

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Posgrados

Evaluación del nivel de desempeño sísmico estructural de una edificación especial y propuesta de reforzamiento para alcanzar el nivel de ocupación inmediata

Proyecto de Investigación y Desarrollo

Andrés Leonardo Vallejo Moscoso

**Dra. Ana Gabriela Haro Báez
Directora de Trabajo de Titulación**

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito para la obtención del título de Magíster en Ingeniería Civil, Mención Diseño y Construcción de Estructuras Sismo Resistentes

Quito, enero de 2022

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ
COLEGIO DE POSGRADOS

HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN

Evaluación del nivel de desempeño sísmico estructural de una edificación especial y propuesta de reforzamiento para alcanzar el nivel de ocupación inmediata

Andrés Leonardo Vallejo Moscoso

Nombre del Director del Programa:	Fernando Romo
Título académico:	Master of Science
Director del programa de:	Maestría en Ingeniería Civil
Nombre del Decano del colegio Académico:	Eduardo Alba
Título académico:	Doctor of Philosophy
Decano del Colegio:	Colegio de Ciencias e Ingenierías
Nombre del Decano del Colegio de Posgrados:	Hugo Burgos
Título académico:	Doctor of Philosophy

Quito, enero 2022

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante: Andrés Leonardo Vallejo Moscoso

Código de estudiante: 00215124

C.I.: 1721407987

Lugar y fecha: Quito, 24 de enero de 2022.

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

DEDICATORIA

En primer lugar, quiero dedicar este trabajo a Dios, quien ha sido mi pilar fundamental para poder alcanzar cada objetivo que Él ha permitido en mi vida; a mi esposa quien ha sido esa mujer virtuosa que Dios me ha regalado para que me acompañe y apoye en cada sueño que he tenido; y a mis padres y hermana quienes han sido un apoyo incondicional para mí a lo largo de todo mi camino personal y profesional.

AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer a Dios, por ser mi Salvador y roca fuerte, quien tiene el control completo de mi vida.

A mi esposa por su apoyo incondicional, ayuda idónea y por ser mi mejor amiga; quien me ha acompañado en cada peldaño que Dios permite que escale.

A mis padres y hermana por ser un ejemplo de constancia, amor y entrega.

A mi tutora, Dra. Ana Haro, por su paciencia y ayuda en el desarrollo de este proyecto.

RESUMEN

El presente trabajo determinará el nivel de desempeño actual, bajo las condiciones iniciales establecidas en los planos constructivos, de una edificación que fue diseñada y construida a mediados de la década del 2000, la misma que es usada para aulas de clase.

Posteriormente, se propondrá un reforzamiento de la superestructura de la edificación, para alcanzar un nivel de desempeño de ocupación inmediata, para el sismo de diseño, asociado al desplazamiento y período objetivo establecido.

ABSTRACT

This work will determine the current performance level, under the initial conditions established in the construction plans, of a building that was designed and built in the mid-2000s, the one that is used for classrooms.

Subsequently, a reinforcement of the building's superstructure will be proposed to achieve a performance level of immediate occupancy, for the design earthquake, associated with the displacement and period established target.

Key words: Performance level, reinforcement, immediate occupancy.

TABLA DE CONTENIDO

Dedicatoria	5
Agradecimientos.....	6
Resumen	7
Abstract	8
Tabla de Contenido	9
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	14
1.1. Introducción.....	14
1.2. Planteamiento del problema	15
1.3. Objetivos.....	15
1.3.1. Objetivo General:	15
1.3.2. Objetivos Específicos:	15
1.4. Revisión de la Literatura: Normativa de Referencia	16
1.4.1. Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 15.....	16
1.4.2. ASCE 41-13/17	21
1.5. Metodología y Diseño de la Investigación	27
Capítulo 2: Evaluación del desempeño actual de la edificación	29
2.1. Descripción del Sistema Estructural actual	29
2.1.1. Planos constructivos estructura en análisis:	29
2.1.2. Módulo de Elasticidad:.....	37
2.1.3. Resistencia esperada:.....	37
2.2. Acciones	38
2.3. Espectro de aceleración:	40
2.4. Agrietamiento de elementos	42
2.5. Desempeño del sistema estructural actual	42
2.5.1. Modos y períodos de vibración:	42
2.5.2. Casos de carga no lineal:	45
2.5.3. Rótulas plásticas en vigas:.....	47
2.5.4. Rótulas plásticas en columnas:.....	50
2.5.5. Curvas de capacidad – Sentido X:.....	52
2.5.6. Resultados situación inicial:.....	54
CAPÍTULO 3: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURA.....	58
3.1. Propuesta del sistema de refuerzo	58
3.1.1. Contravientos restringidos contra pandeo:	59
3.2. Análisis del sistema de reforzamiento propuesto	63
CAPÍTULO 4: CONCLUSIONES.....	69

4.1. Modelado - Mampostería.....	69
4.2. Situación inicial / sin reforzamiento	70
4.3. Con reforzamiento:	71

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Normativa empleada	16
Tabla 2. Capítulos NEC, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014) ...	17
Tabla 3. Valores del factor Z, NEC-SE-DS	18
Tabla 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura, NEC-SE-DS, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014)	19
Tabla 5. Valore de derivas máximas permisibles, NEC-SE-DS, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014)	19
Tabla 6. Niveles de amenaza sísmica, NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014)	20
Tabla 7. Síntesis nivel de desempeño, NEC-SE-DS, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014)	20
Tabla 8. Desempeño estructural e ilustración de daños, (American Society of Civil Engineers, 2017).....	22
Tabla 9. Valores del Factor C0.....	25
Tabla 10. Valor del factor de masa efectiva Cm, (American Society of Civil Engineers, 2017)	26
Tabla 11. Factor de sitio a	26
Tabla 12. Resumen de secciones de vigas por sentido, Edificación en análisis	35
Tabla 13. Factores de sobre resistencia considerados, (M.J.N PRIESTLEY, 2007)	37
Tabla 14. Carga muerta de entrepiso considerada.....	38
Tabla 15.- Sobrecargas mínimas NEC, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014)	38
Tabla 16. Cargas consideradas losas de entrepiso y cubierta.....	39
Tabla 17. Parámetros espectro de diseño NEC-SE-DS	40
Tabla 18. Factores de agrietamiento, NEC-SE-DS	42
Tabla 19. Modos y períodos de vibración	43
Tabla 20. Resultados obtenidos sentido x	55
Tabla 21. Resultados obtenidos sentido y	57
Tabla 22. Resultados obtenidos sentido x estructura reforzada	66
Tabla 23. Resultados obtenidos sentido y, estructura reforzada	68

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Curva backbone y criterios de aceptación, ASCE 41-17 (American Society of Civil Engineers, 2017).....	23
Figura 2. Curva idealizada fuerza - desplazamiento (American Society of Civil Engineers, 2017).....	24
Figura 3. Planta Tipo, Edificación en análisis.....	30
Figura 4. Elevación, Edificación en análisis	31
Figura 5. Materiales, Edificación en análisis	32
Figura 6. Secciones, Vigas – Sentido Y, Edificación en análisis.....	32
Figura 7. Secciones, Vigas – Sentido Y, Edificación en análisis.....	33
Figura 8. Secciones, Vigas – Sentido X, Edificación en análisis.....	33
Figura 9. Secciones, Vigas – Sentido X, Edificación en análisis.....	34
Figura 10. Secciones Columnas, Edificación en análisis	36
Figura 11. Isometría estructura en análisis.....	39
Figura 12. Cargas consideradas para el modelo de análisis inicial	40
Figura 13. Espectro de diseño NEC-SE-DS 2015.....	41
Figura 14. Espectro máximo esperado	42
Figura 15. Modo de vibración 1, 0,85 seg.....	43
Figura 16. Modo de vibración 2, 0,79 seg.....	44
Figura 17. Carga gravitacional no lineal	45
Figura 18. Parámetros considerados Sismo en X no lineal	46
Figura 19. Parámetros considerados Sismo en Y no lineal	47
Figura 20. Definición de rótulas plásticas en vigas.....	48
Figura 21. Definición de rótulas plásticas en vigas, N+3,40.....	48
Figura 22. Autogeneración de rótulas B12H3.....	49
Figura 23. Definición de rótulas plásticas en columnas.....	50
Figura 24. Definición de rótulas plásticas en columnas, elevación 1	51
Figura 25. Figura 28. Autogeneración de rótulas C3H3	51
Figura 26. Curva de capacidad - Sentido X	52
Figura 27. Curva de capacidad - Sentido Y	53
Figura 28. Curva de desempeño sentido x, DBE y MCE.....	54
Figura 29. Desplazamiento x, DBE y MCE.....	55
Figura 30. Curva de desempeño sentido y, DBE y MCE.....	56
Figura 31. Desplazamiento sentido y, DBE y MCE	57
Figura 32. Configuración esquemática de un contraviento restringido contra pandeo	59
Figura 33. Curva histérica diagonal convencional	60
Figura 34. Curva histérica contraviento restringido a pandeo	60
Figura 35. Ejemplo de especificaciones diagonales restringidas a pandeo, empresa COREBRACE.....	61
Figura 36. Rigidez kf contravientos restringidos a pandeo, Empresa COREBRACE.....	62
Figura 37. Ubicación en planta de contravientos COREBRACE sentido x.....	63
Figura 38. Ubicación en elevación de contravientos COREBRACE sentido x.....	63
Figura 39. Ubicación en planta de contravientos COREBRACE sentido y.....	64
Figura 40. Ubicación en elevación de contravientos COREBRACE sentido y.....	64
Figura 41. Curva de desempeño sentido x, Sismo de diseño DBE estructura reforzada	65
Figura 42. Desplazamiento x, sismo de diseño DBE estructura reforzada	66

Figura 43. Curva de desempeño sentido y, Sismo de diseño estructura reforzada	67
Figura 44. Desplazamiento y, sismo de diseño DBE estructura reforzada	68
Figura 45. Desplazamiento sentido y, estructura reforzada	69

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1. Introducción

De acuerdo a datos estadísticos, los eventos sísmicos en los últimos veinte años han causado aproximadamente 1 000 000 millón de víctimas, valor que representa el 58% del total de víctimas causadas por desastres naturales.

Ecuador es un país con un alto peligro sísmico, con una actividad sísmica intensa debido a que se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico.

Ecuador ha tenido algunos eventos importantes tales como el terremoto de 1906, que alcanzó una magnitud de 8.8, colocándolo dentro de los sismos más grandes de la historia.

El último evento sísmico importante que sucedió en el país fue en abril del 2016, el mismo que ocasionó daños y destrucción en más 2000 edificaciones de las cuales 300 fueron centros de educación; lo cual produjo que más de 130 000 estudiantes suspendieran sus estudios.

La edificación a ser analizada en este trabajo, se encuentra dentro de una institución de educación superior, la cual está destinada para aulas de clase; en tal sentido, de acuerdo a la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 2015, se la categorizaría como una edificación especial, razón por la cual se requiere que se verifique un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico para el No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un

terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.00004), MCE. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014).

Por lo expuesto, y considerando el nivel de daño requerido para este tipo de edificación, es indispensable garantizar un correcto desempeño de la misma, lo cual permita albergar a personas después de la ocurrencia de un evento sísmico.

1.2. Planteamiento del problema

¿Cuál es el nivel de desempeño actual de la edificación en análisis, cumple este desempeño con el requerido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción; en caso de no hacerlo, cuál sería la propuesta de refuerzo para alcanzar la ocupación inmediata ante el sismo de diseño, conocido en sus siglas en inglés como DBE (Design Basic Earthquake), período de retorno de 475 años?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General:

Realizar un análisis estático no lineal de la edificación existente a fin de conocer su nivel de desempeño actual.

1.3.2. Objetivos Específicos:

- Determinar el nivel de desempeño de la estructura existente ante el sismo DBE, período de retorno de 475 años y el sismo máximo esperado, conocido por sus

siglas en inglés como MCE (Maximum Considered Earthquake), período de retorno de 2500 años.

- Proponer el reforzamiento de la superestructura existente, para alcanzar un nivel de desempeño de ocupación inmediata para el sismo DBE.

1.4. Revisión de la Literatura: Normativa de Referencia

El presente trabajo, consideró los requerimientos normativos tanto nacionales como internacionales relacionados al análisis sismo resistente de estructuras, tales como:

Tabla 1.- Normativa empleada

Norma	Descripción
<i>NEC-SE-CG 2015</i>	Cargas permanentes y vivas
<i>NEC-SE-DS 2015</i>	Determinación de espectro de aceleraciones y desplazamientos
<i>NEC-SE-RE 2015</i>	Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras
<i>ASCE 41-13/17</i>	Procedimiento y lineamientos para el análisis no lineal para la evaluación y desempeño de la Estructura

1.4.1. Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC 15

La norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, es la sucesora del Código Ecuatoriano de la Construcción (2001), y tiene como uno de sus objetivos el definir los principios de diseño y montaje de estructuras estableciendo niveles mínimos de calidad.

La NEC, está formada por seis capítulos, los cuales se describen de manera general en la siguiente tabla:

Tabla 2. Capítulos NEC, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014)

Capítulo	Descripción
<i>CG</i>	Contempla los factores de cargas no sísmicas que deben considerarse para el cálculo estructural de las edificaciones: cargas permanentes, cargas variables, cargas accidentales y combinaciones de cargas.
<i>DS</i>	Contiene los requerimientos técnicos y las metodologías que deben ser aplicadas para el diseño sísmo resistente de las edificaciones, estableciéndose como un conjunto de especificaciones básicas y mínimas, adecuadas para el cálculo y el dimensionamiento de las estructuras que se encuentran sujetas a los efectos de sismos en algún momento de su vida útil.
<i>RE</i>	Este documento se vincula principalmente con la norma NEC-SE-DS para la rehabilitación sísmica de edificaciones existentes estableciendo los lineamientos para la evaluación del riesgo sísmico en los edificios, incluyendo parámetros para la inspección y evaluación rápida de estructuras con la valoración probabilística de las pérdidas materiales, para una gestión efectiva del riesgo sísmico.
<i>GM</i>	Contempla criterios básicos a utilizarse en los estudios geotécnicos para edificaciones, basándose en la investigación del subsuelo, la geomorfología del sitio y las características estructurales de la edificación, proveyendo de recomendaciones geotécnicas de diseño para cimentaciones futuras, rehabilitación o reforzamiento de estructuras existentes.
<i>HM</i>	Contempla el análisis y el dimensionamiento de los elementos estructurales de hormigón armado para edificaciones, en cumplimiento con las especificaciones técnicas de normativa nacional e internacional.
<i>MP</i>	Contempla criterios y requisitos mínimos para el diseño y la construcción de estructuras de mampostería estructural, para lograr un comportamiento apropiado bajo condiciones de carga vertical permanente o transitoria, bajo condiciones de fuerzas laterales y bajo estados ocasionales de fuerzas atípicas.

Los procedimientos y requisitos establecidos en la NEC-SE-DS, son determinados considerando:

1. La zona sísmica donde se está implantada la estructura: La NEC, establece 6 zonas sísmicas en función de los resultados obtenidos del estudio de peligro sísmico para

un sismo con un período de retorno de 475 años. Los valores definidos de la saturación de la aceleración sísmica en roca van desde los 0,15g a 0,50g.

Tabla 3. Valores del factor Z, NEC-SE-DS

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta			Muy Alta	

(Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2021)

2. Las características geotécnicas del suelo: La NEC define seis tipos de perfil de suelo, los mismos que establecen los coeficiente de:
 - **Fa:** amplificación en el período corto
 - **Fd:** amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca
 - **Fs:** comportamiento no lineal de los suelos
3. El uso de la estructura y su importancia: Para la categorización de las edificaciones la NEC definió el coeficiente de importancia, I, el cual tiene el propósito de

incrementar la demanda sísmica de diseño en estructuras que por su importancia y uso deben permanecer operativas o sufrir menos daño luego de un evento sísmico.

Tabla 4. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura, NEC-SE-DS, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014)

Categoría	Tipo de uso, destino importancia	Coefficiente I
<i>Edificaciones esenciales</i>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<i>Estructuras de ocupación especial</i>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<i>Otras estructuras</i>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

La NEC define los objetivos de la filosofía de diseño sismo resistente que deben ser consideradas por las diferentes categorías de estructuras descritas en la tabla anterior. En ese sentido para el caso de las estructuras de ocupación normal establece:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.

Tabla 5. Valore de derivas máximas permisibles, NEC-SE-DS, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014)

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
<i>Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera</i>	0.02
<i>De mampostería</i>	0.01

- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

Para el caso de las estructuras de ocupación especial y edificaciones esenciales, además de los requisitos aplicables a las estructuras de uso normal, se establece que se deberán realizar verificaciones de comportamiento inelástico para diferentes niveles de de amenaza sísmica.

Tabla 6. Niveles de amenaza sísmica, NEC-SE-DS (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014)

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (Menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (Severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

De manera adicional la NEC, define los niveles de desempeño sísmico que deben cumplir las estructuras de ocupación especial y esencial, los mismos que se describen a continuación:

Estructuras de ocupación especial: No colapso ante un terremoto de 2500 años

Estructuras esenciales:

- Limitación de daño (Nivel de seguridad de vida) ante un terremoto de 475 años de período de retorno
- No colapso (Nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno.

Tabla 7. Síntesis nivel de desempeño, NEC-SE-DS, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014)

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Estructuras de ocupación especial	Estructuras Esenciales	Tasa anual de excedencia
Daño	No	Si	0.00211
Colapso	Si	Si	0.0004

1.4.2. ASCE 41-13/17

La norma ASCE 41, establece los lineamientos generales que deben considerarse para realizar la evaluación sísmica y rehabilitación de edificaciones existentes, a fin de mejorar el comportamiento sísmico de sus elementos estructurales y no estructurales en relación a un objetivo de desempeño seleccionado.

Se establecen tres grandes niveles de desempeño estructural en la ASCE 41-13/17 los mismos que se describen a continuación:

- **Ocupación Inmediata (Nivel S-1):** Es el estado de daño posterior a un evento sísmico en el que una edificación conserva casi toda su resistencia a fuerzas laterales y rigidez inicial y por ende es segura para ser ocupada inmediatamente; sin embargo, pueden existir daños en el mobiliario, elementos no estructurales e instalaciones.
- **Seguridad de Vida (Nivel S-3):** Es el estado de daño posterior a un evento sísmico en el que los elementos estructurales han sufrido daño, pero cuentan con un margen para evitar el colapso de la edificación. Algunos elementos estructurales están gravemente dañados, sin embargo, no se evidenció grandes caídas de escombros. Podría ser posible la reparación de la edificación, pero se debería analizar si es conveniente la misma por razones económicas.
- **Prevención de colapso (Nivel S-5):** Es es estado de daño posterior al evento sísmico en el que la edificación se encuentra al límite del colapso de manera parcial o total. Se cuenta con un daño sustancial de los elementos estructurales y por ende ha existido una

degradación importante en la resistencia de fuerzas laterales y rigidez. La edificación no es técnicamente práctico su reparación.

En base a los niveles de desempeño mencionados, el ASCE 41 ha establecido un cuadro que ilustra los daños en base al sistema de resistencia sísmica adoptado. Para el caso de este trabajo, se hará mención únicamente los pórticos de hormigón.

Tabla 8. Desempeño estructural e ilustración de daños, (American Society of Civil Engineers, 2017)

Tipo	Prevención de Colapso S-5	Seguridad de Vida S-3	Ocupación Inmediata S-1
<i>Elementos Primarios</i>	Extensas grietas y formación de rótulas en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado o falla de conexiones en algunas columnas no dúctiles. Grave daño en columnas cortas.	Daños extensos en vigas. Desprendimiento de recubrimientos y grietas de corte en columnas dúctiles. Desprendimientos menores en columnas no dúctiles. Grietas en nudos.	Agrietamiento menor. Limitada fluencia concentrada en la estructura. Menores desprendimientos del recubrimiento.
<i>Elementos Secundarios</i>	Gran desprendimiento en columnas y vigas. Daño de nudos severo. Algunos aceros de refuerzo han pandeado.	Gran agrietamiento y formación de rótulas en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado o falla de conexiones en algunas columnas no dúctiles. Daños severos en columnas cortas.	Desprendimiento menor en algunas columnas y vigas dúctiles. Agrietamiento por flexión en vigas y columnas. Agrietamiento por corte en nudos.
<i>Deriva</i>	Deriva temporal suficiente para causar grandes daños no estructurales. Gran deriva permanente.	Deriva temporal suficiente para causar daños no estructurales. Deriva permanente notoria.	Deriva temporal que causa daños menores o ningún daño estructural. Deriva permanente despreciable.

Para la definición, de las rótulas plásticas de los elementos estructurales tipo barra, se los puede realizar, según la norma en referencia, con el modelo “backbone”, el cual es una simplificación lineal aproximada empírica de la curva fuerza – desplazamiento de los elementos estructurales.

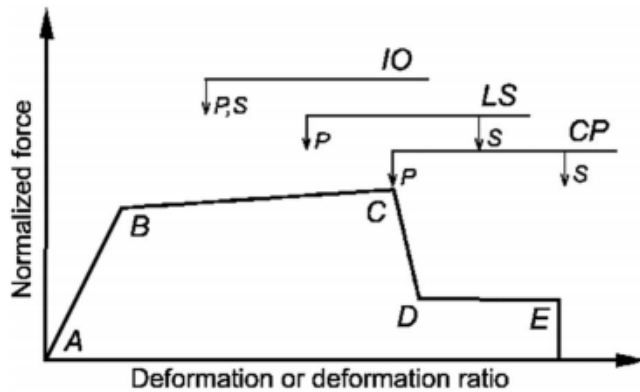


Figura 1. Curva backbone y criterios de aceptación, ASCE 41-17 (American Society of Civil Engineers, 2017)

Se consideran tres criterios de aceptación para deformaciones controladas por acciones: Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP), las cuales están determinadas de acuerdo a los siguientes parámetros:

Ocupación Inmediata (IO): La deformación en la que es visible un daño permanente, pero no mayor a 0,67 veces la deformación límite para Seguridad de Vida.

Seguridad de Vida (LS): 0,75 veces la deformación del punto E.

Prevención de colapso (CP): 1.0 veces la deformación del punto E.

Para la determinación del punto de desempeño de la edificación existente, el ASCE 41-17, establece un método denominada de los coeficientes el cual se lo detalla con mayor profundidad a continuación.

- **Método de los coeficientes:** Este método permite a través de una curva idealizada, determinar el comportamiento no lineal de la estructura, tomando como base su curva de capacidad.

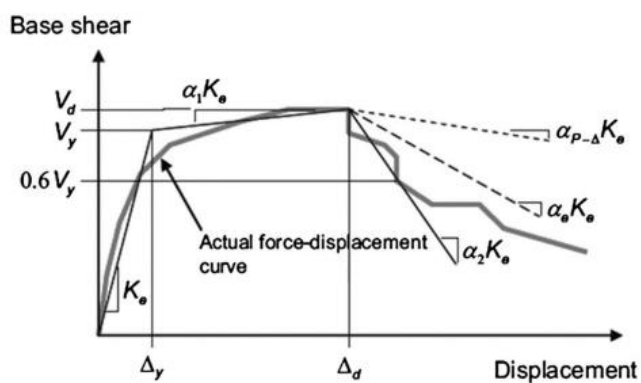


Figura 2. Curva idealizada fuerza - desplazamiento (American Society of Civil Engineers, 2017)

El primer segmento de la línea de la curva idealizada, inicia en el origen y su pendiente es igual a la rigidez lateral efectiva K_e . La segunda línea del segmento de la curva idealizada representa la pendiente positiva de post fluencia determinada por un punto de coordenadas (V_d, Δ_d) y la intersección con la primera línea del segmento. La tercera línea del segmento de la curva

idealizada representa la pendiente negativa de post fluencia determinada por el punto ($Vd, \Delta d$) y el punto en el cual el cortante basal se degrada al 60% del límite de fluencia efectivo.

Para determinar el desplazamiento objetivo se lo determina en base a la siguiente ecuación:

Ecuación 1. Desplazamiento Objetivo

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e}{4\pi^2}$$

Donde:

C_0 : Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF) y el desplazamiento de cubierta de la estructura de múltiples grados de libertad.

Tabla 9. Valores del Factor C_0

Número de pisos	Edificios a corte		Otros edificios
	Carga Triangular	Carga Uniforme	Cualquier tipo de carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

(American Society of Civil Engineers, 2017)

C_1 : Factor de modificación para relacionar el desplazamiento máximo inelástico y el desplazamiento calculado para la respuesta lineal elástica.

Ecuación 2. Factor de modificación C_1

$$C_1 = 1 + \frac{u_{strength} - 1}{a \cdot T e^2}$$

El factor $u_{strength}$ se lo determina de acuerdo a la siguiente expresión:

Ecuación 3. Factor de fuerza

$$u_{strength} = \frac{S a}{V y / W} * C_m$$

Tabla 10. Valor del factor de masa efectiva C_m , (American Society of Civil Engineers, 2017)

Número de pisos	Concreto			Acero			
	Pórticos a momento	Muros de corte	Pier - Sprandel	Pórticos a momento	Diagonales concéntricas	Diagonales excéntricas	Otros
<i>1-feb</i>	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
<i>3 o mas</i>	0.9	0.80	0.8	0.9	0.90	0.9	1.0

Los valores del factor de sitio a , están definidos en la siguiente tabla.

Tabla 11. Factor de sitio a

Tipo de suelo	Factor de sitio a
<i>A</i>	130
<i>B</i>	130
<i>C</i>	90
<i>D</i>	60
<i>E</i>	60
<i>F</i>	60

(American Society of Civil Engineers, 2017)

El período fundamental efectivo es determinado por la siguiente expresión:

Ecuación 4. Período fundamental

$$T_e = T_i \sqrt{K_i / K_e}$$

T_i : Período elástico fundamental de la estructura

K_i : Rigidez elástica lateral de la estructura

K_e : Rigidez lateral efectiva de la estructura

Finalmente, el factor de modificación C_2 que representa el efecto de forma de histéresis afectada, la degradación de la rigidez cíclica; y, el deterioro de la fuerza en respuesta al desplazamiento máximo se la determina con la expresión que se indica a continuación:

Ecuación 5. Factor de modificación C_2

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} * \left(\frac{u_{strength} - 1}{T} \right)^2$$

Para períodos superiores a 0,7 segundos $C_2 = 1$.

1.5. Metodología y Diseño de la Investigación

El presente trabajo está dividido en cuatro capítulos generales, los cuales abarcan los siguientes temas y análisis correspondientemente:

Capítulo 1:

En este capítulo se definen la introducción y antecedentes, los objetivos generales y específicos; y, la normativa de referencia a ser utilizada a lo largo del presente trabajo.

Capítulo 2:

En este capítulo se determinará el nivel de desempeño actual de la edificación en análisis, bajo las condiciones con las cuales se construyó la misma; y así determinar si cumple con los niveles de desempeño establecidos en la NEC para el DBE y el MCE.

Capítulo 3:

En base a los resultados obtenidos en el capítulo anterior, se planteará una propuesta de reforzamiento de la superestructura, con el empleo de diagonales restringidas al pandeo, con el fin de alcanzar un nivel de desempeño de ocupación inmediata para el DBE.

Capítulo 4:

En base a los resultados obtenidos en los capítulos 2 y 3, se determinarán los resultados obtenidos y las conclusiones del trabajo desarrollado.

CAPÍTULO 2: EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ACTUAL DE LA EDIFICACIÓN

2.1. Descripción del Sistema Estructural actual

A continuación, se presentan las características estructurales de la edificación en análisis:

Sistema estructural con pórticos de hormigón armado, en base a los planos de diseño que fueron desarrollados para la misma:

Vigas descolgadas de hormigón armado de:

40cm x 50cm

45cm x 50 cm

Columnas de hormigón armado de:

60cm x 40 cm

Materiales:

Hormigón: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

2.1.1. Planos constructivos estructura en análisis:

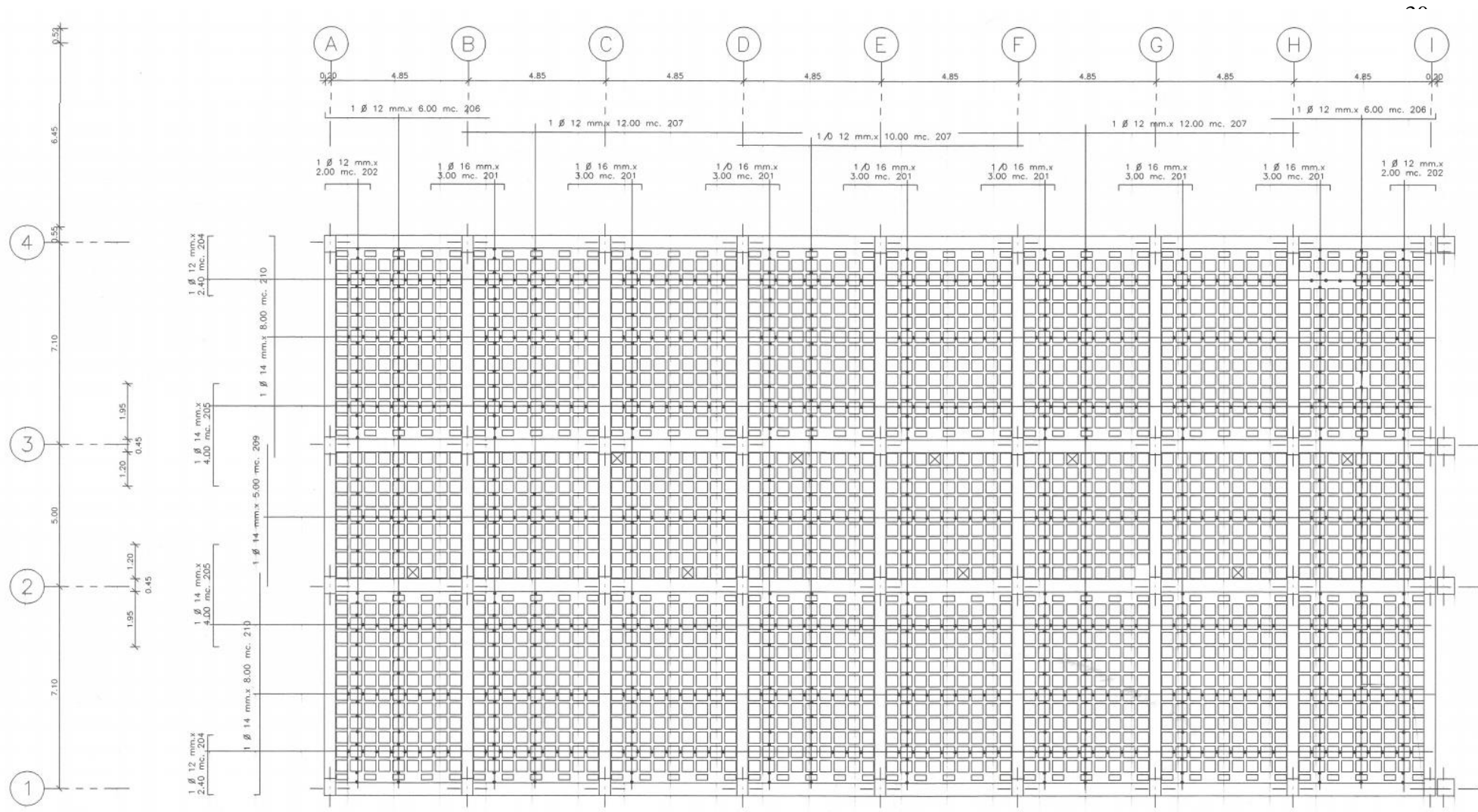


Figura 3. Planta Tipo, Edificación en análisis



Figura 4. Elevación, Edificación en análisis

ESPECIFICACIONES

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$
 $f'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$

BLOQUES = 4912
 de $0.20 \times 0.20 \times 0.40$

Figura 5. Materiales, Edificación en análisis

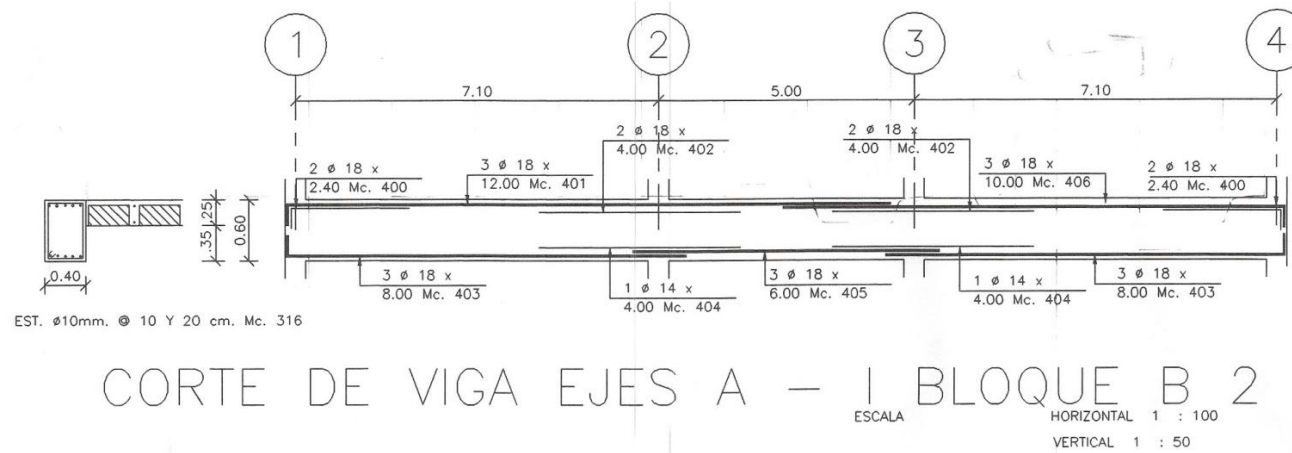
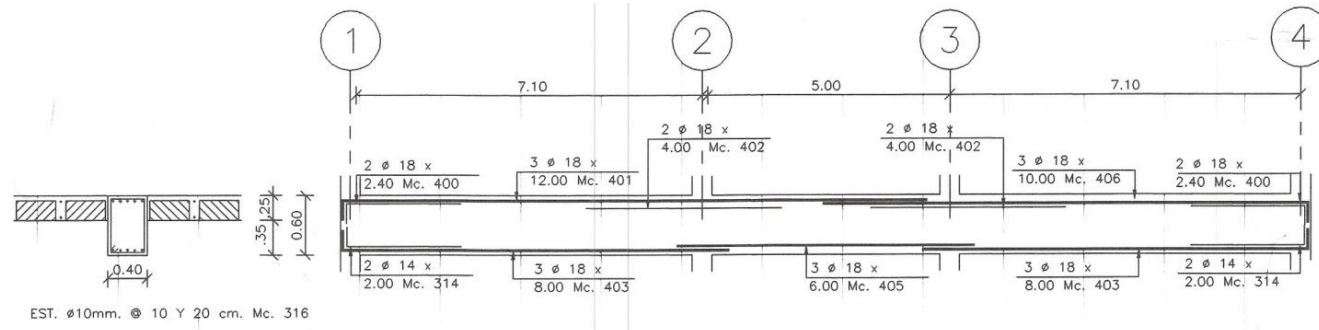


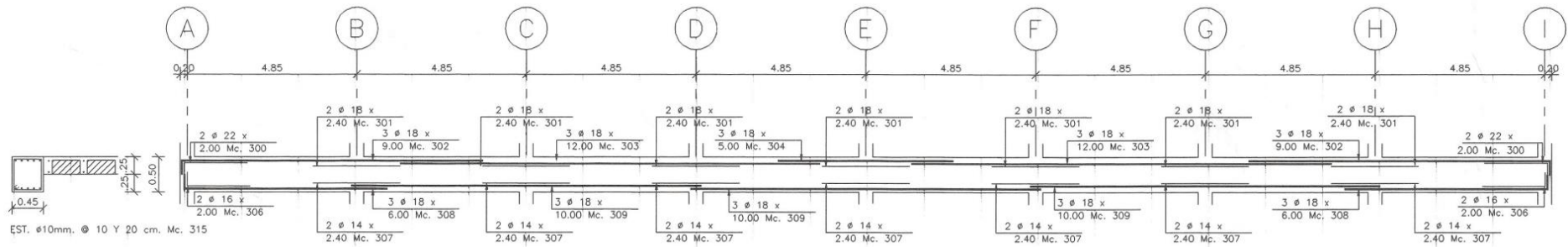
Figura 6. Secciones, Vigas – Sentido Y, Edificación en análisis



CORTE DE VIGA EJES DEL B AL H BLOQUE B 2

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
VERTICAL 1 : 50

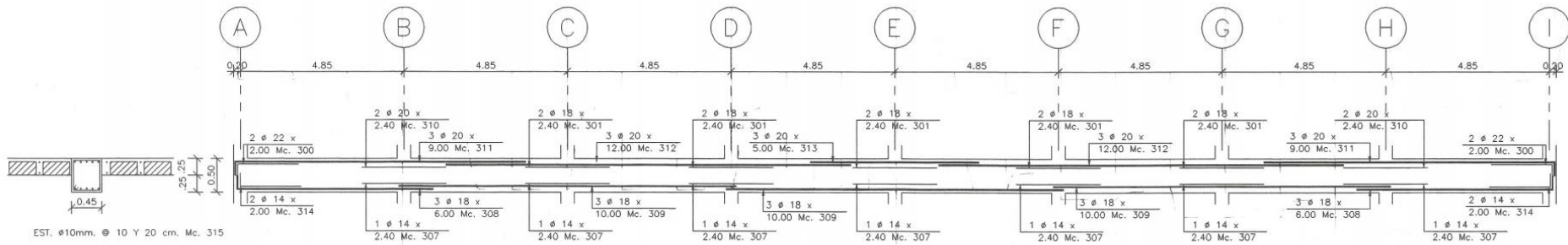
Figura 7. Secciones, Vigas – Sentido Y, Edificación en análisis



CORTE DE VIGA PORTICOS 1 Y 4 BLOQUE B 2

ESCALA HORIZONTAL 1 : 100
VERTICAL 1 : 50

Figura 8. Secciones, Vigas – Sentido X, Edificación en análisis

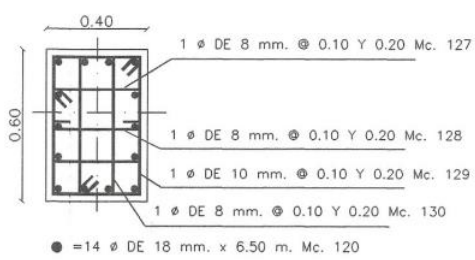


CORTE DE VIGA PORTICOS 2 Y 3 BLOQUE B 2

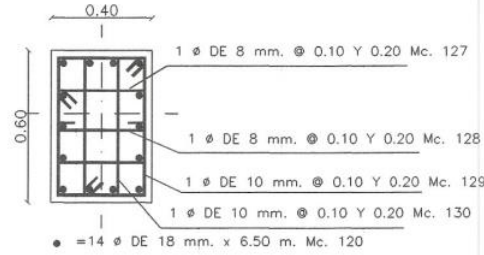
Figura 9. Secciones, Vigas – Sentido X, Edificación en análisis

Tabla 12. Resumen de secciones de vigas por sentido, Edificación en análisis

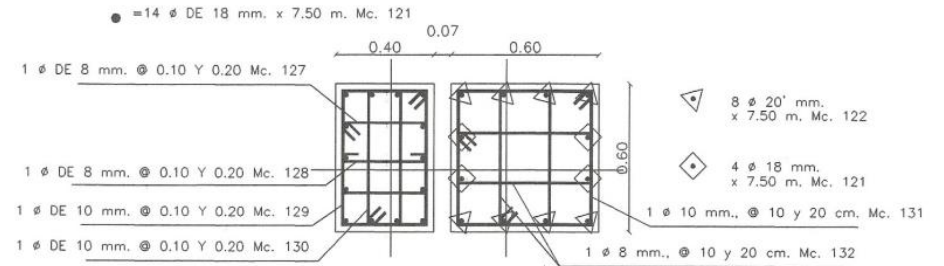
Elemento Estructural	Sentido	Eje	Pórtico	Descripción	b (cm)	h (cm)	Acero de refuerzo: superior					Acero de refuerzo: inferior														
							Izquierdo					Derecho					Izquierdo					Derecho				
							#	∅	+	#	∅	As (cm ²)	#	∅	+	#	∅	As (cm ²)	#	∅	+	#	∅	As (cm ²)	#	∅
Viga	Y	A/I	1-2	VA/I 1-2	40	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18			7.63	3	18	1	14	9.17
			2-3	VA/I 2-3	40	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18	1	14	9.17	3	18	1	14	9.17
			3-4	VA/I 3-4	40	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18	1	14	9.17	3	18			7.63
		B-H	1-2	VB-H 1-2	40	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18	2	14	10.71	3	18			7.63
			2-3	VB-H 2-3	40	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18			7.63	3	18			7.63
			3-4	VB-H 3-4	40	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18			7.63	3	18	2	14	10.71
	X	1-4	A-B	VA-B 1-4	45	50	3	18	2	22	15.24	3	18	2	18	12.72	3	18	2	16	11.66	3	18	2	14	10.71
			B-C	VB-C 1-4	45	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18	2	14	10.71	3	18	2	14	10.71
			C-D	VC-D 1-4	45	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18	2	14	10.71	3	18	2	14	10.71
			D-E	VD-E 1-4	45	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18	2	14	10.71	3	18	2	14	10.71
			E-F	VE-F 1-4	45	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18	2	14	10.71	3	18	2	14	10.71
			F-G	VF-G 1-4	45	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18	2	14	10.71	3	18	2	14	10.71
			G-H	VG-H 1-4	45	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	18	12.72	3	18	2	14	10.71	3	18	2	14	10.71
			H-I	VH-I 1-4	45	50	3	18	2	18	12.72	3	18	2	22	15.24	3	18	2	14	10.71	3	18	2	16	11.66
			2-3	A-B	VA-B 2-3	45	50	3	20	2	22	17.03	3	20	2	20	15.71	3	18	2	14	10.71	3	18	1	14
		B-C		VB-C 2-3	45	50	3	20	2	20	15.71	3	20	2	18	14.51	3	18	1	14	9.17	3	18	1	14	9.17
		C-D		VC-D 2-3	45	50	3	20	2	18	14.51	3	20	2	18	14.51	3	18	1	14	9.17	3	18	1	14	9.17
		D-E		VD-E 2-3	45	50	3	20	2	18	14.51	3	20	2	18	14.51	3	18	1	14	9.17	3	18	1	14	9.17
		E-F		VE-F 2-3	45	50	3	20	2	18	14.51	3	20	2	18	14.51	3	18	1	14	9.17	3	18	1	14	9.17
		F-G	VF-G 2-3	45	50	3	20	2	18	14.51	3	20	2	18	14.51	3	18	1	14	9.17	3	18	1	14	9.17	
G-H	VG-H 2-3	45	50	3	20	2	18	14.51	3	20	2	20	15.71	3	18	1	14	9.17	3	18	1	14	9.17			
H-I	VH-I 2-3	45	50	3	20	2	20	15.71	3	20	2	22	17.03	3	18	1	14	9.17	3	18	2	14	10.71			



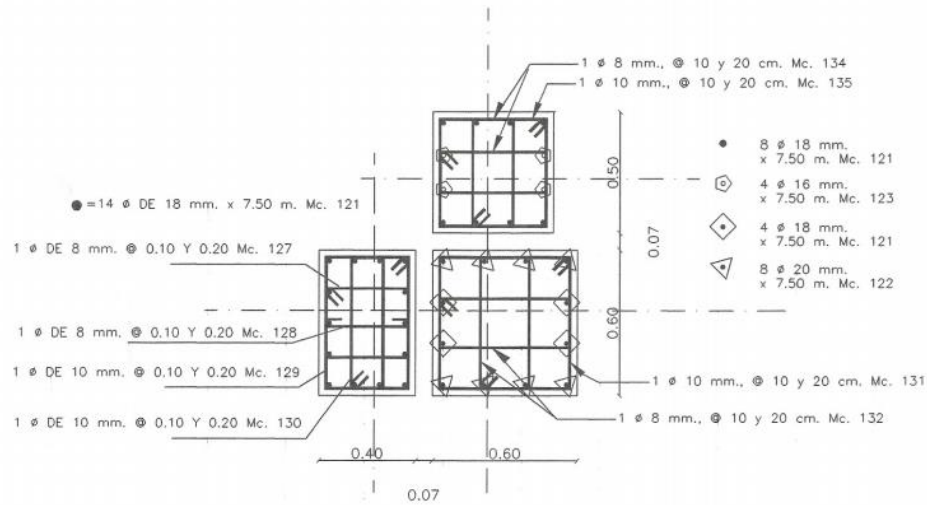
COLUMNA TIPO 1
 ESCALA 1 : 20
 No. 16 - PLINTO TIPO I



COLUMNA TIPO 2
 ESCALA 1 : 20
 No. 14 - PLINTO TIPO II



COLUMNA TIPO 3
 ESCALA 1 : 20
 No. 3 - PLINTO TIPO III



COLUMNA TIPO 4
 ESCALA 1 : 20
 No. 1 - PLINTO TIPO IV

Figura 10. Secciones Columnas, Edificación en análisis

2.1.2. Módulo de Elasticidad:

El módulo de elasticidad del hormigón se consideró como $12400 * \sqrt{f'c} \left(\frac{kg}{cm^2}\right)$, de acuerdo a los ensayos y resultados obtenidos en base a los materiales utilizados en nuestro país (Cabrera, 2014).

2.1.3. Resistencia esperada:

Para la determinación de la resistencia esperada de los materiales, se consideró los siguientes factores:

Tabla 13. Factores de sobre resistencia considerados, (M.J.N PRIESTLEY, 2007)

Descripción	Factor utilizado	Resultado (kg/ cm ²)
$f'c$		210.00
f_y		4200.00
$f'ce$	$1.3 * f'c$	273.00
f_u	$1.5 * f_y$	6300.00
f_{ye}	$1.1 * f_y$	4620.00
f_{ue}	$1.1 * f_{ye}$	5082.00

2.2. Acciones

La estimación de la carga muerta de la estructura en análisis, se realizó en base a los pesos de los materiales de construcción establecidos en la NEC-SE-CG de acuerdo al siguiente detalle:

Tabla 14. Carga muerta de entrepiso considerada

Resumen	
<i>Peso propio losa</i>	388.80 kg/m ²
<i>Peso mampostería</i>	238.63 kg/m ²
<i>Acabados</i>	44.00 kg/m ²
<i>Enlucidos (inferior losa)</i>	22.00 kg/m ²
<i>Peso / m²</i>	693.43 kg/m ²
CM /m² asumido	700.00 kg/m²

Para la carga viva se consideró lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, definiendo un valor de 200kg/m² para la losa de entrepiso, para estructuras cuya ocupación es el de aulas y 100kg/m² para la losa de cubierta.

Tabla 15.- Sobrecargas mínimas NEC, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014)

Ocupación o Uso	Carga Uniforme (kN/m²)
<i>Unidades Educativas</i>	
Aulas	2.00
Corredores segundo piso y superior	4.00
Corredores primer piso	4.00
<i>Cubiertas</i>	
Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.70

A continuación, se presentan las cargas consideradas en los diferentes niveles de la estructura, tanto para el caso de carga muerta y carga viva:

Tabla 16. Cargas consideradas losas de entrepiso y cubierta

Nivel	Carga	Valor (kg/m²)
+3.40	Viva	200.00
	Muerta	700.00
+6.80	Viva	200.00
	Muerta	700.00
+10.20	Viva	200.00
	Muerta	700.00
+13.10: <i>Cubierta</i>	Viva	100.00
	Muerta	700.00

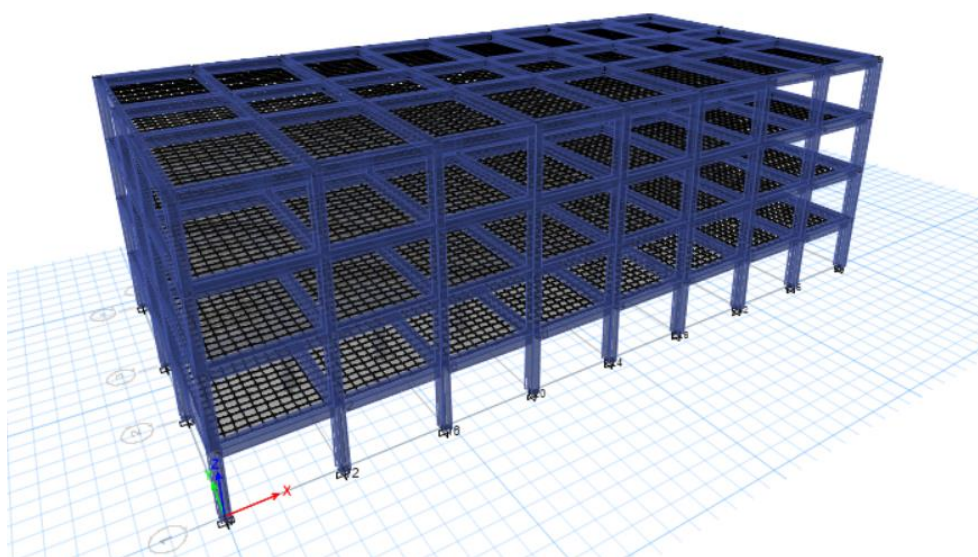


Figura 11. Isometría estructura en análisis

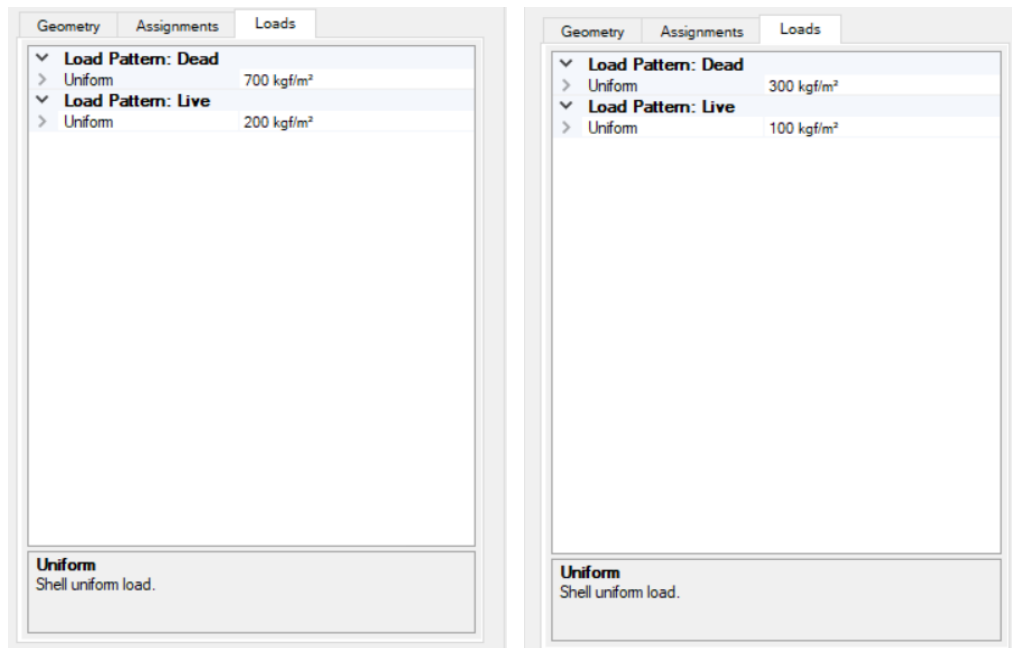


Figura 12. Cargas consideradas para el modelo de análisis inicial

2.3. Espectro de aceleración:

El espectro de diseño, fue determinado en base a lo establecido por la NEC-SE-DS 2015; considerando los siguientes parámetros:

Tabla 17. Parámetros espectro de diseño NEC-SE-DS

Valores para el Cálculo del Espectro	
n	2.48
z	0.40
Fa	1.20
Fd	1.19
Fs	1.28
r	1.00
I	1.30
To	0.13
Tc	0.70
TL	2.86

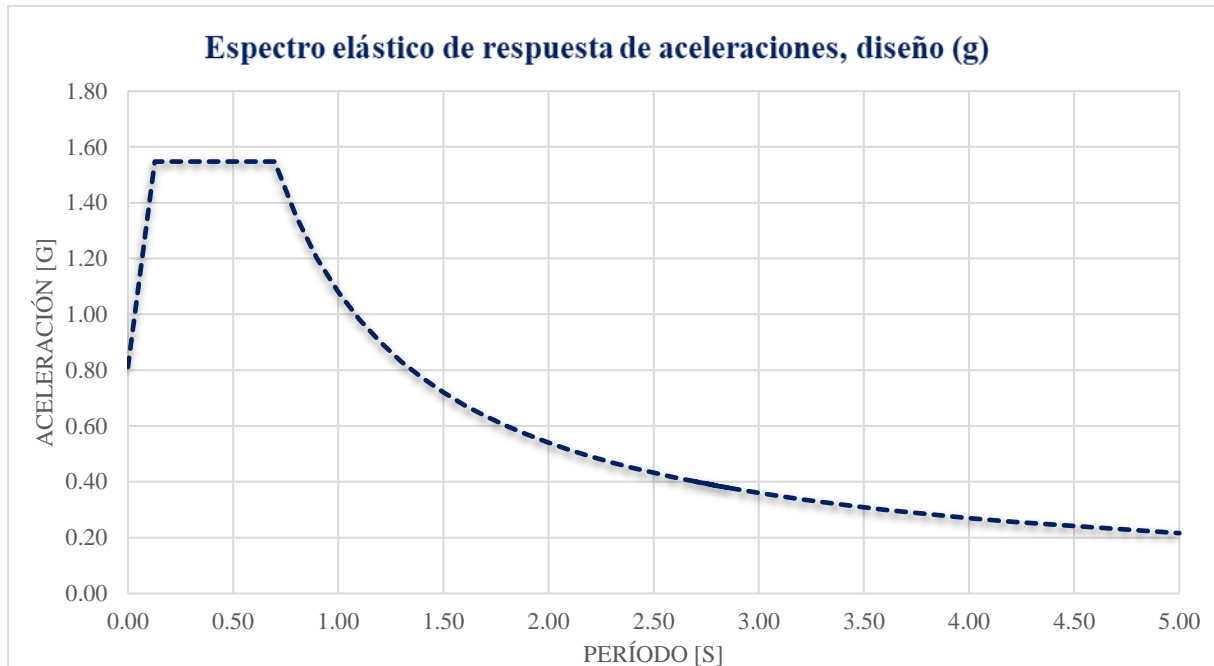


Figura 13. Espectro de diseño NEC-SE-DS 2015

Para la determinación del MCE, sismo máximo considerado, se asumió un factor de **1,5** del espectro de diseño de acuerdo a lo establecido por el ASCE7-16. Para el modelado y análisis de la estructura en el programa de elementos finitos se consideró un factor de reducción de

resistencia **R** de 8, considerando que cuenta con un sistema estructural de pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas.

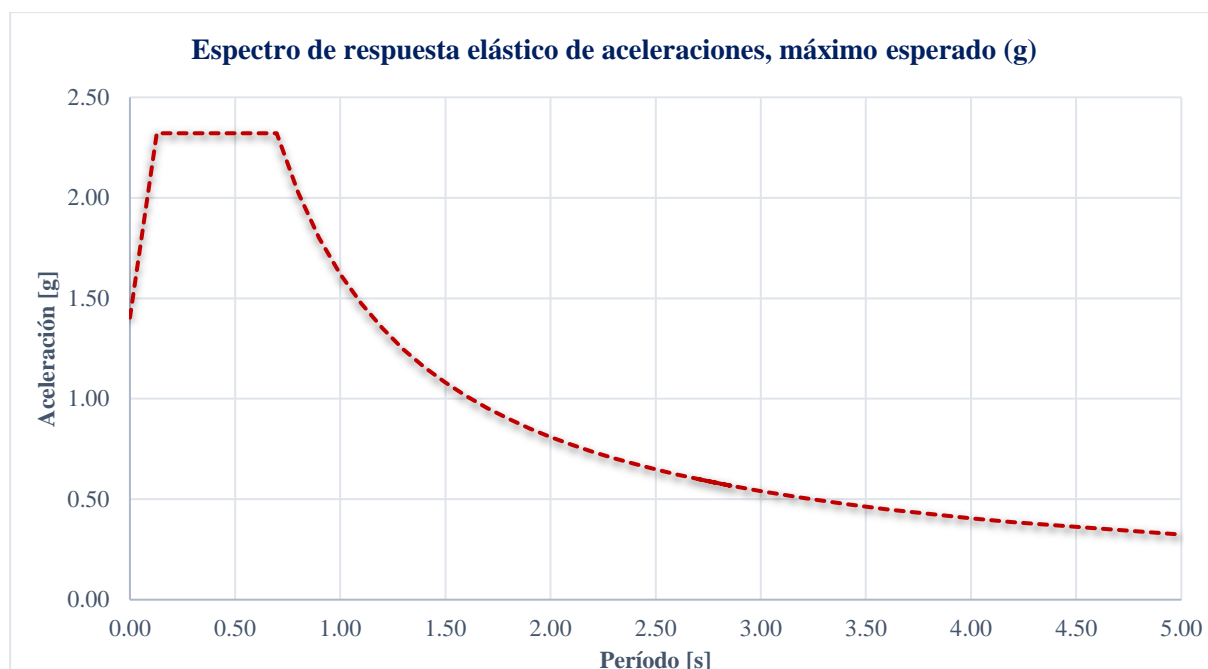


Figura 14. Espectro máximo esperado

2.4. Agrietamiento de elementos

Los factores de agrietamiento considerados para la determinación de las derivas y desplazamientos máximos de la estructura en análisis, son los establecidos en la NEC-SE-DS:

Tabla 18. Factores de agrietamiento, NEC-SE-DS

Elemento estructural	Factor agrietamiento
Vigas (<i>considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable</i>)	$0.5 * I_g$
Columnas	$0.8 * I_g$
Muros Estructurales	$0.6 * I_g$

2.5. Desempeño del sistema estructural actual

2.5.1. Modos y períodos de vibración:

Debido a la regularidad en planta y elevación que tiene la estructura, sus primeros modos de vibración son netamente traslacionales, como se puede observar a continuación:

Tabla 19. Modos y períodos de vibración

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1.00	0.84	0.87	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00	0.00	0.14	0.00	0.00	0.14	0.00
Modal	2.00	0.79	0.00	0.83	0.00	0.87	0.83	0.00	0.18	0.00	0.00	0.18	0.14	0.00
Modal	3.00	0.72	0.00	0.00	0.00	0.87	0.83	0.00	0.00	0.00	0.84	0.18	0.14	0.84
Modal	4.00	0.28	0.10	0.00	0.00	0.97	0.83	0.00	0.00	0.77	0.00	0.18	0.91	0.84
Modal	5.00	0.25	0.00	0.11	0.00	0.97	0.94	0.00	0.67	0.00	0.00	0.86	0.91	0.84
Modal	6.00	0.23	0.00	0.00	0.00	0.97	0.94	0.00	0.00	0.00	0.11	0.86	0.91	0.95
Modal	7.00	0.18	0.03	0.00	0.00	0.99	0.94	0.00	0.00	0.05	0.00	0.86	0.96	0.95
Modal	8.00	0.15	0.00	0.00	0.00	0.99	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.86	0.96	0.95
Modal	9.00	0.14	0.01	0.00	0.00	1.00	0.95	0.00	0.00	0.04	0.00	0.86	1.00	0.95
Modal	10.00	0.14	0.00	0.04	0.00	1.00	0.99	0.00	0.08	0.00	0.00	0.94	1.00	0.95
Modal	11.00	0.14	0.00	0.00	0.00	1.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00	0.94	1.00	0.95
Modal	12.00	0.13	0.00	0.00	0.00	1.00	0.99	0.00	0.00	0.00	0.04	0.94	1.00	0.99

Para el primer de modo de vibración en sentido x, la estructura tiene un período de vibración de 0,85 segundos.

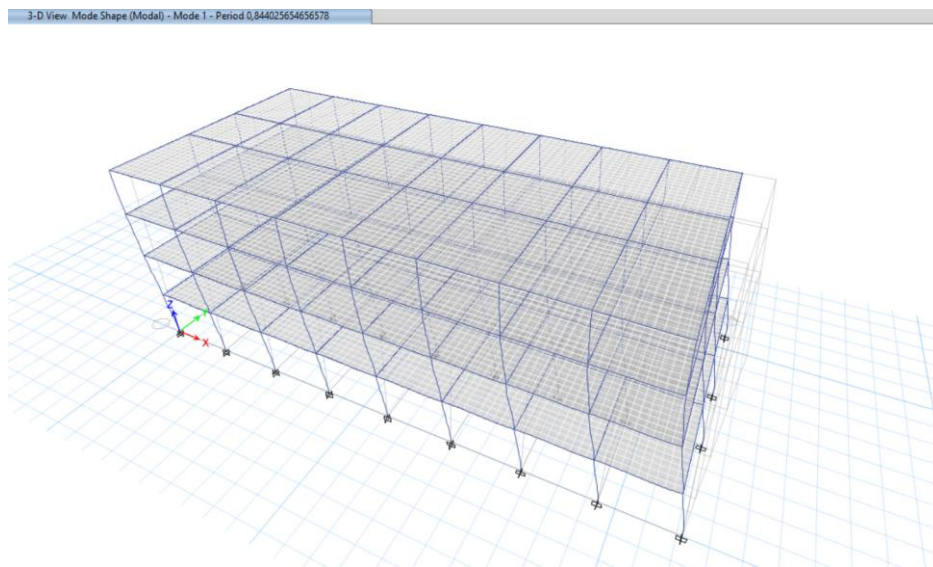


Figura 15. Modo de vibración 1, 0,85 seg

Para el segundo modo de vibración en sentido y, la estructura tiene un período de vibración de 0,79 segundos.

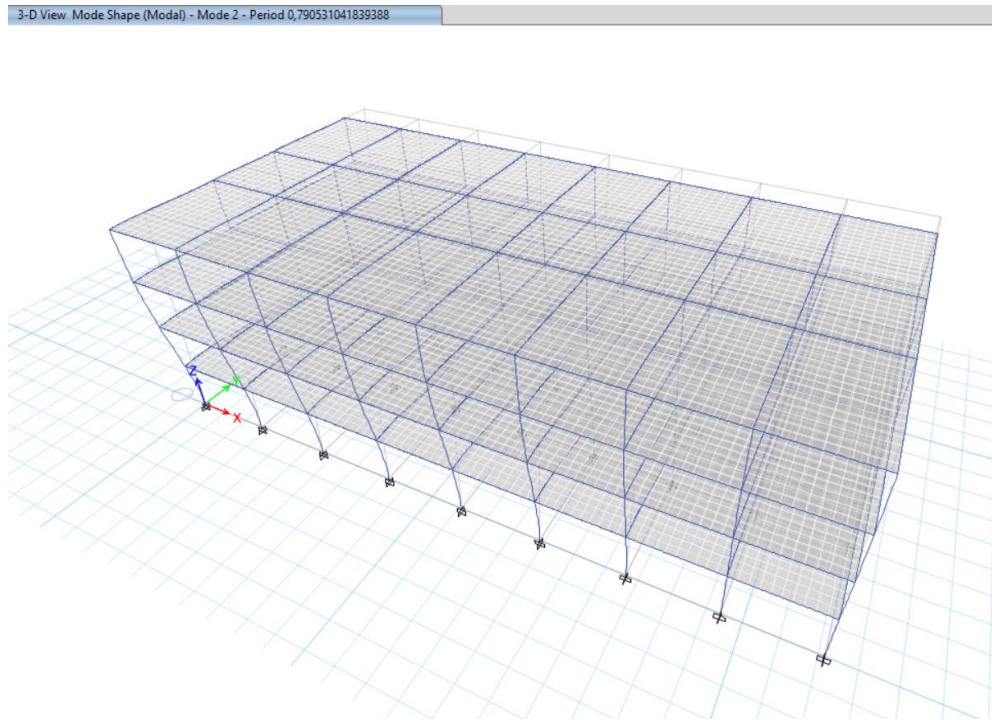


Figura 16. Modo de vibración 2, 0,79 seg

2.5.2. Casos de carga no lineal:

La carga gravitacional no lineal de la edificación fue determinada de acuerdo a lo establecido en el ASCE 41-17 capítulo 7, sección 7.4.3 numeral 7.4.3.2 , el cual la define con el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

ET Load Case Data ✕

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Mass Source:

Analysis Model:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0,25

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application: Modify/Show...

Results Saved: Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Modify/Show...

OK Cancel

Figura 17. Carga gravitacional no lineal

Para el estado de carga no lineal en sentido X y, se consideraron los siguientes parámetros:

Load Case Data

General

Load Case Name: Sx NL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: C_NL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 18. Parámetros considerados Sismo en X no lineal

Load Case Data

General

Load Case Name: Sy NL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: C_NL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 19. Parámetros considerados Sismo en Y no lineal

Es importante mencionar que para la asignación de los parámetros de las cargas no lineales horizontales es necesario conocer los modos de vibración de la estructura, a fin de poder asignar correctamente el modo de vibración correspondiente al estado de carga.

2.5.3. Rótulas plásticas en vigas:

Las rótulas plásticas en vigas fueron generadas automáticamente en el programa de elementos finitos ETABS, asumiendo la norma ASCE 41-13 para su definición. Se consideraron que las

rótulas plásticas se producen a una distancia relativa con relación al nodo del 5% de la longitud del elemento.

Auto Hinge Type
 From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
 Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom
 M2
 M3

V Value From
 Case/Combo Sx NL
 User Value V2 [] kgf

Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
 From Current Design
 User Value (for positive bending) []

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Figura 20. Definición de rótulas plásticas en vigas

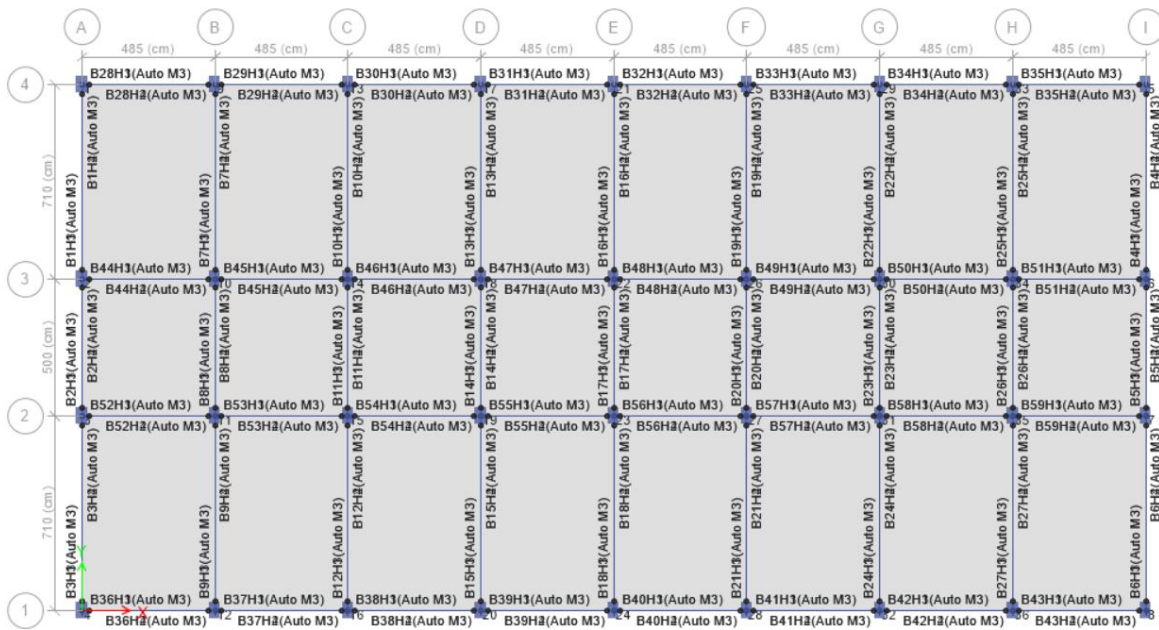


Figura 21. Definición de rótulas plásticas en vigas, N+3,40

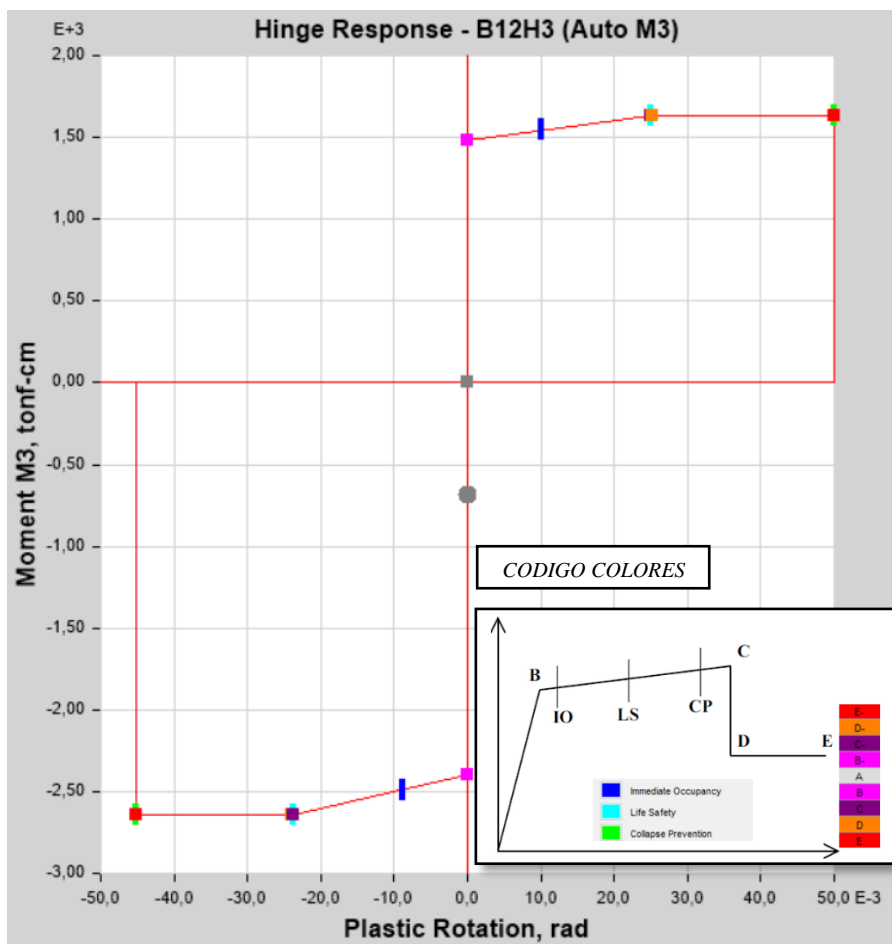


Figura 22. Autogeneración de rótulas B12H3

2.5.4. Rótulas plásticas en columnas:

Las rótulas plásticas de las columnas fueron definidas asumiendo la norma ASCE 41-13, bajo el modelo P-M2-M, el cual define una superficie de interacción en que los momentos en las dos direcciones y la carga axial están acoplados.

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table: Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom:

- M2
- M3
- M2-M3
- P-M2
- P-M3
- P-M2-M3
- Parametric P-M2-M3

P and V Values From:

- Case/Combo: Sx NL
- User Value

V2: [] kgf V3: [] kgf

Concrete Column Failure Condition:

- Condition i - Flexure
- Condition ii - Flexure/Shear
- Condition iii - Shear
- Condition iv - Development

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$:

- From Current Design
- User Value: []

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:

- Drops Load After Point E
- Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Figura 23. Definición de rótulas plásticas en columnas

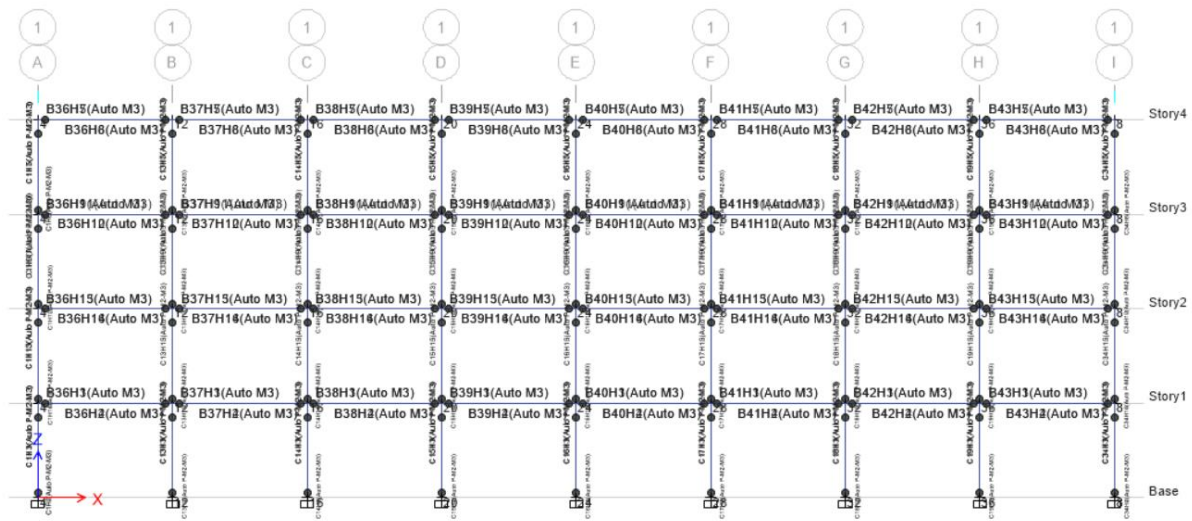


Figura 24. Definición de rótulas plásticas en columnas, elevación 1

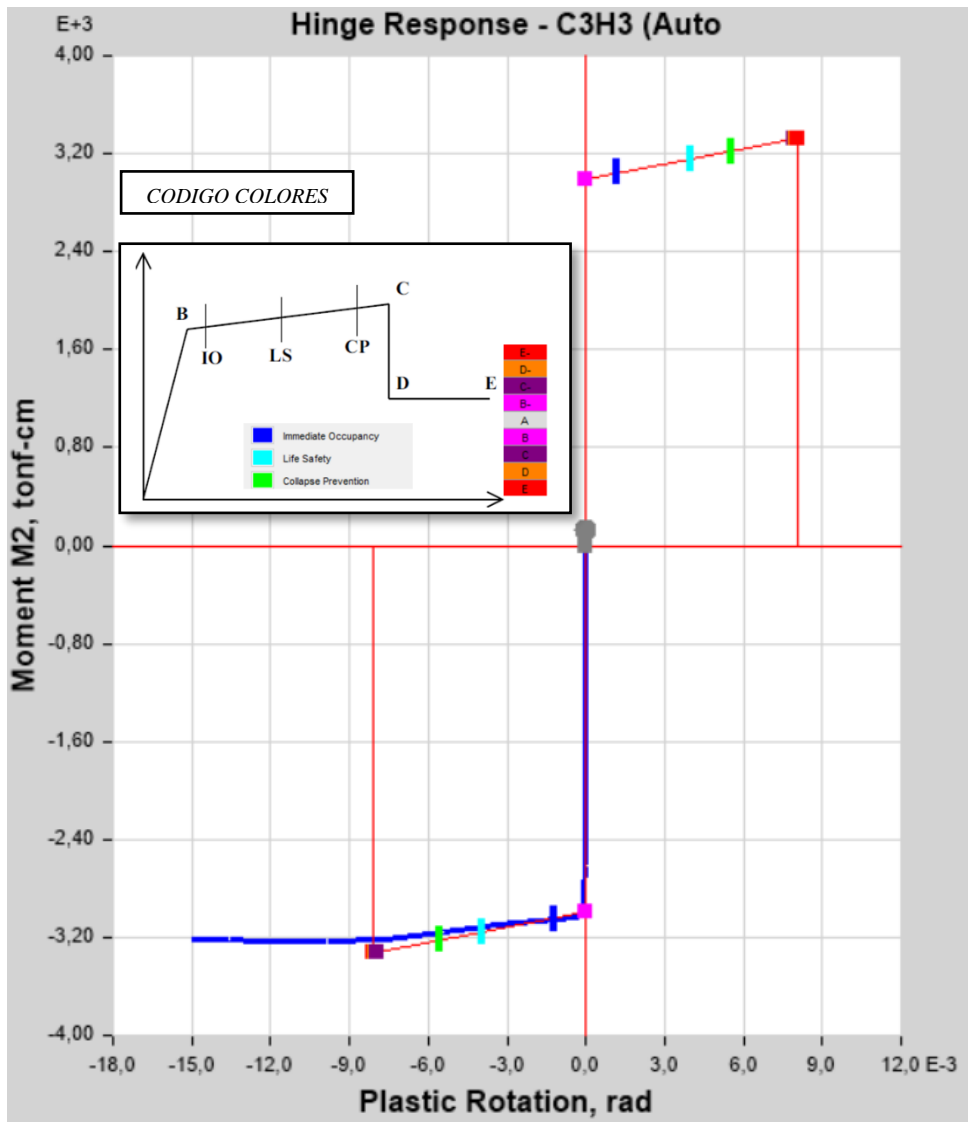


Figura 25. Figura 28. Autogeneración de rótulas C3H3

2.5.5. Curvas de capacidad – Sentido X:

Una vez asignados los diferentes estados de carga y rótulas en los diferentes elementos estructurales, se pueden determinar las curvas de capacidad en cada sentido, las cuales arrojaron los siguientes resultados:

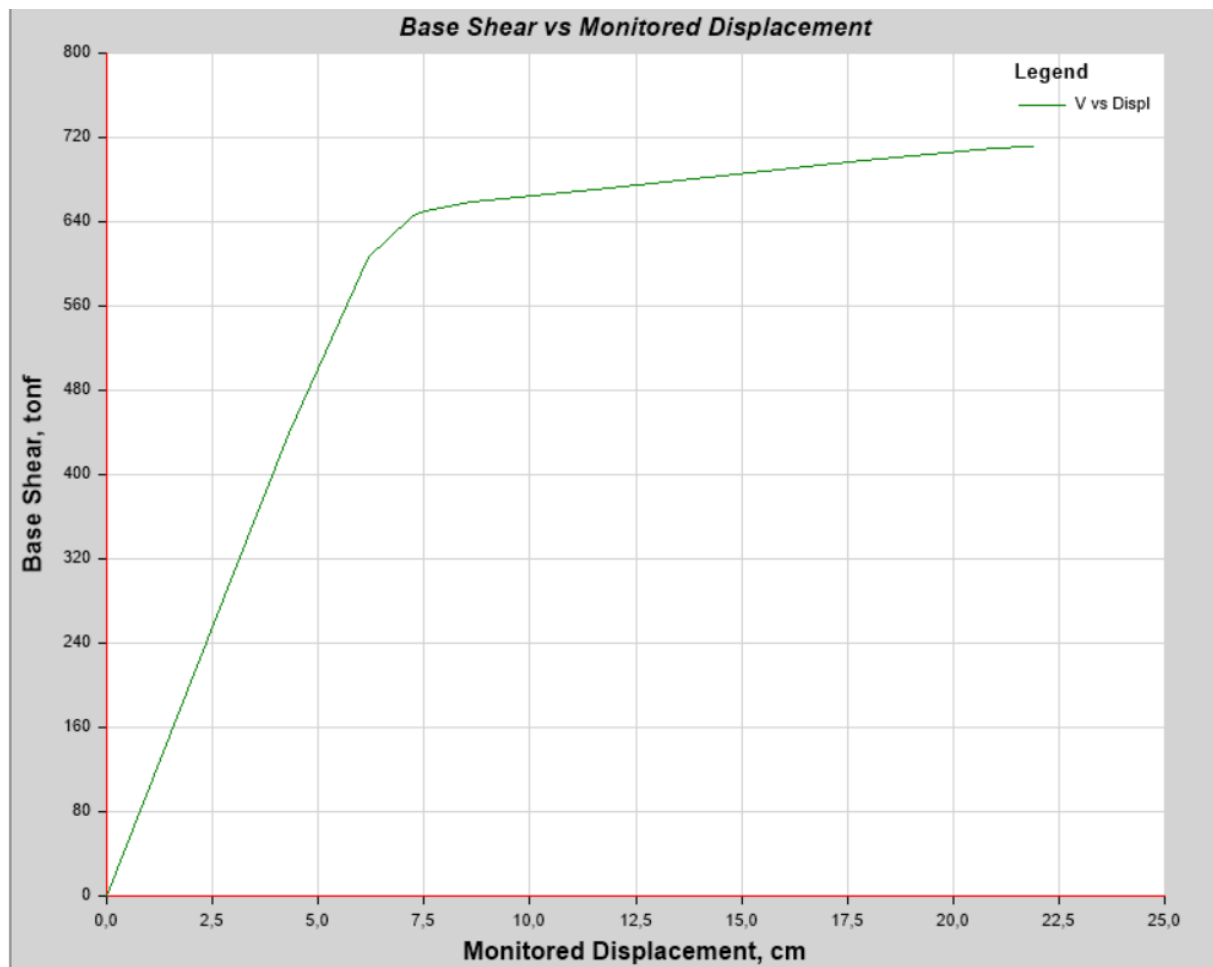


Figura 26. Curva de capacidad - Sentido X

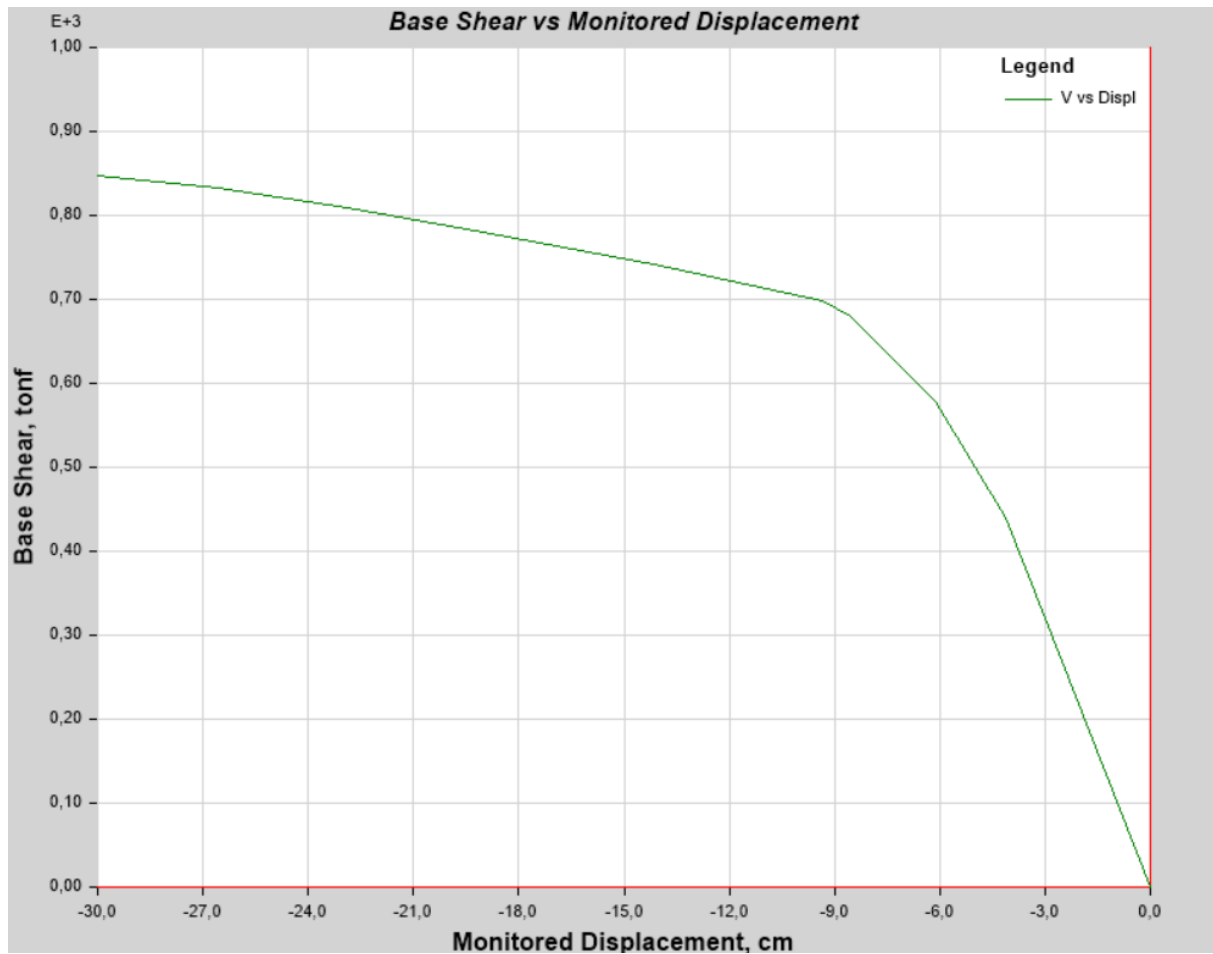


Figura 27. Curva de capacidad - Sentido Y

2.5.6. Resultados situación inicial:

Para la determinación de los puntos de desempeño de la estructura en análisis se utilizará el método de los coeficientes definido por el ASCE 41-17, el cual consta de manera detallada en el Capítulo 1 del presente trabajo.

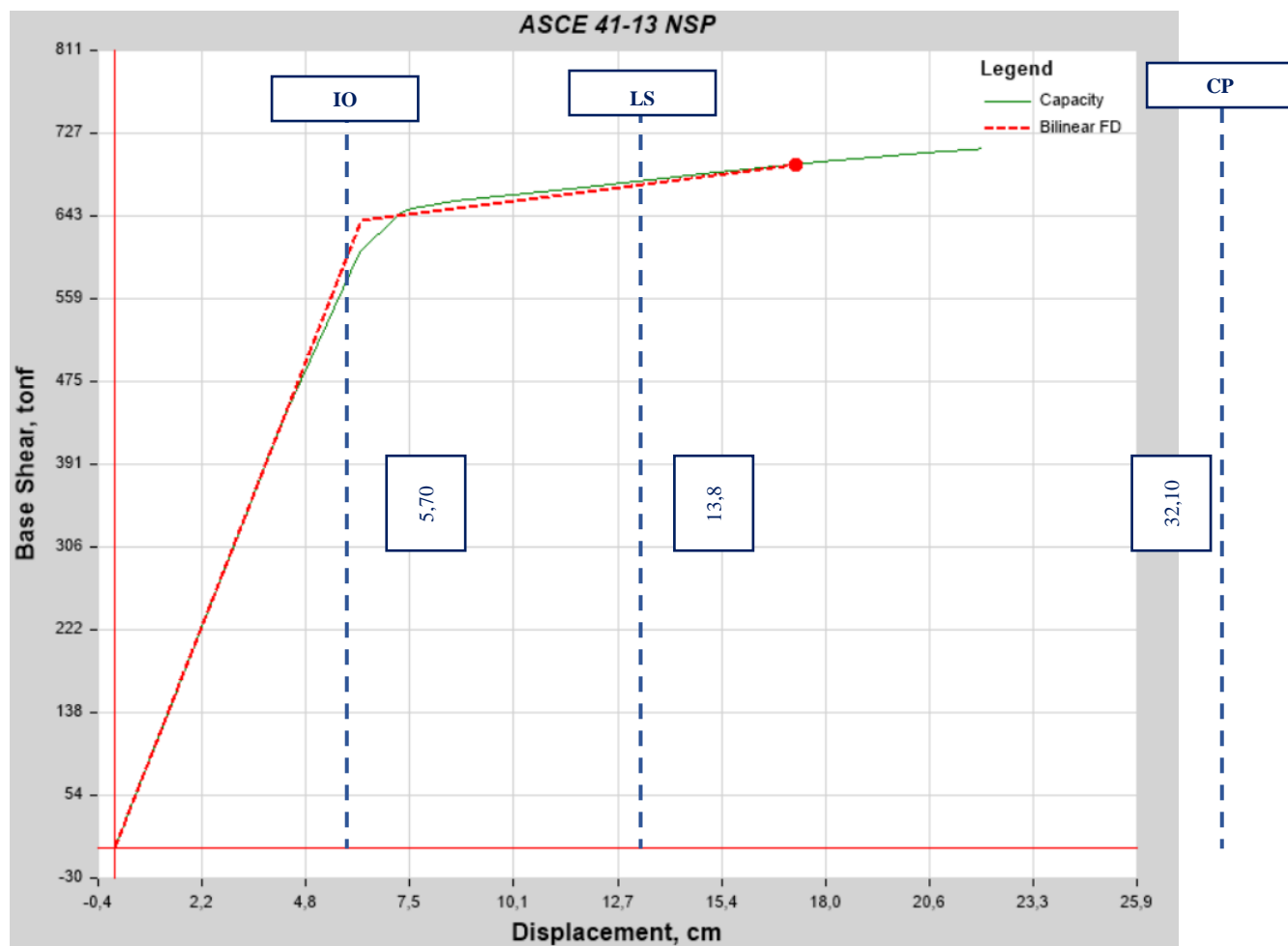


Figura 28. Curva de desempeño sentido x, DBE y MCE

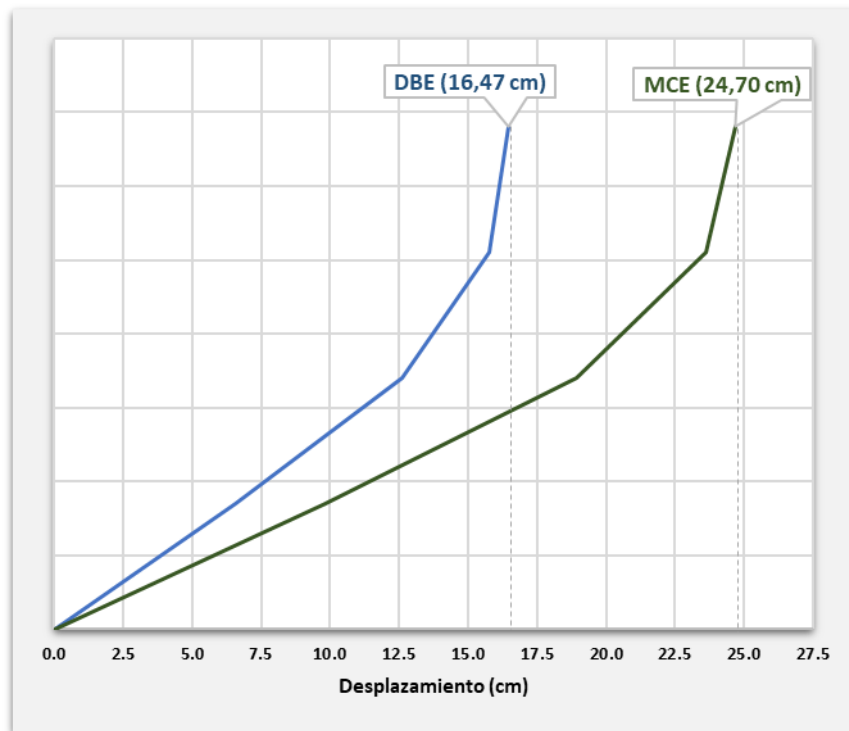


Figura 29. Desplazamiento x , DBE y MCE

Sismo	Desplazamiento (cm)	Deriva máxima
<i>DBE</i>	16,47	1,9 %
<i>MCE</i>	24,7	2,9 %

Tabla 20. Resultados obtenidos sentido x

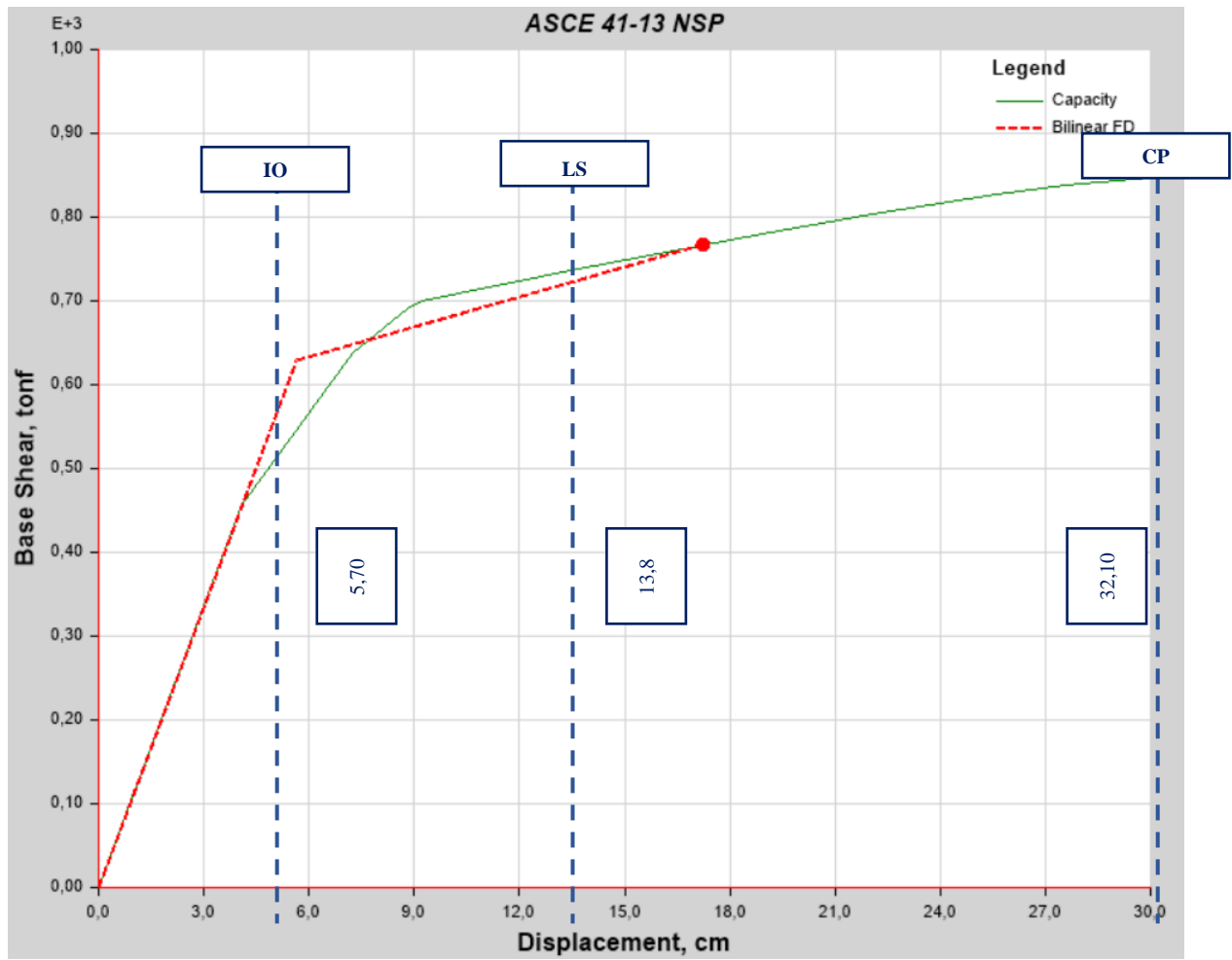


Figura 30. Curva de desempeño sentido y, DBE y MCE

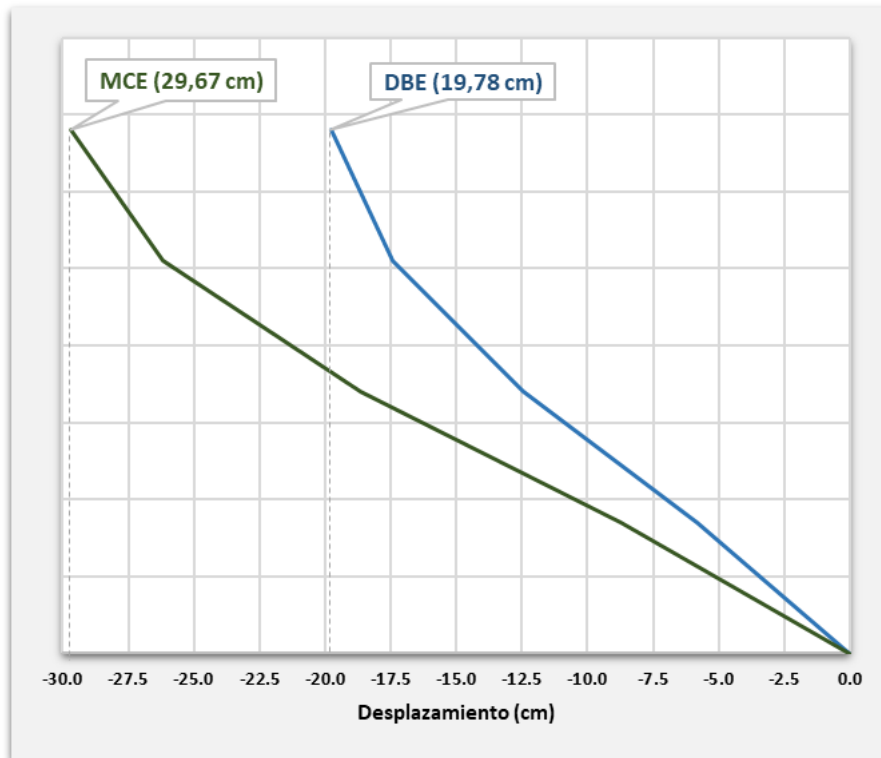


Figura 31. Desplazamiento sentido y, DBE y MCE

Sismo	Desplazamiento (cm)	Deriva máxima
<i>DBE</i>	19,78	2,2%
<i>MCE</i>	29,67	3,4%

Tabla 21. Resultados obtenidos sentido y

Los puntos de desempeño determinados en la curva bilineal de la estructura definieron los siguientes intervalos:

1. Ocupación Inmediata (IO): De 0 cm a 5,70 cm
2. Seguridad de Vida (LS): De 5,70 cm a 13,80 cm
3. Prevención de colapso (CP): De 13,80 cm a 32,10 cm

El desplazamiento de cubierta, en el sentido X y Y para el DBE, es de 16,47 y 19,78 cm con una deriva máxima del 1,9 y 2,2 % respectivamente, lo cual ubica a la estructura dentro del nivel de desempeño de Prevención de Colapso.

El desplazamiento de cubierta, en el sentido X y Y para el MCE, es 24,7 y 29,67cm, con una deriva máxima del 2,2 y 3,4% respectivamente, lo cual ubica a la estructura dentro del nivel de desempeño de Prevención de Colapso, sin embargo, es evidente que dicho desplazamiento afectaría de manera considerable a los elementos no estructurales de la estructura.

CAPÍTULO 3: PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DE SUPERESTRUCTURA

3.1. Propuesta del sistema de refuerzo

A continuación, se describe de manera general una alternativa de refuerzo que podría emplearse en la estructura en análisis a fin de poder reforzarla y alcanzar el nivel de desempeño de ocupación inmediata para el sismo de diseño.

Para el prediseño global del sistema y el consiguiente dimensionado de los elementos de refuerzo se recomienda que se limite la deriva de entrepiso a un valor de 0.01, el cual ha sido estudiado y confirmado en varios países como un valor adecuado para garantizar el nivel de desempeño de ocupación inmediata ante el sismo de diseño. El reforzamiento propuesto deberá tener como objetivo principal la reducción sustancial en el desplazamiento lateral de los

pórticos, y que estos trabajen únicamente para cargas gravitacionales, siendo el sistema de refuerzo el responsable de la disipación sísmica.

3.1.1. Contravientos restringidos contra pandeo:

Los contravientos restringidos a pandeo pueden ser una perfecta alternativa, como elementos estructurales fusibles, que sean los responsables de soportar las cargas sísmicas en la estructura a ser reforzada.

La gran diferencia de este tipo de elementos versus las diagonales convencionales es que, de manera adicional a su excelente comportamiento a tensión, de igual manera trabajan cuando están sometidas a fuerzas de compresión sin que se produzcan problemas de pandeo.

Se han desarrollado múltiples ensayos de este tipo de dispositivos, por parte de los diferentes fabricantes del mercado, logrando comportamientos altamente estables.

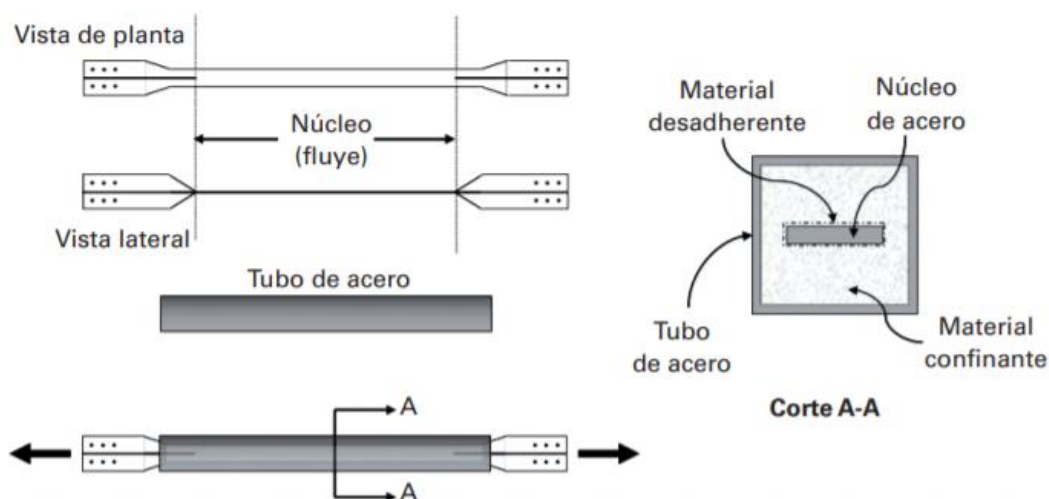
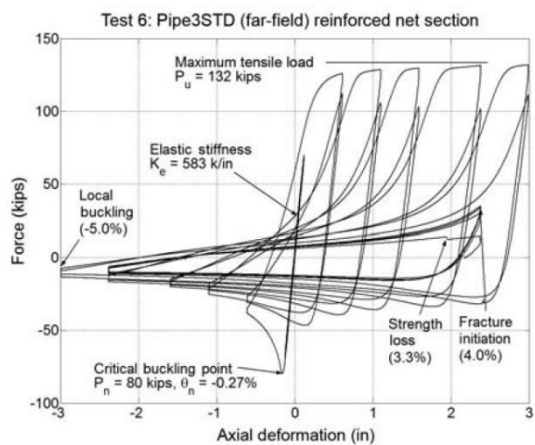
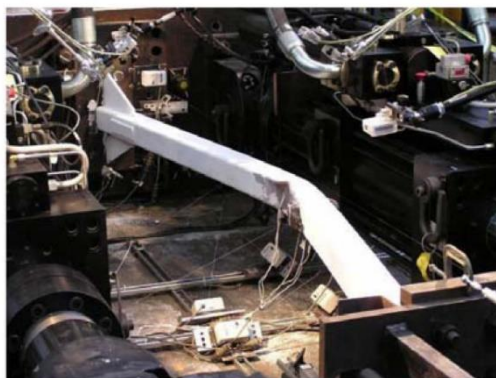


Figura 32. Configuración esquemática de un contraviento restringido contra pandeo

A continuación, se representa gráficamente la comparación de las curvas histeréticas de las diagonales convencionales vs. los contravientos restringidos contra pandeo:



(a) Measured axial force-deformation



(b) Experimental set-up

Figura 33. Curva histórica diagonal convencional

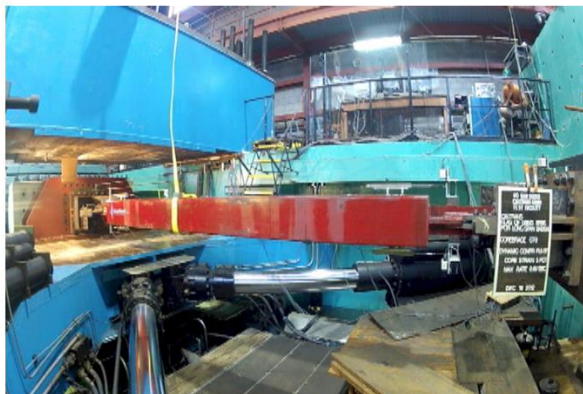
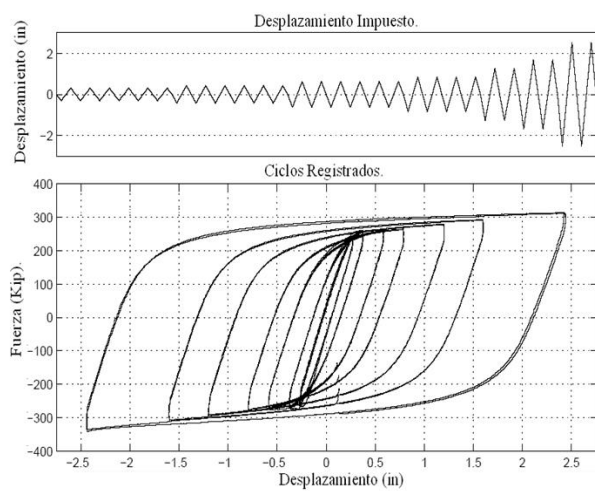


Figura 34. Curva histórica contraviento restringido a pandeo

De manera general, el procedimiento que debe realizarse para el prediseño de los contravientos restringidos a pandeo es:

1. Se calcula, a partir de la distorsión de fluencia de los contravientos y la deriva objetivo del 0.01, el desplazamiento objetivo para un sistema de un grado de libertad.
Para este cálculo se deben hacer uso de tablas de los fabricantes para determinar los parámetros generales del refuerzo.
2. Se realiza el espectro de desplazamientos con la ductilidad requerida por los contravientos restringidos a pandeo, en el cual se obtiene el período objetivo para el desplazamiento determinado anteriormente.
3. Con los parámetros obtenidos anteriormente se realiza el prediseño de los contravientos, considerando la rigidez efectiva de los mismos (dato proporcionado por cada fabricante), y las características geométricas de la disposición de estos elementos fusibles en la estructura a ser reforzada.
4. Se continúa con el modelado de los elementos, considerando los parámetros del fabricante y la asignación de las rótulas plásticas de los elementos con su correspondiente punto de aplicación, 50% de la longitud.







	SECT. A	SECT. B	MATERIAL SPECIFICATIONS
SQUARE CASING			CORE PL: A36 CONTROLLED YIELD STIFFENER PL: A36 ($F_y = 249$ MPa) LUG PL: A572 GR-50 ($F_y = 345$ MPa) CASING: A500 GR-B ($F_y = 318$ MPa) GUSSET/REPAD PL: A572 GR-50 ($F_y = 345$ MPa) BOLTS: A490/F2280 SC ($F_u = 1035$ MPa)
ROUND CASING			CORE PL: A36 CONTROLLED YIELD STIFFENER PL: A36 ($F_y = 249$ MPa) LUG PL: A572 GR-50 ($F_y = 345$ MPa) CASING: A500 GR-B ($F_y = 290$ MPa) ROUND HSS: A53 GR-B ($F_y = 242$ MPa) PIPE: A572 GR-50 ($F_y = 345$ MPa) GUSSET/REPAD PL: A572 GR-50 ($F_y = 345$ MPa) BOLTS: A490/F2280 SC ($F_u = 1035$ MPa)
			
			

Figura 35. Ejemplo de especificaciones diagonales restringidas a pandeo, empresa COREBRACE

3.2. Análisis del sistema de reforzamiento propuesto

Del predimensionamiento realizado, se obtuvo un área de contravientos restringidos al pandeo en sentido X y Y de 24cm^2 , los cuales han sido colocados en V invertida de la siguiente manera:

Sentido X:

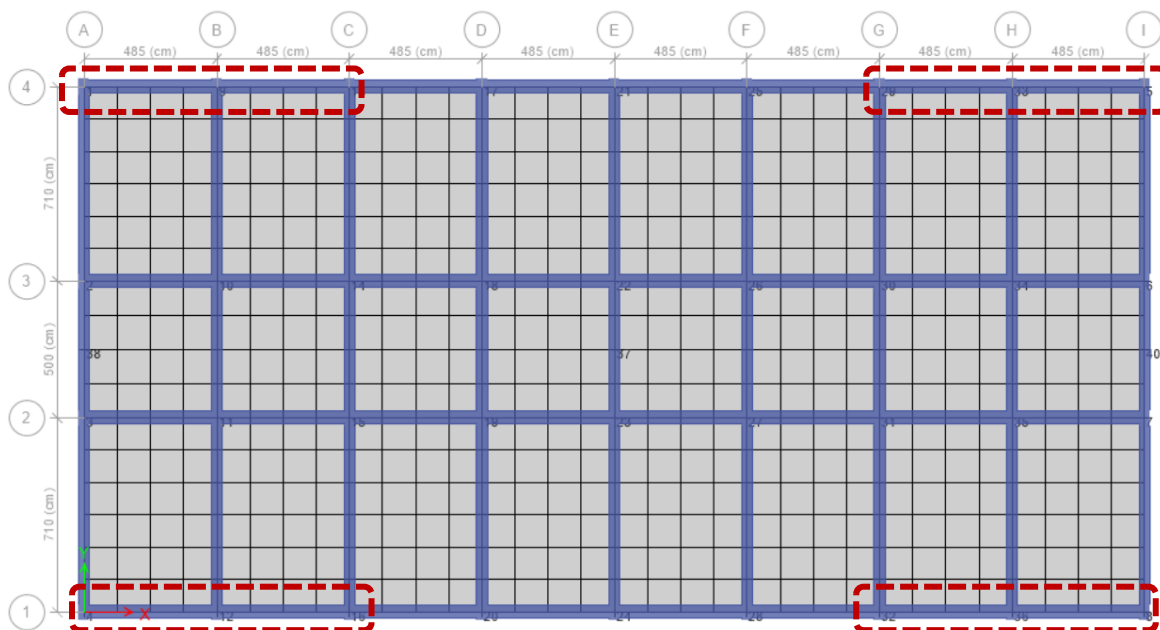


Figura 37. Ubicación en planta de contravientos COREBRACE sentido x

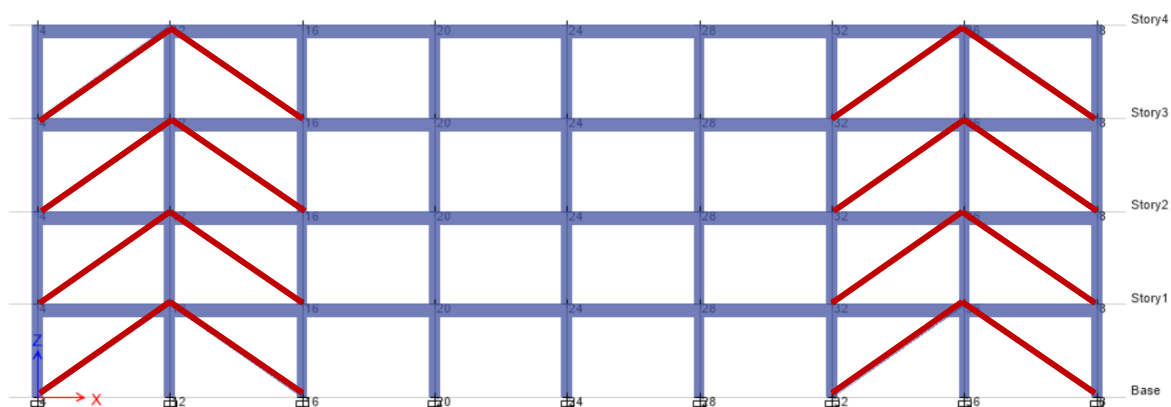


Figura 38. Ubicación en elevación de contravientos COREBRACE sentido x

Sentido Y:

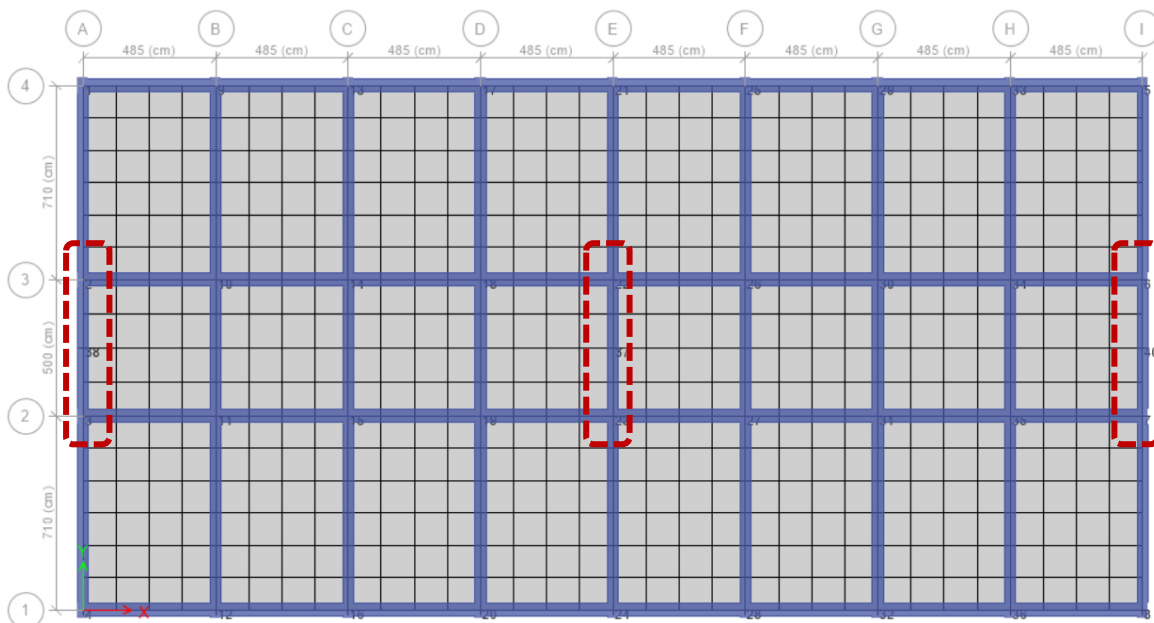


Figura 39. Ubicación en planta de contravientos COREBRACE sentido y

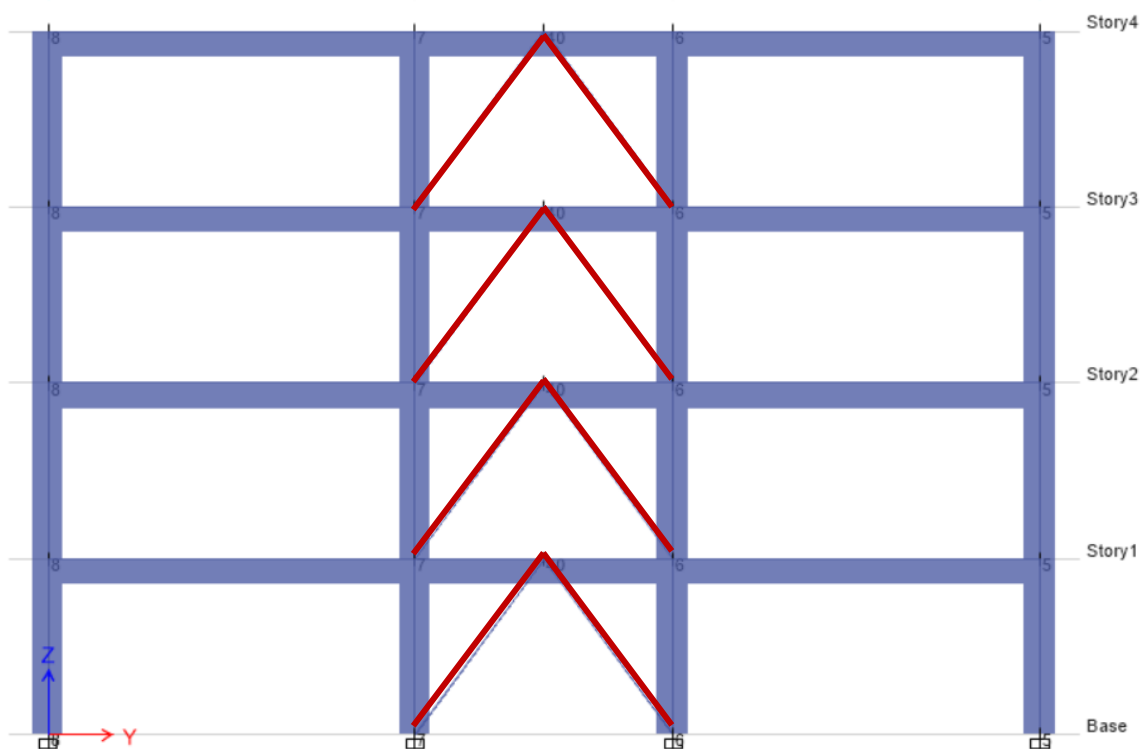


Figura 40. Ubicación en elevación de contravientos COREBRACE sentido y

Los resultados obtenidos del reforzamiento propuesto, para el DBE, se detallan a continuación:

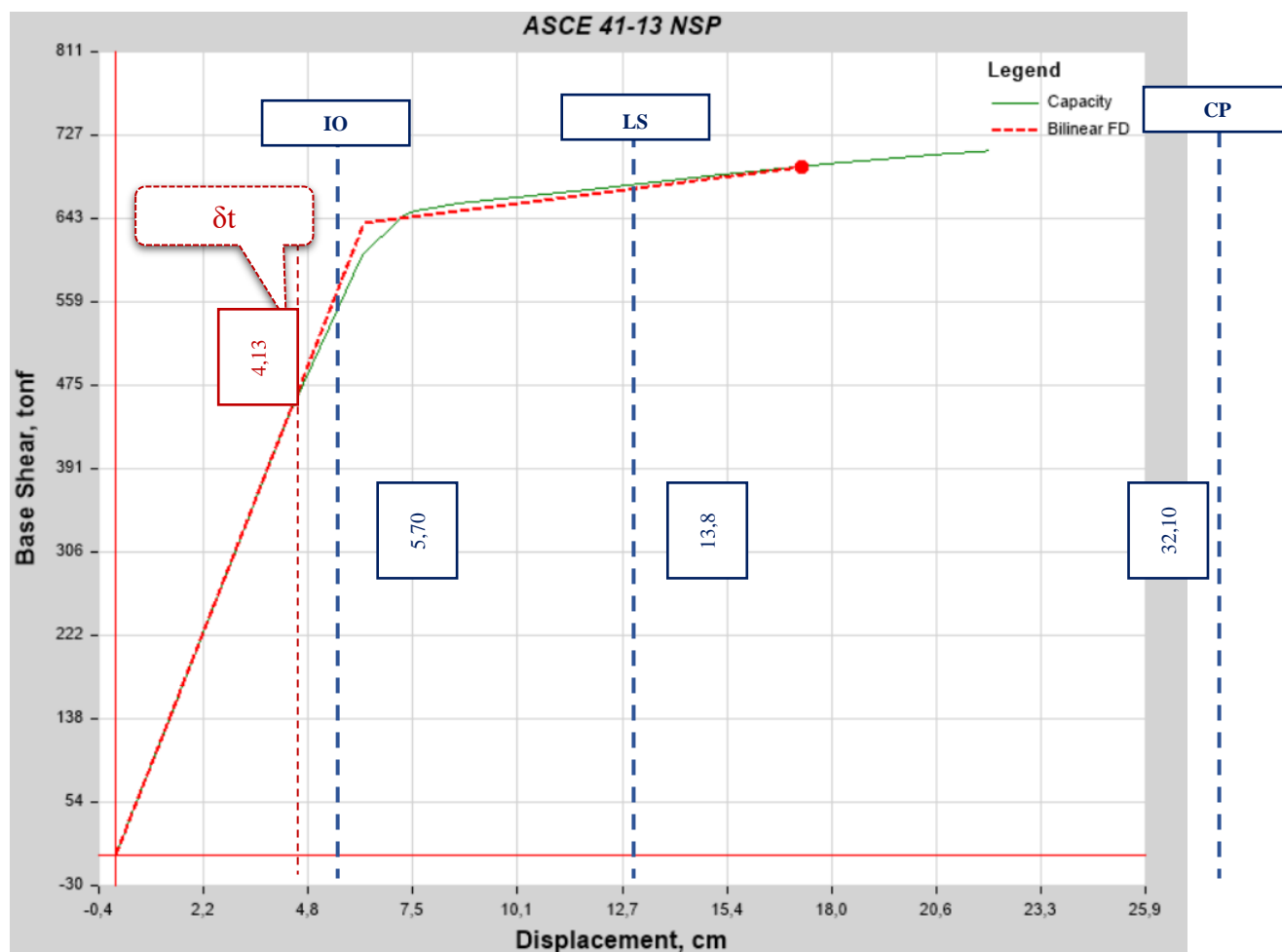


Figura 41. Curva de desempeño sentido x, Sismo de diseño DBE estructura reforzada

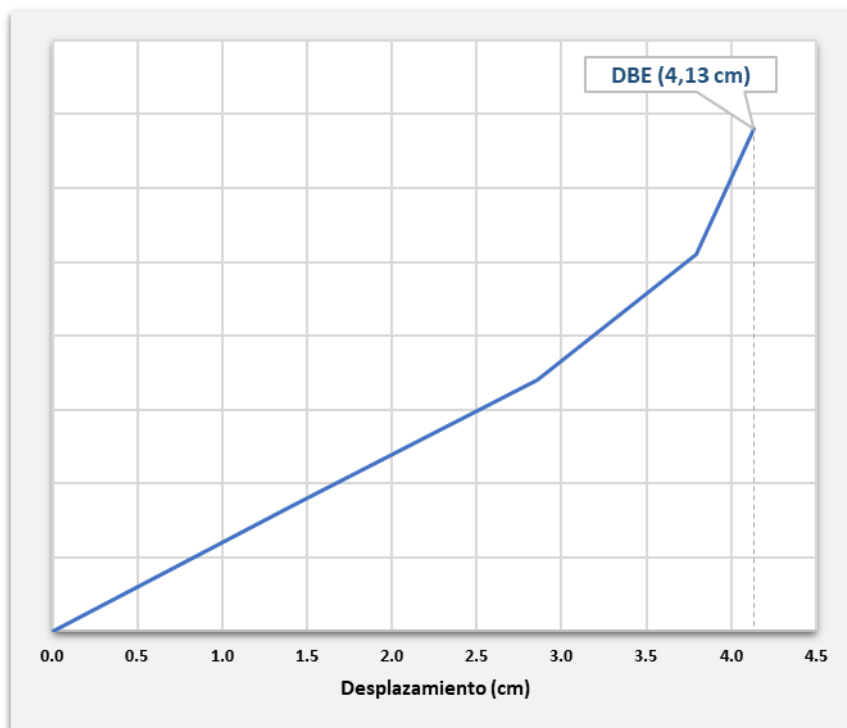


Figura 42. Desplazamiento x , sismo de diseño DBE estructura reforzada

Desplazamiento (cm)	Deriva máxima
4,13	1,3 %

Tabla 22. Resultados obtenidos sentido x estructura reforzada

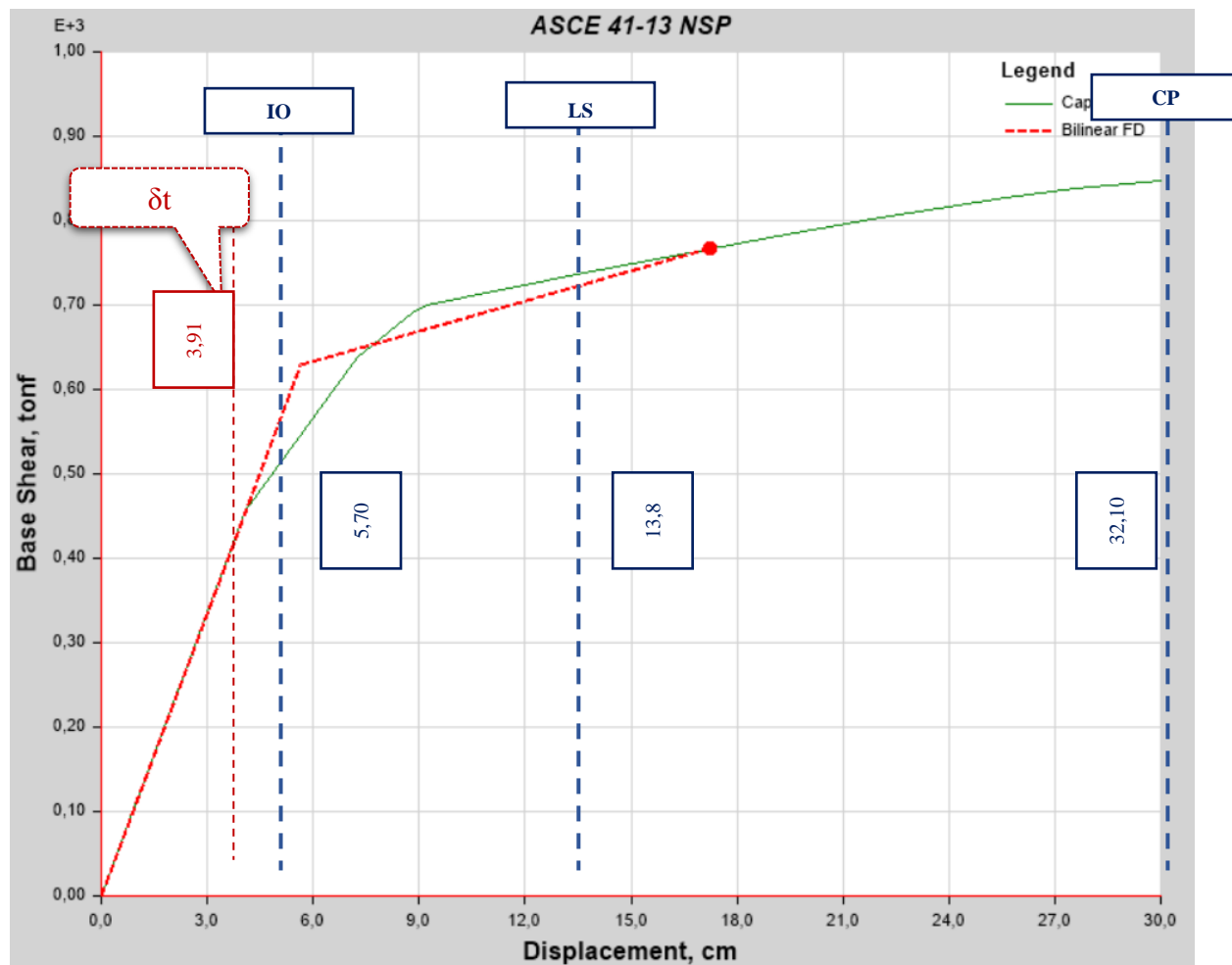


Figura 43. Curva de desempeño sentido y, Sismo de diseño estructura reforzada

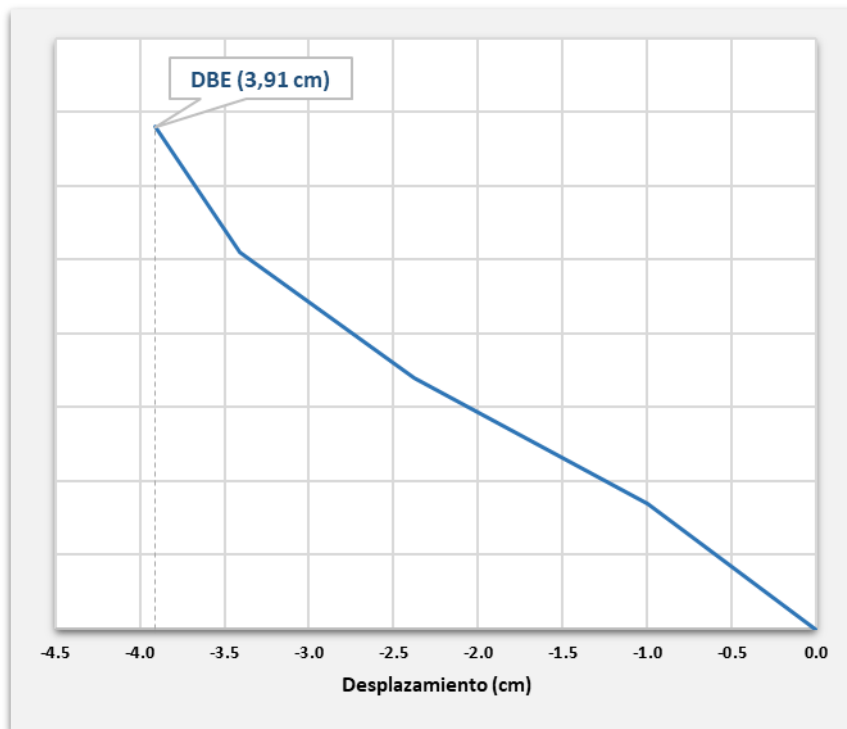


Figura 44. Desplazamiento y, sismo de diseño DBE estructura reforzada

Desplazamiento (cm)	Deriva máxima
3,91	1,2 %

Tabla 23. Resultados obtenidos sentido y, estructura reforzada

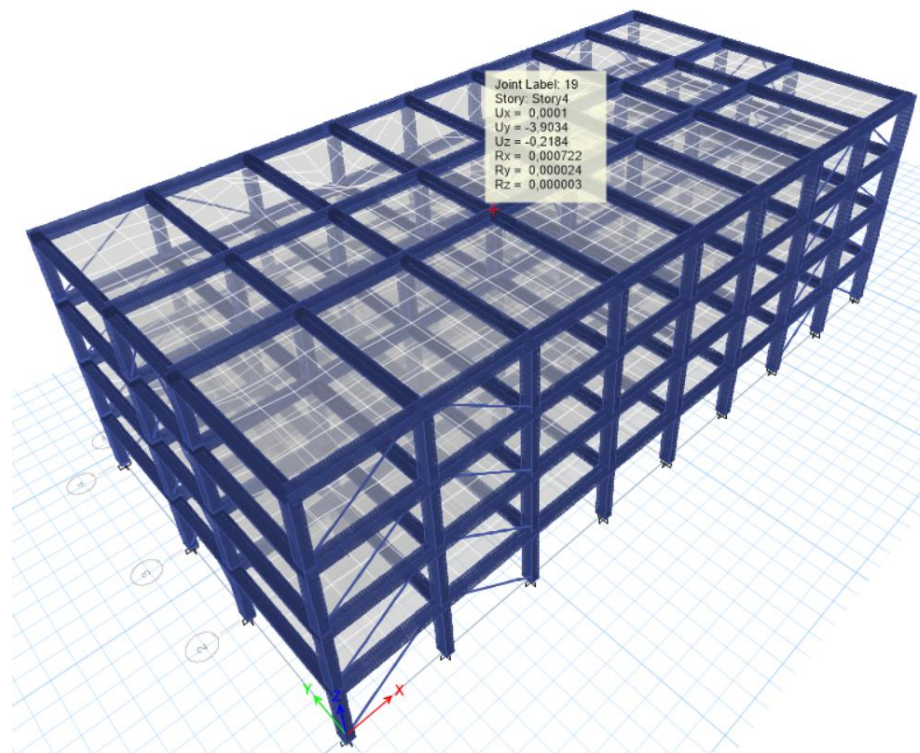


Figura 45. Desplazamiento sentido y, estructura reforzada

CAPÍTULO 4: CONCLUSIONES

4.1. Modelado - Mampostería

De acuerdo a varias investigaciones empíricas realizadas, como en el caso de la publicación de la Revista Ingeniería Universidad de Medellín, se estudió el Comportamiento de la mampostería ante efectos sísmicos la cual arrojó como resultados que la mampostería compuesta de bloque soporta derivas máximas dentro del intervalo de 0,27 a 0,32%, (Páez- M, 2006); en tal sentido, se ha despreciado la incidencia de la mampostería en el incremento de la rigidez lateral de la estructura, debido a que la deriva objetivo de la propuesta del reforzamiento

triplica la deriva máxima permisible de esta, y , en el caso de considerarla, se debería limitar a su máxima deriva, lo cual encarece considerablemente la propuesta de reforzamiento.

4.2. Situación inicial / sin reforzamiento

Debido a la regularidad en planta y en elevación de la estructura en análisis, los primeros modos de vibración son netamente traslacionales. En tal sentido se justifica el análisis estático no lineal realizado en este trabajo puesto que en estructuras bajas los primeros modos son los que rigen. A partir del modo número 5, se cumple con lo establecido en la norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS que menciona lo siguiente:

Se deben considerar en el análisis:

Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración,

Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014).

Los puntos de desempeño determinados en la curva bilineal de la estructura determinaron los siguientes intervalos:

1. Ocupación Inmediata (IO): De 0 cm a 5,70 cm
2. Seguridad de Vida (LS): De 5,70 cm a 13,80 cm
3. Prevención de colapso (CP): De 13,80 cm a 32 cm

El desplazamiento de cubierta, en el sentido X y Y para el DBE, es de 16,47 y 19,78 cm con una deriva máxima del 1,9 y 2,2 % respectivamente, lo cual ubica a la estructura dentro del

nivel de desempeño de Prevención de Colapso; sin embargo la deriva determinada en el sentido Y, es 10% mayor a la permisible por la NEC del 2%.

Considerando el desplazamiento máximo de cubierta de 29,67 cm ante el MCE; se tendría un nivel de desempeño de prevención del colapso, lo cual cumple con lo requerido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la que en su parte pertinente manifiesta lo siguiente:

No-colapso (nivel de prevención de colapso) ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (probabilidad anual de excedencia 0.0004) (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), 2014).

De acuerdo a los resultados obtenidos, se obtuvo una deriva de piso máximo ante el MCE del 3,4% y 2,9% en sentido Y y X respectivamente, lo cual representa un 75% y 45 % adicional respectivamente con relación a la deriva máxima permisible en la NEC-SE-DS del 2%.

El análisis estático no lineal es un análisis que permite definir con antelación las deformaciones y derivas que va a estar sometida la estructura con el fin de garantizar su correcto comportamiento ante los diferentes sismos que podrían suscitarse en el lugar de implantación de la estructura a ser analizada y/o diseñada.

4.3. Con reforzamiento:

Se alcanzó un desplazamiento en cubierta de 4,13cm y 3,91cm en sentido X y Y correspondientemente lo cual permitió alcanzar un nivel de desempeño de ocupación inmediata ante el sismo de diseño, logrando una reducción de hasta 7,6 veces con relación al desplazamiento de la estructura inicial.

Con la propuesta de reforzamiento, se alcanzó una deriva del 1,3% logrando una reducción de 2,6 veces en relación a la deriva crítica inicial del 3,4%.

De acuerdo al estudio realizado en el presente trabajo, es necesario que se tome en cuenta, realizar un análisis no lineal de estructuras especiales existentes, debido a que las mismas

albergan gran cantidad de personas, las cuales estarían en alto riesgo en caso de que la estructura no cumpla con los niveles de desempeño de seguridad de vida y se sucitara un evento sísmico que sobrepase el período de retorno de los 475 años.

REFERENCIAS

- American Society of Civil Engineers. (2017). ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings. *ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia, United States of America.
- Cabrera, H. X. (2014, Septiembre). *Módulo de Elasticidad de Hormigones de peso normal empeados en el Ecuador f'_c : 21, 24, 28, 35 MPa*. Quito, Pichinchca, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- M.J.N PRIESTLEY, G. C. (2007). *Displacement - Based Seismic Design of Structures*. Pavia: Instituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (2014, Diciembre). Norma Ecuatoriana de la Construcción . *Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente: NEC-SE-DS*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2021, agosto 4). *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda - MIDUVI*. Retrieved from <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Páez- M, D. F. (2006). Comportamiento de la mampostería bajo esfuerzos cortantes debido a efectos sísmicos. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 15.