$$

Según el RNC – 07, en página 42, Tabla De Distorsiones Máximas Permitidas, establece que para Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4), la distorsión máxima es 0.03, por tanto:

$$0.001 < 0.030 \quad \Leftrightarrow \text{CUMPLE} \Leftrightarrow$$

Para estado límite de colapso.

$$0.000313 * Q\Omega = 0.000313 * (4 * 2) = 0.0025$$

Según el RNC – 07, en página 42, Tabla De Distorsiones Máximas Permitidas, establece que para Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4), la distorsión máxima es 0.030, por tanto:

$$0.0025 < 0.030 \quad \Leftrightarrow \text{CUMPLE} \Leftrightarrow$$

## CALCULO PARA EL ESPECTRO DE DISEÑO EN (Y)

### Story Response - Maximum Story Drifts

#### Summary Description

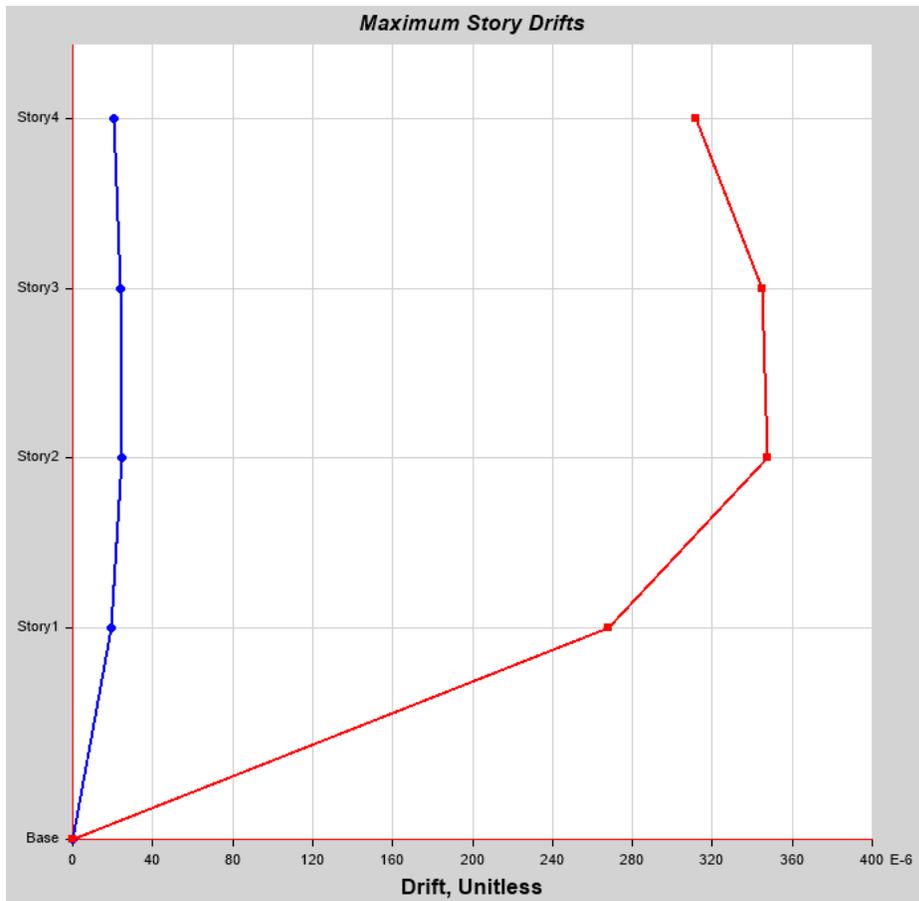
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 17.** Datos para deriva de piso espectro en Y

|              |                  |              |             |
|--------------|------------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp1       |              |             |
| Display Type | Max story drifts | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CEspectro Y      | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable   | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 4.** Deriva de piso para el espectro en Y



Fuente: ETABS

## Tabulated Plot Coordinates

**Tabla 18.** Valores de derivas para el espectro en Y

| Story         | Elevation | Location | X-Dir    | Y-Dir    |
|---------------|-----------|----------|----------|----------|
|               | <b>mm</b> |          |          |          |
| <b>Story4</b> | 13600     | Top      | 0.000021 | 0.000312 |
| <b>Story3</b> | 10400     | Top      | 0.000024 | 0.000345 |
| <b>Story2</b> | 7200      | Top      | 0.000024 | 0.000348 |
| <b>Story1</b> | 4000      | Top      | 0.000019 | 0.000268 |
| <b>Base</b>   | 0         | Top      | 0        | 0        |

Fuente: ETABS

En el gráfico y en la tabla de derivas de piso, se puede apreciar que el máximo valor se encuentra en el piso número 2, por tanto, con este valor se procede a realizar los cálculos.

Para estado límite de servicio.

$$0.000348 * \frac{Q\Omega}{2.5} = 0.000348 * \frac{4*2}{2.5} = 0.00111$$

Según el RNC – 07, en página 42, Tabla De Distorsiones Máximas Permitidas, establece que para Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4), la distorsión máxima es 0.03, por tanto:

$$0.00111 < 0.03 \quad \Leftrightarrow \text{CUMPLE} \Leftrightarrow$$

Para estado límite de colapso.

$$0.000348 * Q\Omega = 0.000348 * (4 * 2) = 0.0028$$

Según el RNC – 07, en página 42, Tabla De Distorsiones Máximas Permitidas, establece que para Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4), la distorsión máxima es 0.03, por tanto:

$$0.0028 < 0.030 \quad \Leftrightarrow \text{CUMPLE} \Leftrightarrow$$

## CALCULO PARA EL ESPECTRO DE DISEÑO EN (X)

### Story Response - Maximum Story Drifts

#### Summary Description

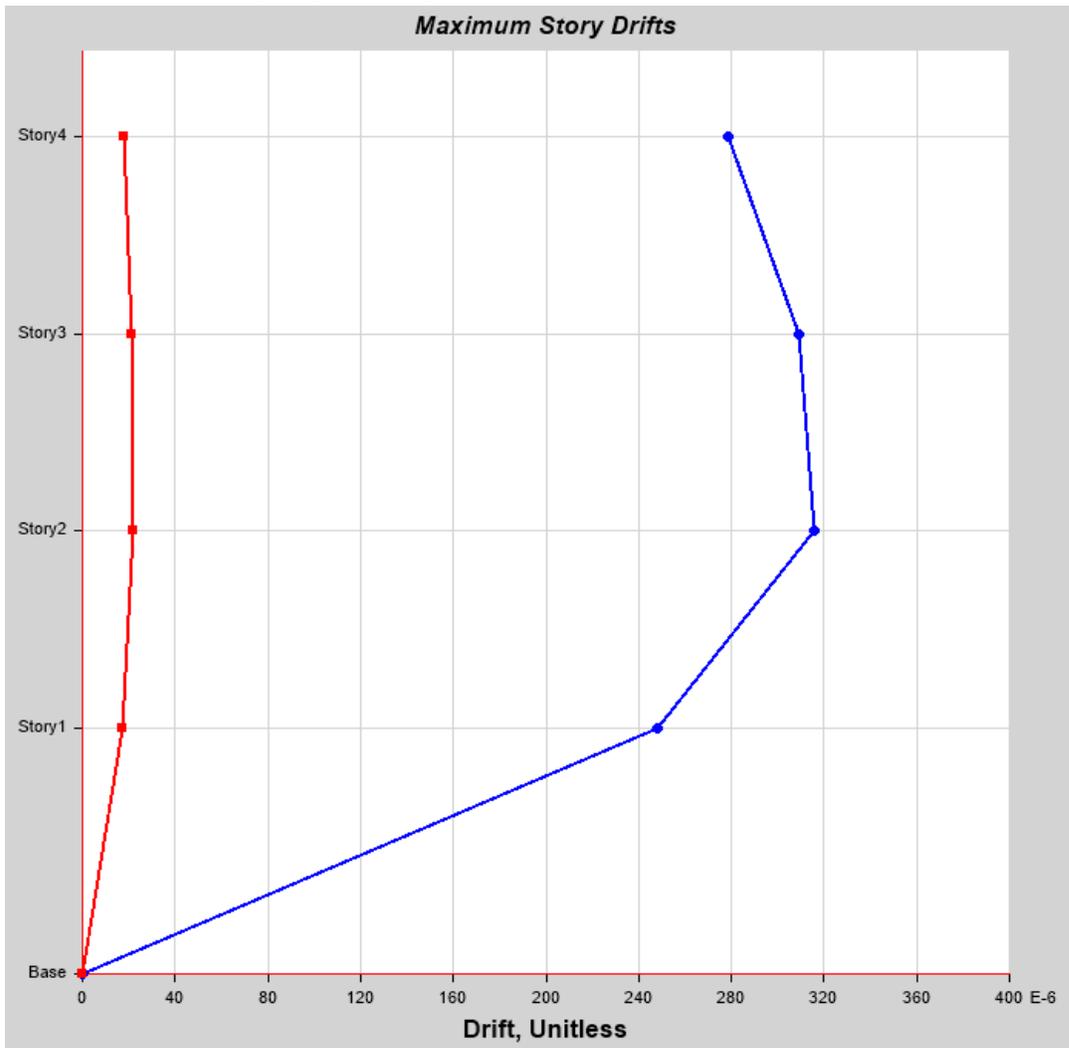
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 19.** Datos para deriva de piso espectro en X

|              |                  |              |             |
|--------------|------------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp1       |              |             |
| Display Type | Max story drifts | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CEspectro X      | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable   | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 5.** Deriva de piso para el espectro en X



Fuente: ETABS

## Tabulated Plot Coordinates

**Tabla 20.** Valores de deriva de piso para el espectro en X

| Story         | Elevation | Location | X-Dir    | Y-Dir    |
|---------------|-----------|----------|----------|----------|
|               | <b>mm</b> |          |          |          |
| <b>Story4</b> | 13600     | Top      | 0.000279 | 0.000018 |
| <b>Story3</b> | 10400     | Top      | 0.000309 | 0.000021 |
| <b>Story2</b> | 7200      | Top      | 0.000316 | 0.000022 |
| <b>Story1</b> | 4000      | Top      | 0.000248 | 0.000017 |
| <b>Base</b>   | 0         | Top      | 0        | 0        |

En el gráfico y en la tabla de derivas de piso, se puede apreciar que el máximo valor se encuentra en el piso número 2, por tanto, con este valor se procede a realizar los cálculos.

Para estado límite de servicio.

$$0.000316 * \frac{Q\Omega}{2.5} = 0.000316 * \frac{4*2}{2.5} = 0.001$$

Según el RNC – 07, en página 42, Tabla De Distorsiones Máximas Permitidas, establece que para Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4), la distorsión máxima es 0.03, por tanto:

$$0.001 < 0.03 \quad \Leftrightarrow \text{CUMPLE} \Leftrightarrow$$

Para estado límite de colapso.

$$0.000316 * Q\Omega = 0.000316 * (4 * 2) = 0.0025$$

Según el RNC – 07, en página 42, Tabla De Distorsiones Máximas Permitidas, establece que para Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4), la distorsión máxima es 0.03, por tanto:

$$0.0025 < 0.030 \quad \Leftrightarrow \text{CUMPLE} \Leftrightarrow$$

### 4.3.5. Revisión por Rigidez

#### RIGIDEZ DE LOS PISOS CON EL COEFICIENTE EN (X)

#### Story Response - Story Stiffness

#### Summary Description

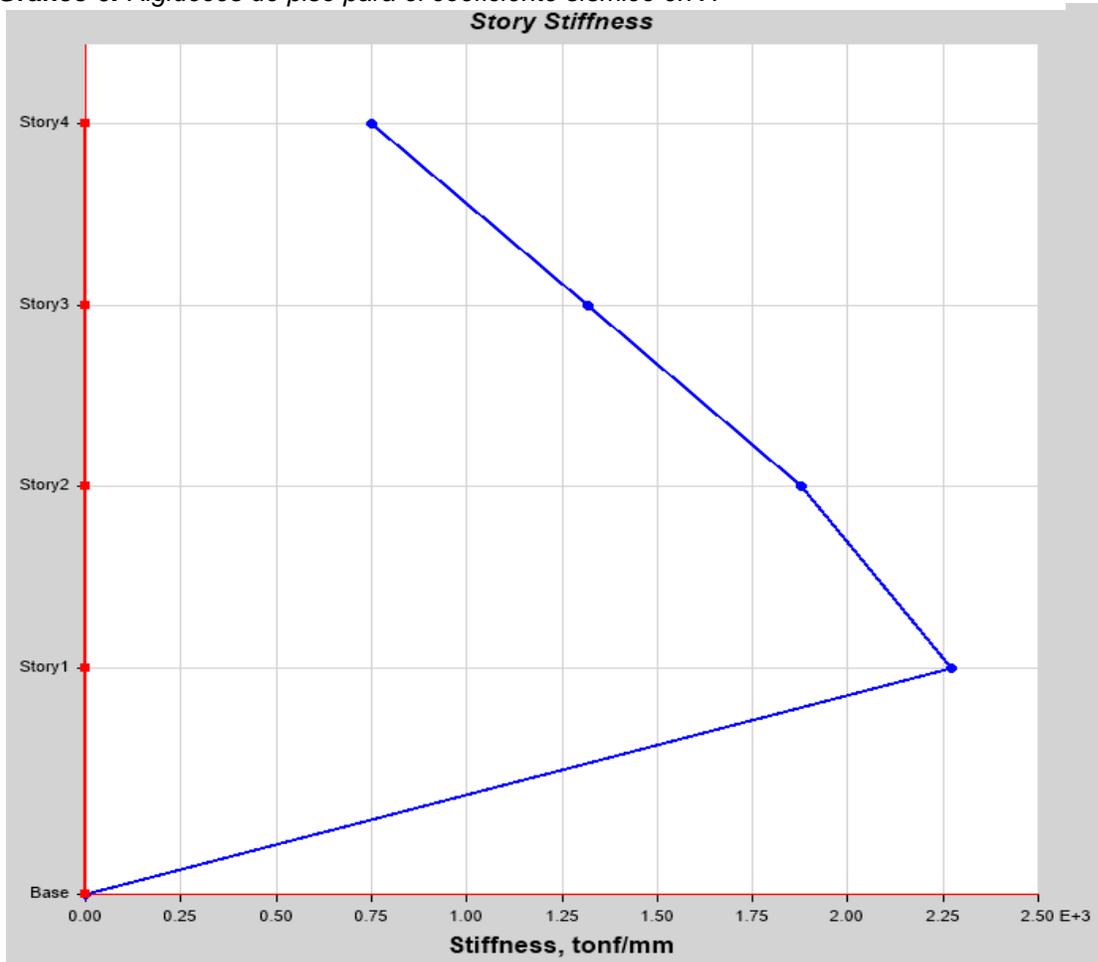
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 21.** Datos de rigideces para el coeficiente sísmico en X

|              |                 |              |             |
|--------------|-----------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp3      |              |             |
| Display Type | Story stiffness | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CSX             | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable  | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 6.** Rigideces de piso para el coeficiente sísmico en X



Fuente: ETABS

## Tabulated Plot Coordinates

**Tabla 22.** Valores de rigideces para el coeficiente en X

| Story         | Elevation | Location | X-Dir          | Y-Dir          |
|---------------|-----------|----------|----------------|----------------|
|               | <b>mm</b> |          | <b>tonf/mm</b> | <b>Tonf/mm</b> |
| <b>Story4</b> | 13600     | Top      | 750.58016      | 0              |
| <b>Story3</b> | 10400     | Top      | 1316.49178     | 0              |
| <b>Story2</b> | 7200      | Top      | 1876.88923     | 0              |
| <b>Story1</b> | 4000      | Top      | 2273.46862     | 0              |
| <b>Base</b>   | 0         | Top      | 0              | 0              |

Fuente: ETABS

La Estructura en estudio se considera Regular. Según el RNC – 07 en el Art.23. dónde refiere a las Condiciones de regularidad, en el requisito N° 10 hace énfasis a lo siguiente:

*10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.*

Rigidez del primer piso: 2273.4686 tonf/mm

Rigidez del segundo piso: 1876.89 tonf/mm

Rigidez del tercer piso: 1316.49 tonf/mm

Según el requisito N° 10 de las condiciones de regularidad la Rigidez del segundo piso no debe de exceder en más de 50% a la del primer piso que es el inmediatamente inferior. En este caso cumple por lo que la rigidez del segundo es menor que la del primer entrepiso.

Al igual que en el tercer entrepiso la rigidez es menor que la del segundo, por tanto, la estructura cumple perfectamente, con el requisito N° 10 de las condiciones de Regularidad.

## RIGIDEZ DE LOS PISOS CON EL COEFICIENTE EN (Y)

### Story Response - Story Stiffness

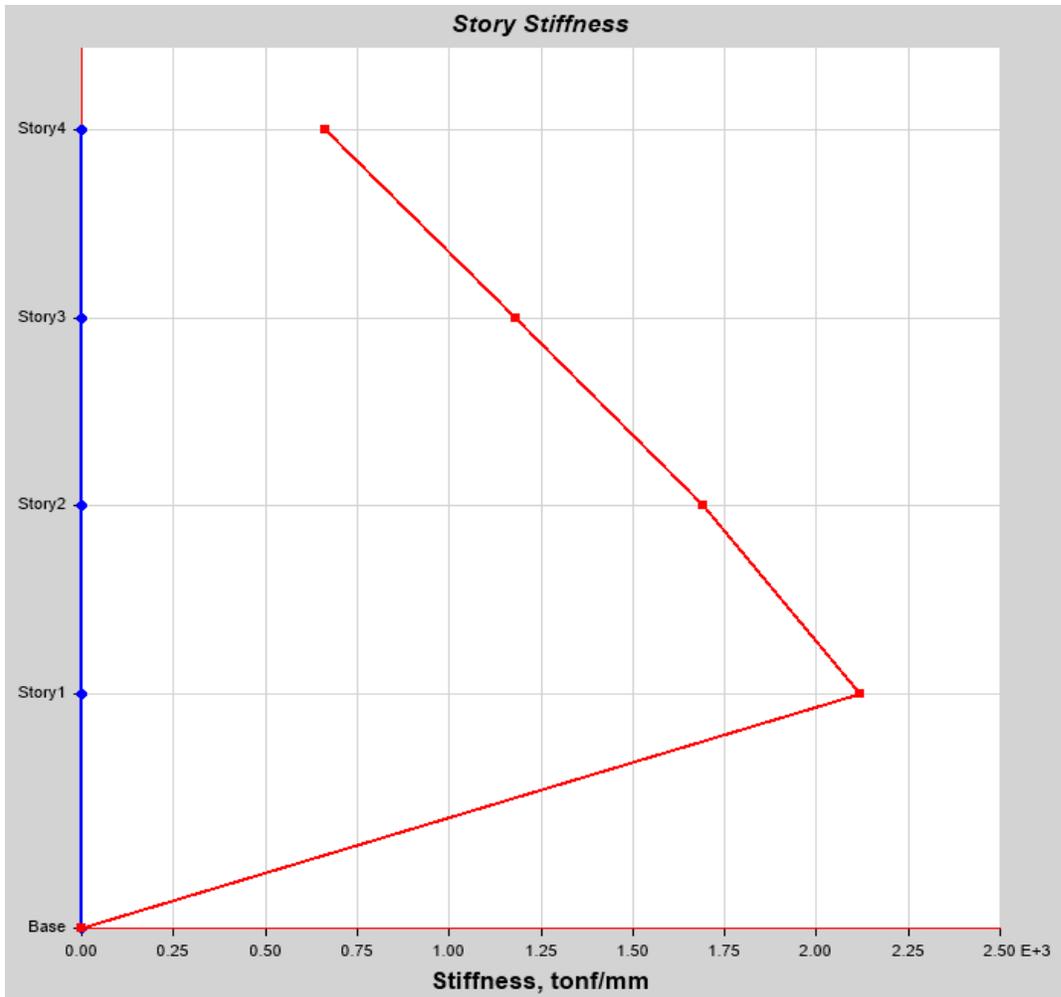
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 23.** Datos de rigideces para el coeficiente sísmico en Y

|              |                 |              |             |
|--------------|-----------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp3      |              |             |
| Display Type | Story stiffness | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CSY             | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable  | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 7.** Rigideces de piso para el coeficiente sísmico en Y



Fuente: ETABS

## Tabulated Plot Coordinates

**Gráfico 8.** Valores de rigideces de piso para el coeficiente en Y

| Story         | Elevation | Location | X-Dir          | Y-Dir          |
|---------------|-----------|----------|----------------|----------------|
|               | <b>mm</b> |          | <b>tonf/mm</b> | <b>tonf/mm</b> |
| <b>Story4</b> | 13600     | Top      | 0              | 662.37674      |
| <b>Story3</b> | 10400     | Top      | 0              | 1183.32739     |
| <b>Story2</b> | 7200      | Top      | 0              | 1691.22072     |
| <b>Story1</b> | 4000      | Top      | 0              | 2119.32133     |
| <b>Base</b>   | 0         | Top      | 0              | 0              |

La Estructura en estudio se considera Regular. Según el RNC – 07 en el Art.23. dónde refiere a las Condiciones de regularidad, en el requisito N° 10 hace énfasis a lo siguiente:

*10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.*

Rigidez del primer piso: 2119.321 tonf/mm

Rigidez del segundo piso: 1691.22 tonf/mm

Rigidez del tercer piso: 1183.33 tonf/mm

Según el requisito N° 10 de las condiciones de regularidad la Rigidez del segundo piso no debe de exceder en más de 50% a la del primer piso que es el inmediatamente inferior. En este caso cumple por lo que la rigidez del segundo es menor que la del primer entrepiso.

Al igual que en el tercer entrepiso la rigidez es menor que la del segundo, por tanto, la estructura cumple perfectamente, con el requisito N° 10 de las condiciones de Regularidad.

## RIGIDEZ DE LOS PISOS CON EL ESPECTRO DE DISEÑO EN (X)

### Story Response - Story Stiffness

#### Summary Description

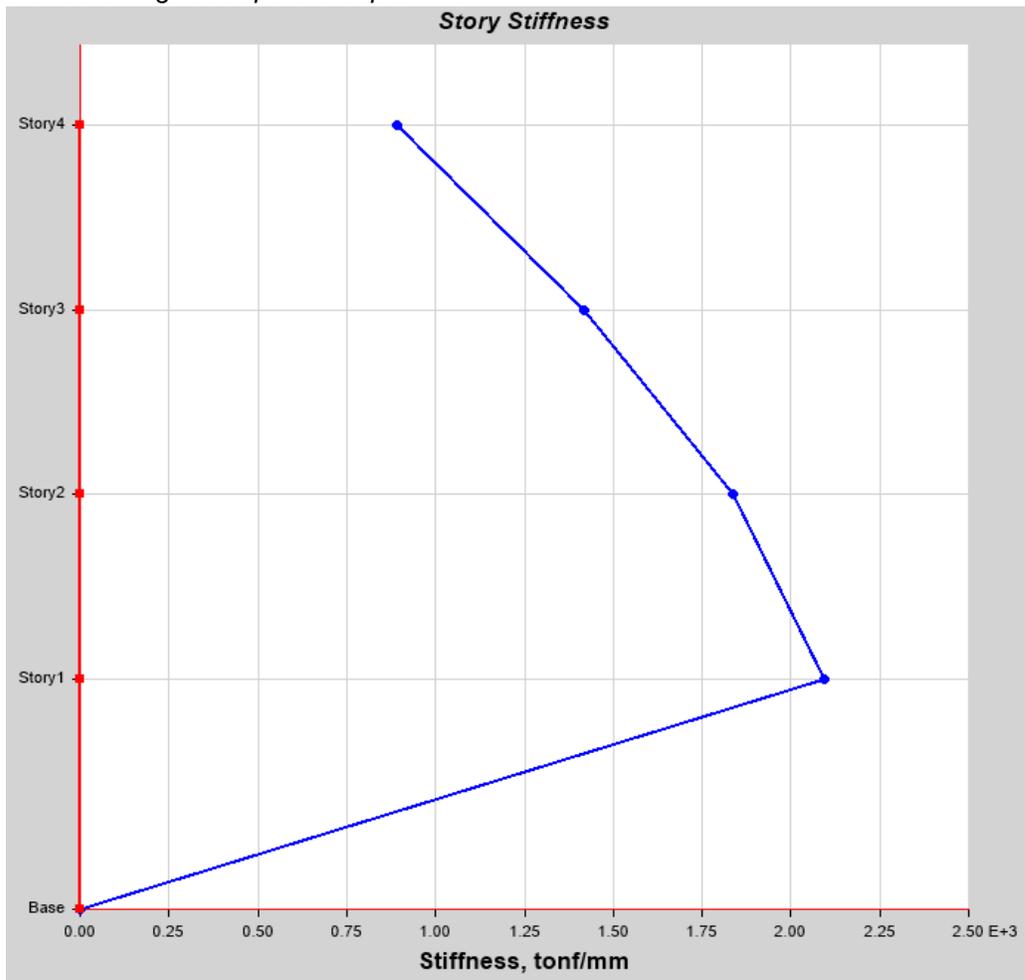
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 24.** Datos de rigideces para el espectro en X

|              |                 |              |             |
|--------------|-----------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp3      |              |             |
| Display Type | Story stiffness | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CEspectro X     | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable  | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 9.** Rigideces para el espectro en X



Fuente: ETABS

## Tabulated Plot Coordinates

**Tabla 25.** Valores de rigideces para el espectro en X

| Story         | Elevation | Location | X-Dir          | Y-Dir          |
|---------------|-----------|----------|----------------|----------------|
|               | <b>mm</b> |          | <b>tonf/mm</b> | <b>tonf/mm</b> |
| <b>Story4</b> | 13600     | Top      | 891.73931      | 0              |
| <b>Story3</b> | 10400     | Top      | 1417.17543     | 0              |
| <b>Story2</b> | 7200      | Top      | 1837.74698     | 0              |
| <b>Story1</b> | 4000      | Top      | 2094.23805     | 0              |
| <b>Base</b>   | 0         | Top      | 0              | 0              |

Fuente: ETABS

La Estructura en estudio se considera Regular. Según el RNC – 07 en el Art.23. dónde refiere a las Condiciones de regularidad, en el requisito N° 10 hace énfasis a lo siguiente:

*10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.*

Rigidez del primer piso: 2094.238 tonf/mm

Rigidez del segundo piso: 1837.747 tonf/mm

Rigidez del tercer piso: 1417.175 tonf/mm

Según el requisito N° 10 de las condiciones de regularidad la Rigidez del segundo piso no debe de exceder en más de 50% a la del primer piso que es el inmediatamente inferior. En este caso cumple por lo que la rigidez del segundo es menor que la del primer entrepiso.

Al igual que en el tercer entrepiso la rigidez es menor que la del segundo, por tanto, la estructura cumple perfectamente, con el requisito N° 10 de las condiciones de Regularidad.

## RIGIDEZ DE LOS PISOS CON EL ESPECTRO DE DISEÑO EN (Y)

### Story Response - Story Stiffness

#### Summary Description

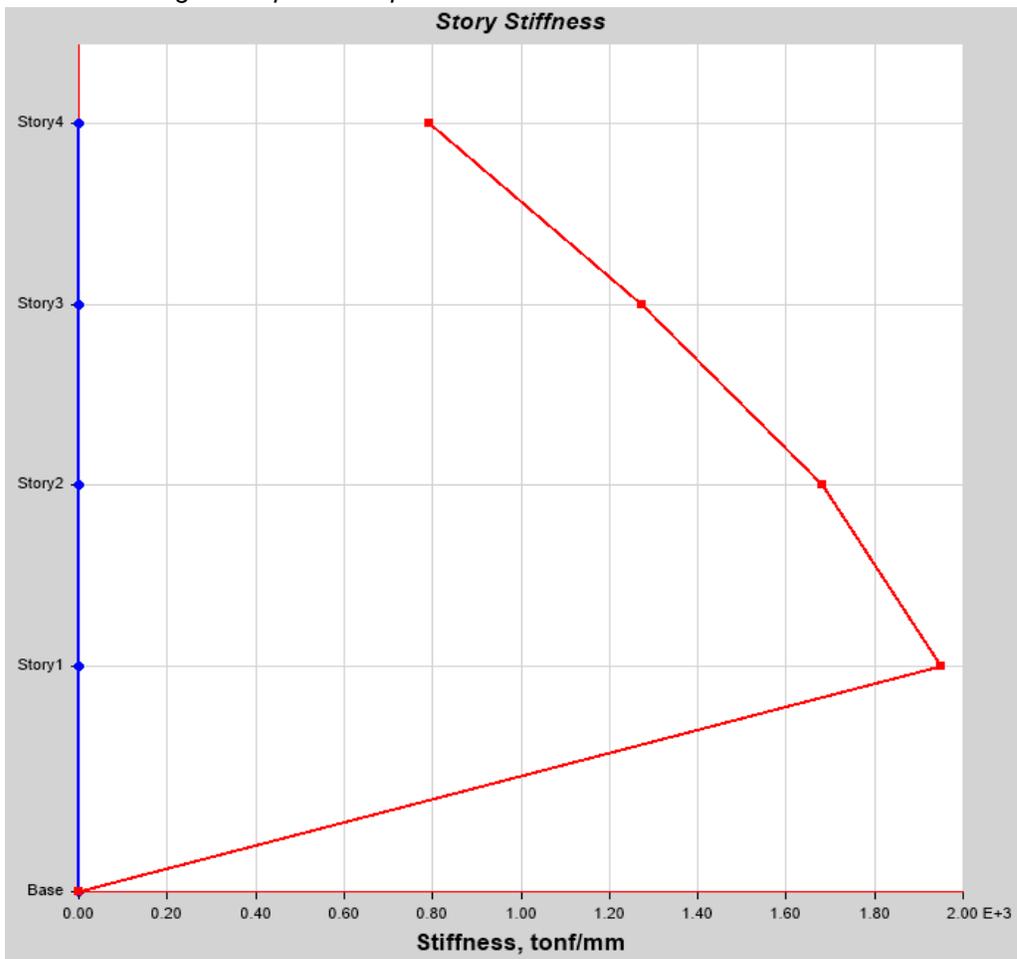
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 26.** Datos de rigideces para el espectro en Y

|              |                 |              |             |
|--------------|-----------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp3      |              |             |
| Display Type | Story stiffness | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CEspectro Y     | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable  | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 10.** Rigideces para el espectro en Y



Fuente: ETABS

## Tabulated Plot Coordinates

**Tabla 27.** *Valore de rigideces para el espectro en Y*

| Story         | Elevation | Location | X-Dir          | Y-Dir          |
|---------------|-----------|----------|----------------|----------------|
|               | <b>mm</b> |          | <b>tonf/mm</b> | <b>tonf/mm</b> |
| <b>Story4</b> | 13600     | Top      | 0              | 792.68057      |
| <b>Story3</b> | 10400     | Top      | 0              | 1274.46058     |
| <b>Story2</b> | 7200      | Top      | 0              | 1679.95099     |
| <b>Story1</b> | 4000      | Top      | 0              | 1950.04352     |
| <b>Base</b>   | 0         | Top      | 0              | 0              |

Fuente: ETABS

La Estructura en estudio se considera Regular. Según el RNC – 07 en el Art.23. dónde refiere a las Condiciones de regularidad, en el requisito N° 10 hace énfasis a lo siguiente:

*10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.*

Rigidez del primer piso: 1950.0435 tonf/mm

Rigidez del segundo piso: 1679.95 tonf/mm

Rigidez del tercer piso: 1274.46 tonf/mm

Según el requisito N° 10 de las condiciones de regularidad la Rigidez del segundo piso no debe de exceder en más de 50% a la del primer piso que es el inmediatamente inferior. En este caso cumple por lo que la rigidez del segundo es menor que la del primer entrepiso.

Al igual que en el tercer entrepiso la rigidez es menor que la del segundo, por tanto, la estructura cumple perfectamente, con el requisito N° 10 de las condiciones de Regularidad.

### 4.3.6. Revisión por Cortante Basal

#### CORTANTE BASAL PARA EL COEFICIENTE SISMICO EN (X)

##### Summary Description

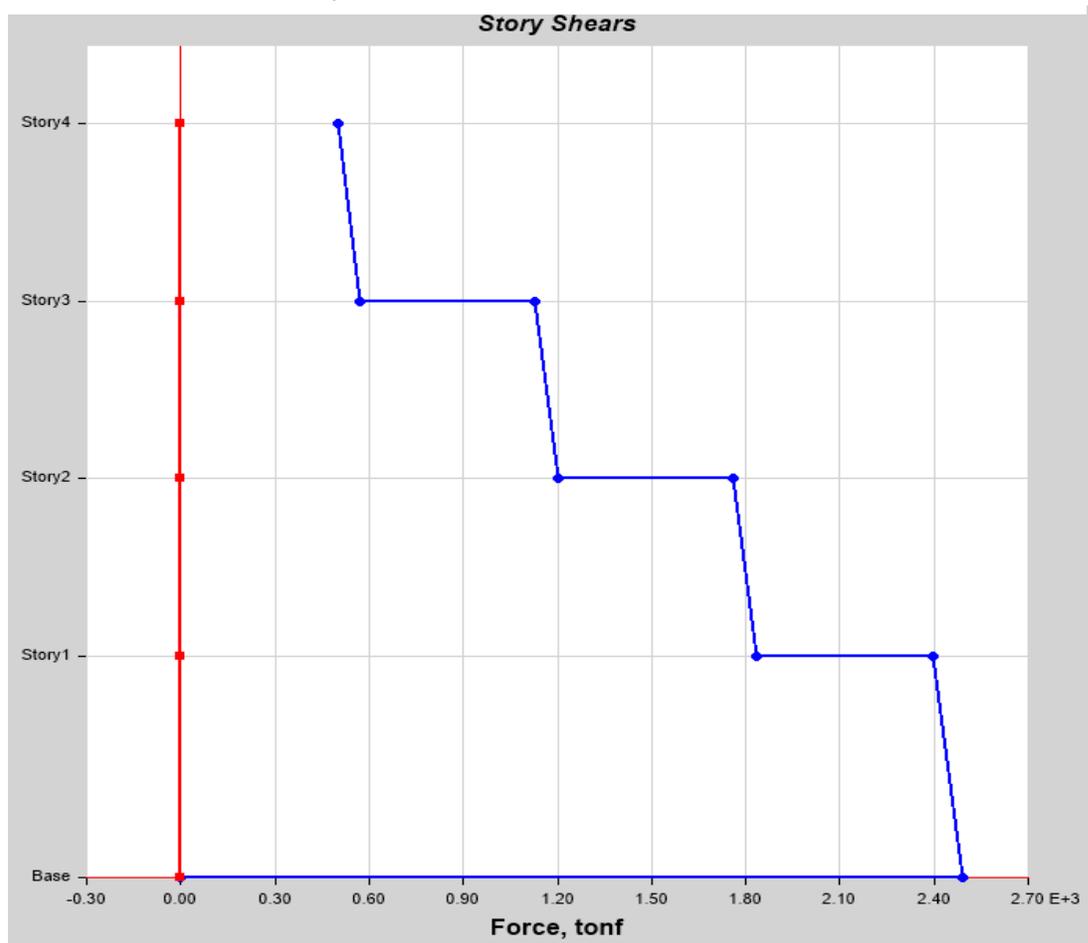
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 28.** Datos de cortantes basal para el coeficiente sísmico en X

|              |                |              |             |
|--------------|----------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp1     |              |             |
| Display Type | Story shears   | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CSX            | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 11.** Cortante basal para el coeficiente sísmico en X



Fuente: ETABS

## Tabulated Plot Coordinates

**Tabla 29.** *Valores de cortante basal para el coeficiente sísmico en X*

| <b>Story</b>  | <b>Elevación</b> | <b>Location</b> | <b>X-Dir</b> | <b>Y-Dir</b> |
|---------------|------------------|-----------------|--------------|--------------|
|               | <b>mm</b>        |                 | <b>tonf</b>  | <b>tonf</b>  |
| <b>Story4</b> | 13600            | Top             | 498.7694     | 0            |
|               |                  | Bottom          | 570.1252     | 0            |
| <b>Story3</b> | 10400            | Top             | 1126.2657    | 0            |
|               |                  | Bottom          | 1201.8195    | 0            |
| <b>Story2</b> | 7200             | Top             | 1758.0387    | 0            |
|               |                  | Bottom          | 1833.5925    | 0            |
| <b>Story1</b> | 4000             | Top             | 2395.875     | 0            |
|               |                  | Bottom          | 2491.0169    | 0            |
| <b>Base</b>   | 0                | Top             | 0            | 0            |
|               |                  | Bottom          | 0            | 0            |

Fuente: ETABS

## CORTANTE BASAL PARA EL COEFICIENTE SISMICO EN (Y)

### Summary Description

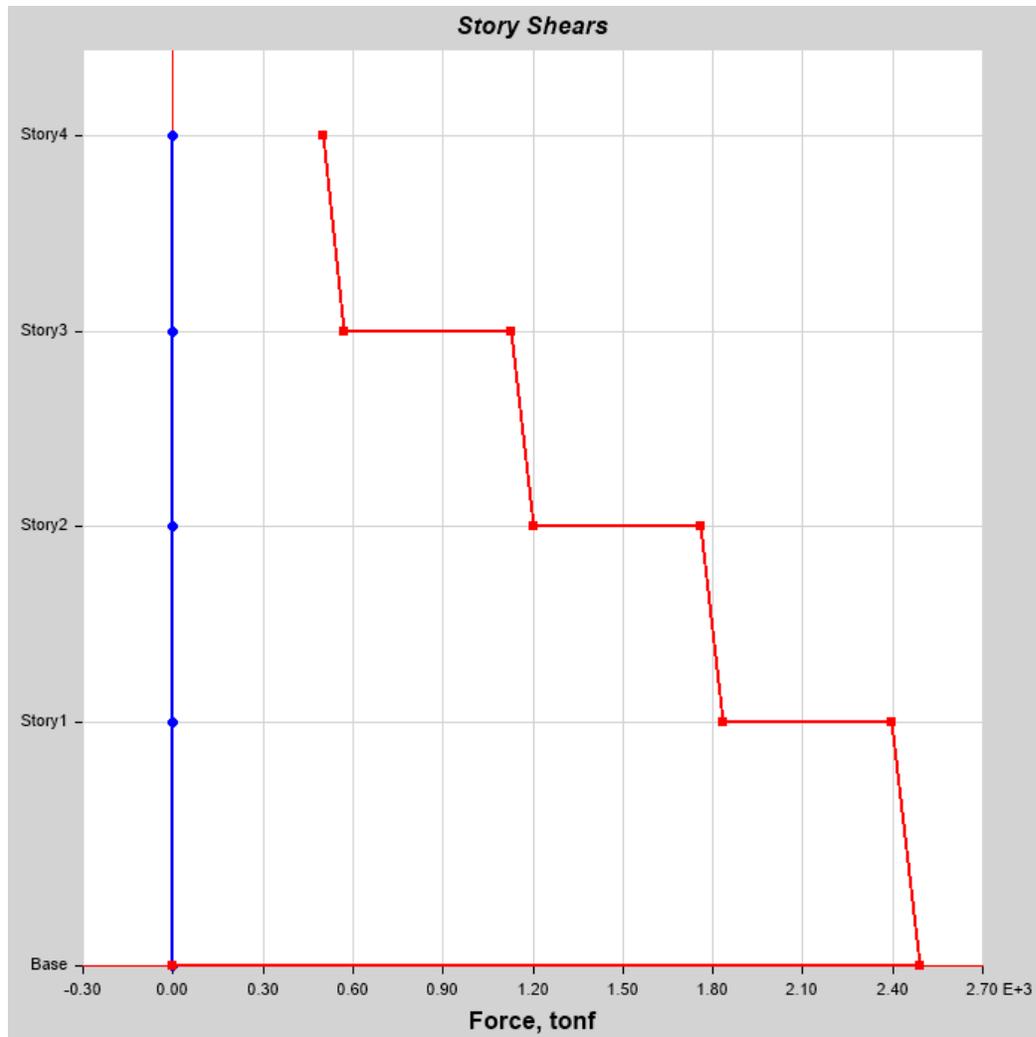
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 30.** Datos de cortante basal para el coeficiente sísmico en Y

|              |                |              |             |
|--------------|----------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp1     |              |             |
| Display Tape | Story shears   | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CSY            | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 12.** Cortante basal para el coeficiente sísmico en Y



Fuente: ETABS

## Tabulated Plot Coordinates

**Tabla 31.** *Valores de cortante basal para coeficiente sísmico en Y*

| Story         | Elevation | Location | X-Dir       | Y-Dir       |
|---------------|-----------|----------|-------------|-------------|
|               | <b>mm</b> |          | <b>tonf</b> | <b>tonf</b> |
| <b>Story4</b> | 13600     | Top      | 0           | 498.7694    |
|               |           | Bottom   | 0           | 570.1252    |
| <b>Story3</b> | 10400     | Top      | 0           | 1126.2657   |
|               |           | Bottom   | 0           | 1201.8195   |
| <b>Story2</b> | 7200      | Top      | 0           | 1758.0387   |
|               |           | Bottom   | 0           | 1833.5925   |
| <b>Story1</b> | 4000      | Top      | 0           | 2395.875    |
|               |           | Bottom   | 0           | 2491.0169   |
| <b>Base</b>   | 0         | Top      | 0           | 0           |
|               |           | Bottom   | 0           | 0           |

Fuente: *ETABS*

## CORTANTE BASAL PARA EL ESPECTRO DE DISEÑO EN (X)

### Summary Description

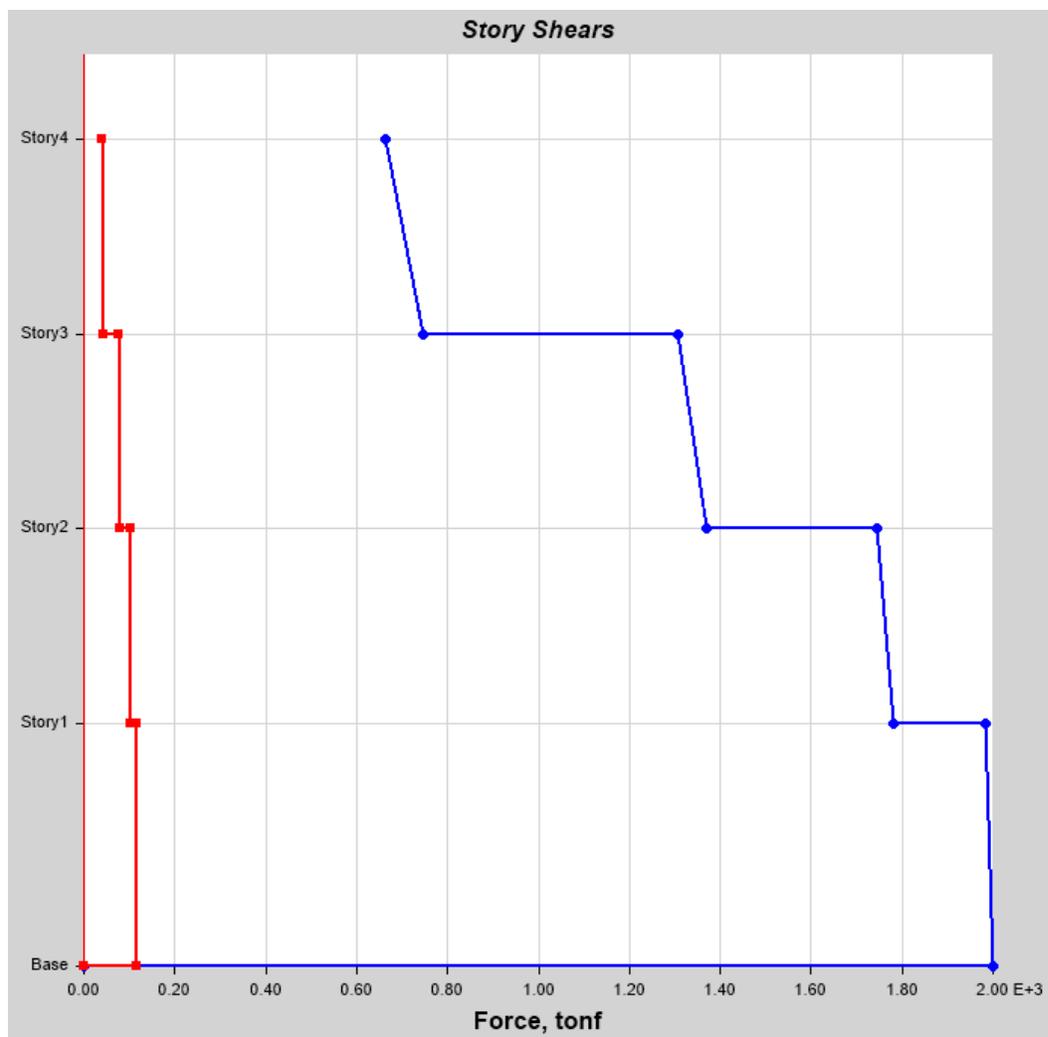
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 32.** Datos de cortante basal para el espectro en X

|              |                |              |             |
|--------------|----------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp1     |              |             |
| Display Type | Story shears   | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CEspectro X    | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 13.** Cortante basal para el espectro en X



Fuente: ETABS

## Tabulated Plot Coordinates

**Tabla 33.** *Valores de cortante basal para el espectro en X*

| Story         | Elevation | Location | X-Dir       | Y-Dir       |
|---------------|-----------|----------|-------------|-------------|
|               | <b>mm</b> |          | <b>tonf</b> | <b>tonf</b> |
| <b>Story4</b> | 13600     | Top      | 664.3496    | 38.8651     |
|               |           | Bottom   | 747.8461    | 43.7783     |
| <b>Story3</b> | 10400     | Top      | 1305.8509   | 76.6546     |
|               |           | Bottom   | 1368.7777   | 80.3704     |
| <b>Story2</b> | 7200      | Top      | 1743.1526   | 102.2037    |
|               |           | Bottom   | 1782.1694   | 104.4589    |
| <b>Story1</b> | 4000      | Top      | 1983.8718   | 115.7894    |
|               |           | Bottom   | 1999.4366   | 116.6243    |
| <b>Base</b>   | 0         | Top      | 0           | 0           |
|               |           | Bottom   | 0           | 0           |

Fuente: ETABS

## CORTANTE BASAL PARA EL ESPECTRO DE DISEÑO EN (Y)

### Summary Description

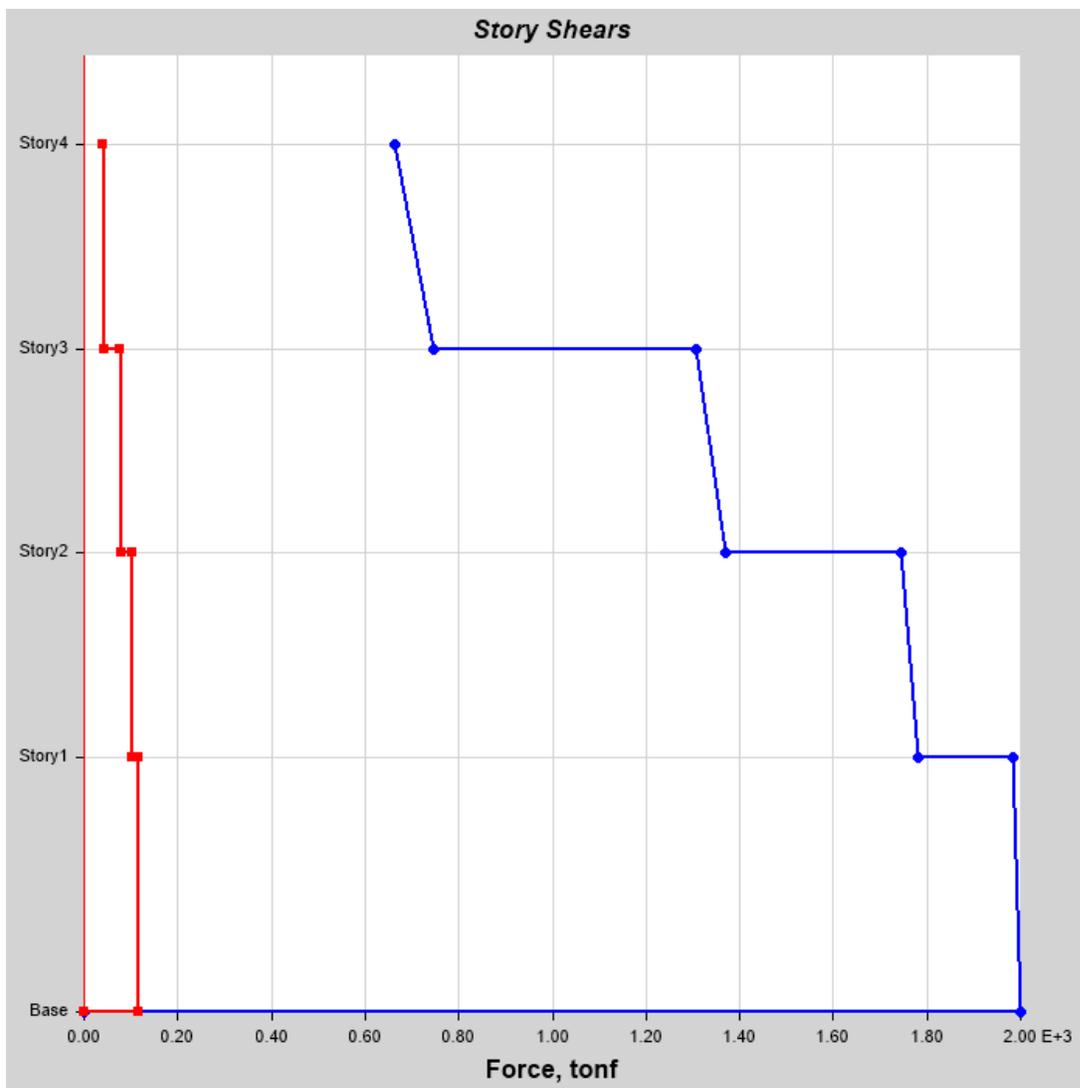
This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

**Tabla 34.** Datos de cortante basal para el espectro en Y

|                     |                |              |             |
|---------------------|----------------|--------------|-------------|
| <b>Name</b>         | StoryResp1     |              |             |
| <b>Display Type</b> | Story shears   | Story Range  | All Stories |
| <b>Load Case</b>    | CEspectro X    | Top Story    | Story4      |
| <b>Output Type</b>  | Not Applicable | Bottom Story | Base        |

Fuente: ETABS

**Gráfico 14.** Cortante basal para el espectro en Y



Fuente: ETABS

### Tabulated Plot Coordinates

**Tabla 35.** *Valores de cortante basal para el espectro en Y*

| Story         | Elevation | Location | X-Dir       | Y-Dir       |
|---------------|-----------|----------|-------------|-------------|
|               | <b>mm</b> |          | <b>tonf</b> | <b>tonf</b> |
| <b>Story4</b> | 13600     | Top      | 664.3496    | 38.8651     |
|               |           | Bottom   | 747.8461    | 43.7783     |
| <b>Story3</b> | 10400     | Top      | 1305.8509   | 76.6546     |
|               |           | Bottom   | 1368.7777   | 80.3704     |
| <b>Story2</b> | 7200      | Top      | 1743.1526   | 102.2037    |
|               |           | Bottom   | 1782.1694   | 104.4589    |
| <b>Story1</b> | 4000      | Top      | 1983.8718   | 115.7894    |
|               |           | Bottom   | 1999.4366   | 116.6243    |
| <b>Base</b>   | 0         | Top      | 0           | 0           |
|               |           | Bottom   | 0           | 0           |

Fuente: ETABS

## Revisión por cortante

El artículo 33 del RNC – 07 inciso a, indica que para la revisión por cortante se debe cumplir que el cortante basal para el espectro de diseño sea al menos 80% del cortante basal para el coeficiente sísmico, en caso contrario habrá que escalar el espectro de diseño para que se cumpla con lo antes mencionados.

$$\text{Coeficiente sismico} = 2491.0169 * 0.8 = 1992.8135$$

$$\text{Espectro de diseño} = 1999.4366$$

$$1999.4366 \geq 1992.8135 \quad \rightarrow \quad \text{CUMPLE}$$

## CORTANTE BASAL PARA EL ESPECTRO DE DISEÑO EN (Y)

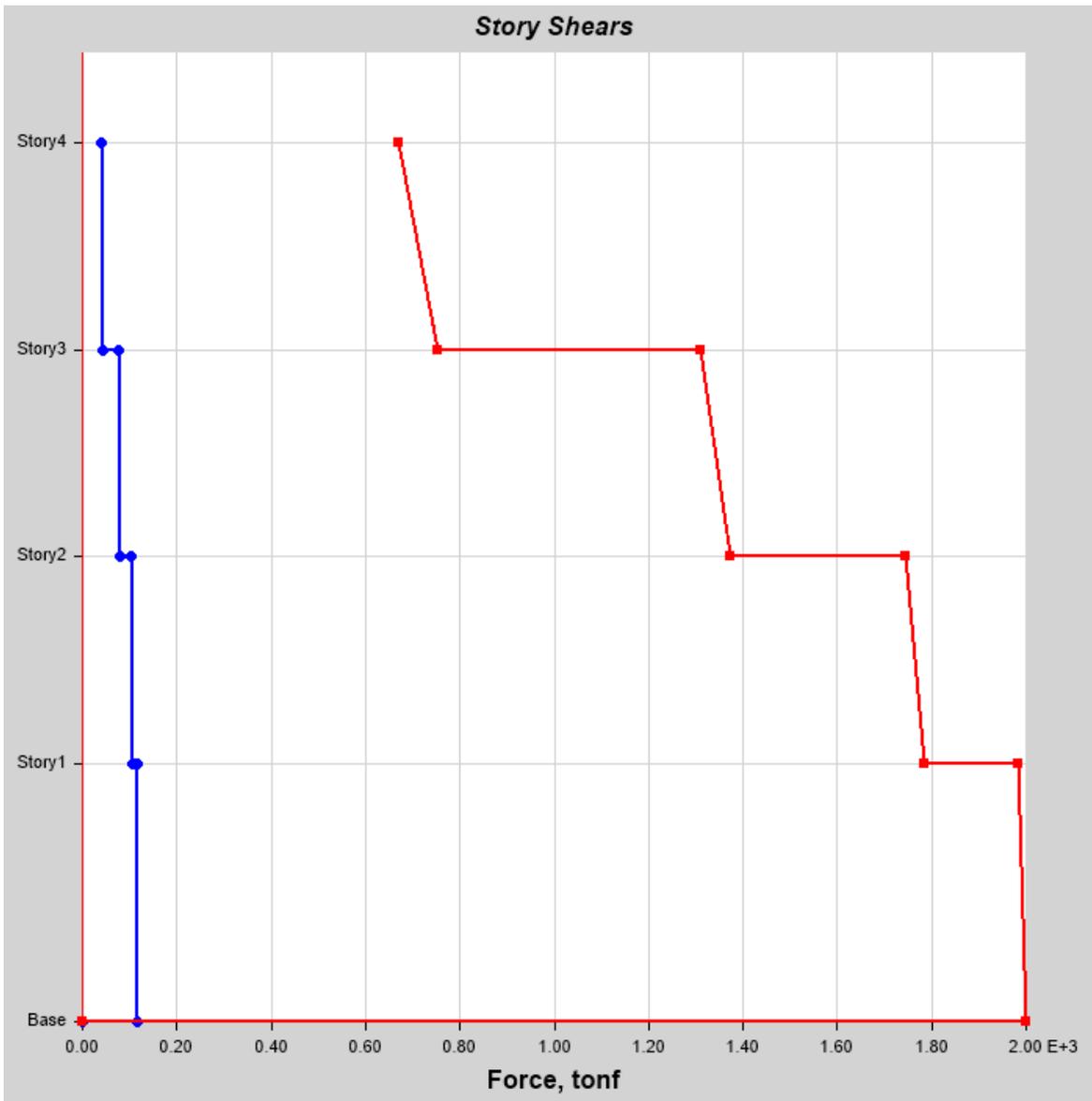
### Summary Description

This is story response output for a specified range of stories and a selected load case or load combination.

### Input Data

|              |                |              |             |
|--------------|----------------|--------------|-------------|
| Name         | StoryResp1     |              |             |
| Display Type | Story shears   | Story Range  | All Stories |
| Load Case    | CEspectro Y    | Top Story    | Story4      |
| Output Type  | Not Applicable | Bottom Story | Base        |

Plot



Tabulated Plot Coordinates

Story Response Values

| Story  | Elevation | Location | X-Dir   | Y-Dir     |
|--------|-----------|----------|---------|-----------|
|        | mm        |          | tonf    | tonf      |
| Story4 | 13600     | Top      | 38.7168 | 669.8019  |
|        |           | Bottom   | 43.6149 | 753.5723  |
| Story3 | 10400     | Top      | 76.5599 | 1311.0122 |

|               |      |        |          |           |
|---------------|------|--------|----------|-----------|
|               |      | Bottom | 80.2601  | 1373.608  |
| <b>Story2</b> | 7200 | Top    | 102.3491 | 1745.6994 |
|               |      | Bottom | 104.6055 | 1784.3286 |
| <b>Story1</b> | 4000 | Top    | 116.2564 | 1984.1958 |
|               |      | Bottom | 117.0998 | 1999.4295 |
| <b>Base</b>   | 0    | Top    | 0        | 0         |
|               |      | Bottom | 0        | 0         |

### Revisión por cortante

El artículo 33 del RNC – 07 inciso a, indica que para la revisión por cortante se debe cumplir que el cortante basal para el espectro de diseño sea al menos 80% del cortante basal para el coeficiente sísmico, en caso contrario habrá que escalar el espectro de diseño para que se cumpla con lo antes mencionados.

$$\text{Coeficiente sismico} = 2491.0169 * 0.8 = 1992.8135$$

$$\text{Espectro de diseño} = 1999.4295$$

$$1999.4295 \geq 1992.8135 \quad \rightarrow \quad \text{CUMPLE}$$

Para el caso en estudio el cortante basal para el coeficiente sísmico en ambas direcciones fue de 2491.0169 tonf y para el espectro de diseño en ambas direcciones fue de 696.4 tonf, lo cual representa menos del 80%, por lo tanto, se procedió a escalar el espectro del diseño, para ello cada caso de carga creado para el espectro de diseño se multiplicó por un factor de 2.87 de tal modo que el valor resultante al hacer el debido análisis a través del software Etabs fue de 1999.4295 tonf por lo cual con dicho valor si cumple con lo estipulado por el reglamento, en las tablas antes mostradas se encuentran los valores obtenidos de los cortantes

basales con el espectro de diseño ya escalado con lo cual se procedió a realizar las revisiones para las derivas de piso.

## **CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **5.1. CONCLUSIONES**

En esta investigación se aplicó un procedimiento de Diseño sísmico en la súper estructura en un edificio de concreto dual (marcos y muros), localizado en la ciudad de Managua, se tomaron en cuenta todos los parámetros de diseño estipulados en el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07).

Por otro lado, lado se obtuvo el espectro de demanda sísmica y coeficiente sísmico, según los criterios establecidos en el RNC-07, tomando en consideración la localización del edificio que es en Managua y suponiendo una velocidad de Onda de corte de 400 m/s. A partir del diseño sismorresistente se extrajeron las siguientes conclusiones que se describen a continuación:

1. En particular, se modelaron los elementos estructurales que conforman la superestructura; obteniendo un adecuado comportamiento dentro de la estructura, esto debido al adecuado de refuerzo tanto longitudinal y transversal de los elementos de concreto.
2. Se determinaron los distintos modos de vibrar, donde en el 5to modo incursiona un 96.48% de la masa de la estructura en la dirección X. En contraste, en la dirección -Y un 96.4%. Datos que reflejan, que la estructura fue excelentemente concebida en términos de diseño. Razón por la cual, el análisis modal si cumple con lo establecido en el capítulo V, arto.33 del (RNC-07).
3. Se realizó la revisión por resistencia y el diseño cumplió con las siguientes especificaciones Columnas de 70x50 cm, vigas de 70x35 cm y muros de ascensores de 20 cm y muros externos de 25 cm, los detalles estipulados en los anexos A.9 y A.10
4. La revisión por derivas de piso, para el estado límite de servicio y para el estado límite de colapso, cumplió en excelentes condiciones, el mayor valor obtenido fue en el espectro de diseño en el eje Y, al hacer la comprobación con los límites de servicio y colapso dieron  $0.00111 < 0.03$  y  $0.0028 < 0.030$ , respectivamente donde el 0.03 es el desplazamiento máximo permitido por el RNC-07.

También se realizó una revisión por rigidez, debido a que se consideró que la estructura es regular y en las condiciones de regularidad estipuladas en el Art.23.

## **5.2. RECOMENDACIONES**

- Se debe actualizar el mapa de zonificación sísmica de Nicaragua, tal que este permita construir los espectros de peligro sísmico uniforme (para periodos cortos y periodos intermedios).
- Se recomienda incluir una sección de comentarios donde se fundamenten los aspectos técnicos que están prescritos en el reglamento.
- Debe hacerse un estudio estadístico para corroborar y corregir los valores de cargas vivas asignadas a los diferentes tipos de ocupaciones.
- Se sugiere analizar la importancia de incorporar el método de análisis no Lineal “Pushover” y el Time History en futuras actualizaciones

## CAPITULO VI. BIBLIOGRAFÍA

- Alvarado Funes, R. J., & Cruz Lazo, W. A. (Agosto de 2006). *Repositorio Institucional de la universidad de El Salvador*. Obtenido de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4517/1/Determinaci%C3%B3n%20del%20factor%20de%20modificaci%C3%B3n%20de%20respuesta%20para%20edificios%20dise%C3%B1ados%20con%20la%20norma%20t%C3%A9cnica%20de%20dise%C3%B1o%20por%20sismo%20con%20sistema%20de%20marcos%20de%20c>
- Álvarez Moraga, E. A., & Ortega González, C. A. (Abril de 2014). *Repositorio Institucional UNAN - Managua*. Obtenido de <https://repositorio.unan.edu.ni/6077/1/64680.pdf>
- Awad, R. R. (2012). *Analisis y diseño sísmico de edificios*. Medellín : Segunda edición .
- Bazan , E., & Meli, R. (2004). *DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS*. CIUDAD DE MEXICO: LIMUSA NORIEGA EDITORES .
- Bazán, E., & Meli, R. (2004). *Diseño sísmico de edificios*. Mexico: Limusa Noriega editores.
- Calcina Peña, R. (Noviembre de 2017). *Repositorio de la Universidad Privada de Tacna*. Obtenido de <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/499>
- Carvajal Soto, L. A. (Julio de 2016). *REPOSITORIO DE LA UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID*. Obtenido de <http://oa.upm.es/43545/>.
- Ceballos Cantos, L. V. (Agosto de 2017). *Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí*. Obtenido de <https://repositorio.uleam.edu.ec/bitstream/123456789/611/1/ULEAM-IC-0003.pdf>
- Chavarría Mesén, A., & Castillo Barahona, R. (2016). *Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica*. Obtenido de [https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/901/Volumen%201\\_N5.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/901/Volumen%201_N5.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. México: Pearson.

Cutipa Quispe, S. E. (14 de 09 de 2018). *REPOSITORIO INSTITUCIONAL DIGITAL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO*. Obtenido de <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/8014>

Departamento de ingeniería Civil, Universidad Hamilton. (1998). *Pushover procedure for seismic*. Ontario, Canada.: Construction research communications limited.

Fuentes Rivera Silva, N. F. (2018). *UNASAM-Institucional*. Obtenido de <http://repositorio.unasam.edu.pe/handle/UNASAM/2191>

García, M., & Pérez, E. (octubre de 2017). *Tesis Digitalizadas - Universidad Católica Andrés Bello - UCAB*. Obtenido de <http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAT6370.pdf>

Ger, J., & Y. Cheng, F. (2012). *seismic design aids for nonlinear pushover analysis of reinforced concrete and steel bridges*. Boca Raton, Florida: CRC Press.

gfbh. (s.f.).

Gonzales Orozco, A. J., & Lopez Granados, R. Z. (2020). *Comparación de las Normativas Sísmicas de Centroamérica (Guatemala, El Salvador, Honduras, Nicaragua, Costa Rica y Panamá), y la Norma American Society of Civil Engineers (ASCE7-16) con respecto a la ISO 3010-17 para mejorar la normativa nicaraguense*. Managua .

Hernandez Sequeira, J. J., & Guevara Lopez, L. A. (2020). *Comparación de las Normativas Sísmicas de Suramérica (Colombia, Venezuela, Ecuador, Chile y Perú), Nicaragua (RNC-07), Mexico (NTC 2017) y la ASCE7-16 con respecto a la ISO-3010*. Managua.

INIFED. (2015). *Gobierno de México*. Obtenido de [https://www.cmic.org.mx/comisiones/Sectoriales/normateca/INIFED/03\\_Normatividad\\_T%C3%A9cnica/02\\_Normas\\_y\\_Especificaciones\\_para\\_Estudios/04\\_Volumen\\_4\\_Seguridad\\_Estructural/Volumen\\_4\\_Tomo\\_II.pdf](https://www.cmic.org.mx/comisiones/Sectoriales/normateca/INIFED/03_Normatividad_T%C3%A9cnica/02_Normas_y_Especificaciones_para_Estudios/04_Volumen_4_Seguridad_Estructural/Volumen_4_Tomo_II.pdf)

Jiménez Velasco, R. J., & Jovel Rodríguez, G. J. (Julio de 2017). *Repositorio institucional de la universidad de El salvador*. Obtenido de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13930/1/Evaluaci%C3%B3n%20del%20dise%C3%B1o%20por%20desempe%C3%B1o%20basado%20en%20desplazamientos%20aplicado%20a%20sistema%20de%20marcos%20de%20concreto%20reforzado%20combinados%20con%20paredes%20de%20corte.pdf>

- Juarez Colocho, R. G., Mercado Landaverde, A. M., & Vanegas Hernández, T. R. (Mayo de 2018). *Repositorio Institucional de la universidad de El Salvador*. Obtenido de <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/16705/1/Evaluaci%C3%B3n%20del%20factor%20de%20modificaci%C3%B3n%20de%20respuesta%20R%20para%20edificios%20de%20concreto%20reforzado%20con%20paredes%20estructurales.pdf>
- Medina Robalino, C. D., & Galarza Altamirano, D. A. (2019). *Repositorio Universidad Técnica de Ambato*. Obtenido de <http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/29942>
- MTI. (2007). *Reglamento Nacional de la Construcción (RNC - 07)*. Managua, Nicaragua: La Gaceta.
- Núñez Palacios, A. B. (2017). *Repositorio Universidad Técnica de Ambato*. Obtenido de <https://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/27236/1/Tesis%201219%20-%20N%C3%BA%3%B1ez%20Palacios%20Alba%20Beatriz.pdf>
- Paredes Calderon, E. S. (2020). *UPN-Institucional*. Obtenido de <https://hdl.handle.net/11537/24472>
- Ramos, R., & Sandoval, R. (Octubre de 2017). *Tesis Digitalizadas - Universidad Católica Andrés Bello - UCAB*. Obtenido de <http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAT6387.pdf>
- Retamozo Paitan, F., & Milachay Loayza, W. M. (Diciembre de 2018). *Repositorio de la Universidad César Vallejo*. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12692/34755>
- Romero Vargas, L. (2016). *Municipalidad de San José*. Obtenido de <https://www.unisdr.org/campaign/resilientcities/uploads/city/attachments/1717-9620.pdf>
- Torres Fernández, Y. (Julio de 2015). *Archivo digital UPM*. Obtenido de [http://oa.upm.es/37357/1/TFG\\_MONICA\\_ARROYO\\_GIL.pdf](http://oa.upm.es/37357/1/TFG_MONICA_ARROYO_GIL.pdf)
- Umanzor Dávila, L. J. (2020). «Evaluación del desempeño sísmico, mediante el método Pushover del Edificio N°70 de la Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, Managua (UNAN- Managua); Recinto Universitario “Rubén Darío” (RURD)». Managua.

Vargas Gonzales , & Ineró Segrera. (2014). *Simulación numérica inelástica de pórticos de concreto simple y reforzado, mediante el método de los elementos finitos y el método del empuje lateral*. Bogotá DC: Universidad Nacional de Colombia - sede Bogotá.

Velásquez Espinoza, G. d., Alcántara Ayala, I., Hernández Santana, J. R., & Gárnica Peña, R. J. (2014). *La zonificación morfotectónica-volcánica en el análisis morfoestructural del relieve: el caso del municipio de Managua, Nicaragua*. Coyoacán: Investigaciones geográficas .

## CAPITULO VII. ANEXOS

### Anexo A.

#### A.1. Caso de carga, CM

Load Case Data

**General**

Load Case Name:  Design...

Load Case Type:  Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

**P-Delta/Nonlinear Stiffness**

Use Preset P-Delta Settings  Modify/Show...

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

**Loads Applied**

| Load Type    | Load Name | Scale Factor |
|--------------|-----------|--------------|
| Load Pattern | CM        | 1            |

Add

Delete

OK Cancel

#### A.2. Caso de carga, CV

Load Case Data

**General**

Load Case Name:  Design...

Load Case Type:  Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

**P-Delta/Nonlinear Stiffness**

Use Preset P-Delta Settings  Modify/Show...

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

**Loads Applied**

| Load Type    | Load Name | Scale Factor |
|--------------|-----------|--------------|
| Load Pattern | CV        | 1            |

Add

Delete

OK Cancel

#### A.3. Caso de carga para el coeficiente sísmico en la dirección X

Load Case Data

**General**

Load Case Name: CSX Design...

Load Case Type: Linear Static Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

**P-Delta/Nonlinear Stiffness**

Use Preset P-Delta Settings: None Modify/Show...

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

**Loads Applied**

| Load Type    | Load Name | Scale Factor |
|--------------|-----------|--------------|
| Acceleration | UX        | 4.4145       |

Info Add Delete

OK Cancel

#### A.4. Caso de carga para el coeficiente sísmico en la dirección Y

Load Case Data

**General**

Load Case Name: CSY Design...

Load Case Type: Linear Static Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

**P-Delta/Nonlinear Stiffness**

Use Preset P-Delta Settings: None Modify/Show...

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

**Loads Applied**

| Load Type    | Load Name | Scale Factor |
|--------------|-----------|--------------|
| Acceleration | UY        | 4.4145       |

Info Add Delete

OK Cancel

#### A.5. Caso de carga, SCP

Load Case Data

**General**

Load Case Name: SCP Design...

Load Case Type: Linear Static Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

**P-Delta/Nonlinear Stiffness**

Use Preset P-Delta Settings: None Modify/Show...

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: \_\_\_\_\_

**Loads Applied**

| Load Type    | Load Name | Scale Factor |
|--------------|-----------|--------------|
| Load Pattern | SCP       | 1            |

i Add Delete

OK Cancel

## A.6. Caso de carga para el espectro de diseño en la dirección X

 Load Case Data

**General**

Load Case Name:

Load Case Type:

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

**Loads Applied**

| Load Type    | Load Name | Function  | Scale Factor |
|--------------|-----------|-----------|--------------|
| Acceleration | U1        | RNC - ESC | 28.1547      |

Advanced

**Other Parameters**

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping:

Diaphragm Eccentricity:

## A.7. Caso de carga para el espectro de diseño en la dirección Y

 Load Case Data

**General**

Load Case Name:

Load Case Type:

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

**Loads Applied**

| Load Type    | Load Name | Function  | Scale Factor |
|--------------|-----------|-----------|--------------|
| Acceleration | U2        | RNC - ESC | 28.2695      |

Advanced

**Other Parameters**

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping:

Diaphragm Eccentricity:

A.8. Combinaciones de diseño expuestas en el RNC – 07

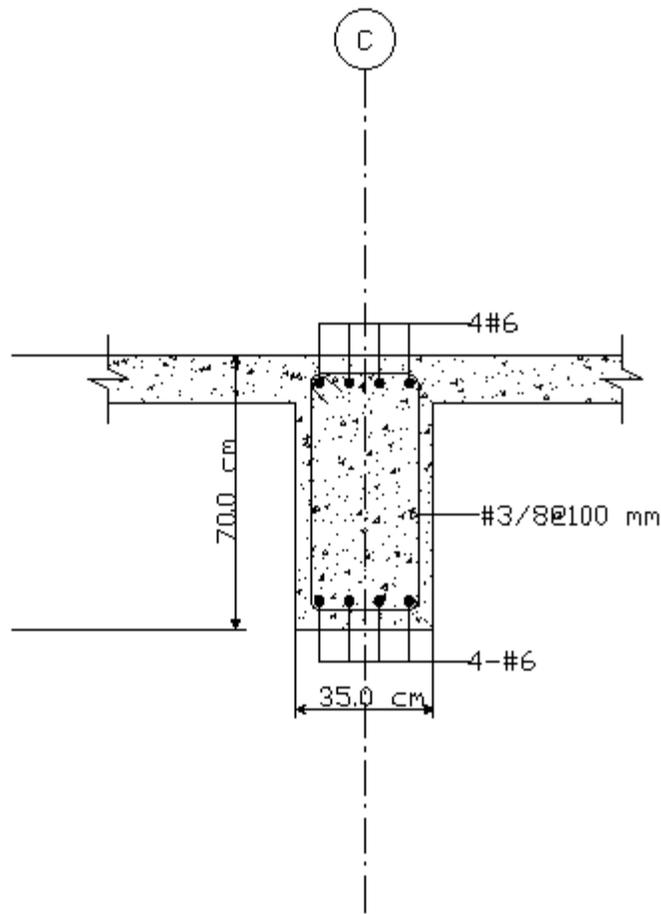
| Load Combinations  |             |       |              |            |
|--------------------|-------------|-------|--------------|------------|
| Name               | Load Combo  | Case/ | Scale Factor | Type       |
| COMB 1 MEOEP       | CM          |       | 1            | Linear Add |
| COMB 1 MEOEP       | CV          |       | 1            |            |
| COMB 1 MEOEP       | SCP         |       | 1            |            |
| COMB 1 RU          | CM          |       | 1.4          | Linear Add |
| COMB 1 RU          | SCP         |       | 1.4          |            |
| COMB 2 MEOEP CS XY | CM          |       | 1            | Linear Add |
| COMB 2 MEOEP CS XY | CSX         |       | 0.7          |            |
| COMB 2 MEOEP CS XY | CSY         |       | 0.3          |            |
| COMB 2 MEOEP CS XY | SCP         |       | 1            |            |
| COMB 2 MEOEP CS YX | CM          |       | 1            | Linear Add |
| COMB 2 MEOEP CS YX | CSX         |       | 0.3          |            |
| COMB 2 MEOEP CS YX | CSY         |       | 0.7          |            |
| COMB 2 MEOEP CS YX | SCP         |       | 1            |            |
| COMB 2 MEOEP ED XY | CM          |       | 1            | Linear Add |
| COMB 2 MEOEP ED XY | CEspectro X |       | 0.7          |            |
| COMB 2 MEOEP ED XY | CEspectro Y |       | 0.3          |            |
| COMB 2 MEOEP ED XY | SCP         |       | 1            |            |
| COMB 2 MEOEP ED YX | CM          |       | 1            | Linear Add |
| COMB 2 MEOEP ED YX | CEspectro X |       | 0.3          |            |
| COMB 2 MEOEP ED YX | CEspectro Y |       | 0.7          |            |
| COMB 2 MEOEP ED YX | SCP         |       | 1            |            |
| COMB 2 RU          | CM          |       | 1.2          | Linear Add |
| COMB 2 RU          | CV          |       | 1.6          |            |
| COMB 2 RU          | SCP         |       | 1.2          |            |
| COMB 3 MEOEP       | CM          |       | 0.6          | Linear Add |

|                    |             |     |            |
|--------------------|-------------|-----|------------|
| COMB 3 MEOEP       | SCP         | 0.6 |            |
| COMB 3 RU          | CM          | 1.2 | Linear Add |
| COMB 3 RU          | CV          | 1   |            |
| COMB 3 RU          | SCP         | 1.2 |            |
| COMB 4 MEOEP CS XY | CM          | 0.6 | Linear Add |
| COMB 4 MEOEP CS XY | CSX         | 0.7 |            |
| COMB 4 MEOEP CS XY | CSY         | 0.3 |            |
| COMB 4 MEOEP CS XY | SCP         | 0.6 |            |
| COMB 4 MEOEP CS YX | CM          | 0.6 | Linear Add |
| COMB 4 MEOEP CS YX | CSX         | 0.3 |            |
| COMB 4 MEOEP CS YX | CSY         | 0.7 |            |
| COMB 4 MEOEP CS YX | SCP         | 0.6 |            |
| COMB 4 MEOEP ED XY | CM          | 0.6 | Linear Add |
| COMB 4 MEOEP ED XY | CEspectro X | 0.7 |            |
| COMB 4 MEOEP ED XY | CEspectro Y | 0.3 |            |
| COMB 4 MEOEP ED XY | SCP         | 0.6 |            |
| COMB 4 MEOEP ED YX | CM          | 0.6 | Linear Add |
| COMB 4 MEOEP ED YX | CEspectro X | 0.3 |            |
| COMB 4 MEOEP ED YX | CEspectro Y | 0.7 |            |
| COMB 4 MEOEP ED YX | SCP         | 0.6 |            |
| COMB 4 RU CS XY    | CM          | 1.2 | Linear Add |
| COMB 4 RU CS XY    | CSX         | 0.7 |            |
| COMB 4 RU CS XY    | CSY         | 0.3 |            |
| COMB 4 RU CS XY    | CV          | 1   |            |
| COMB 4 RU CS XY    | SCP         | 1.2 |            |
| COMB 4 RU CS YX    | CM          | 1.2 | Linear Add |
| COMB 4 RU CS YX    | CSX         | 0.3 |            |
| COMB 4 RU CS YX    | CSY         | 0.7 |            |
| COMB 4 RU CS YX    | CV          | 1   |            |
| COMB 4 RU CS YX    | SCP         | 1.2 |            |

|                 |             |     |            |
|-----------------|-------------|-----|------------|
| COMB 4 RU ED XY | CM          | 1.2 | Linear Add |
| COMB 4 RU ED XY | CEspectro X | 0.7 |            |
| COMB 4 RU ED XY | CEspectro Y | 0.3 |            |
| COMB 4 RU ED XY | CV          | 1   |            |
| COMB 4 RU ED XY | SCP         | 1.2 |            |
| COMB 4 RU ED YX | CM          | 1.2 | Linear Add |
| COMB 4 RU ED YX | CEspectro X | 0.3 |            |
| COMB 4 RU ED YX | CEspectro Y | 0.7 |            |
| COMB 4 RU ED YX | CV          | 1   |            |
| COMB 4 RU ED YX | SCP         | 1.2 |            |
| COMB 5 RU       | CM          | 0.9 | Linear Add |
| COMB 5 RU       | SCP         | 0.9 |            |
| COMB 6 RU CS XY | CM          | 0.9 | Linear Add |
| COMB 6 RU CS XY | CSX         | 0.7 |            |
| COMB 6 RU CS XY | CSY         | 0.3 |            |
| COMB 6 RU CS XY | SCP         | 0.9 |            |
| COMB 6 RU CS YX | CM          | 0.9 | Linear Add |
| COMB 6 RU CS YX | CSX         | 0.3 |            |
| COMB 6 RU CS YX | CSY         | 0.7 |            |
| COMB 6 RU CS YX | SCP         | 0.9 |            |
| COMB 6 RU ED XY | CM          | 0.9 | Linear Add |
| COMB 6 RU ED XY | CEspectro X | 0.7 |            |
| COMB 6 RU ED XY | CEspectro Y | 0.3 |            |
| COMB 6 RU ED XY | SCP         | 0.9 |            |
| COMB 6 RU ED YX | CM          | 0.9 | Linear Add |
| COMB 6 RU ED YX | CEspectro X | 0.3 |            |
| COMB 6 RU ED YX | CEspectro Y | 0.7 |            |
| COMB 6 RU ED YX | SCP         | 0.9 |            |

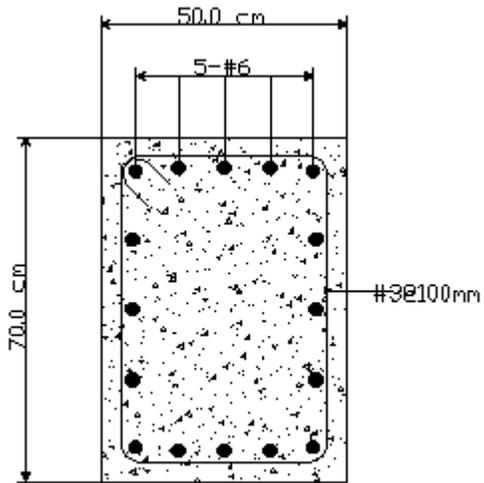
Fuente: RNC – 07

A.9. Detalle armado de viga de concreto 70x35 cm



Seccion de viga

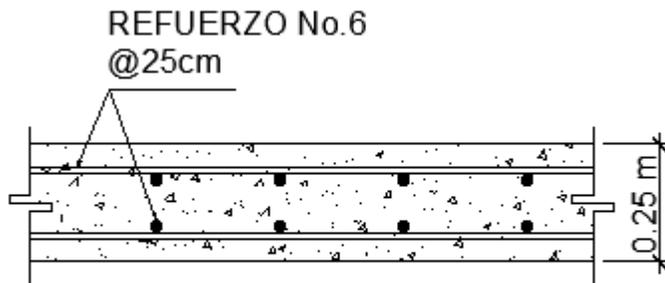
A.10. Detalle armado columna de concreto 70x50 cm



○ Seccion de columna

A.11. Detalle armado de muros ascensor (20cm) y muros perímtero (25 cm)

El armado para ambas secciones es el mismo, como se muestra a continuación:



○ Seccion de muro