

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD DE UN MÓDULO DE UNA INSTITUCIÓN
EDUCATIVA EN UNA ZONA ALTAMENTE SÍSMICA EN EL PERÚ MEDIANTE LA
METODOLOGÍA HAZUS**

Tesis para la obtención de título de Ingeniera Civil

AUTORA:

Nelly María Portocarrero Carbajal

ASESOR:

Jonathan Soto Oblea


Lima, junio, 2024

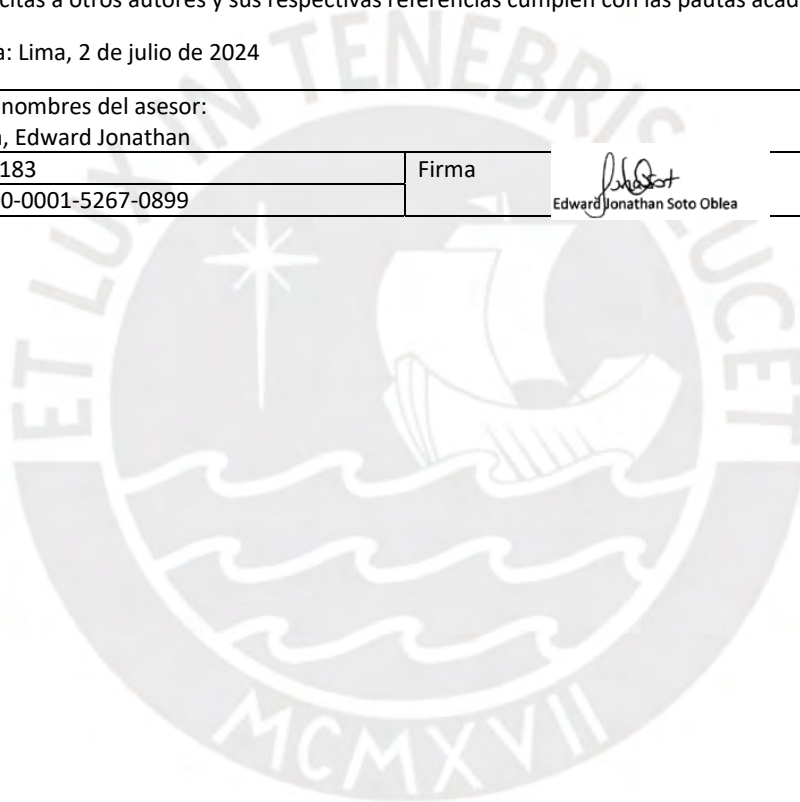
Informe de Similitud

Yo, Edward Jonathan Soto Oblea, docente de la Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis/el trabajo de investigación titulado Análisis de Vulnerabilidad de un Módulo en una Institución Educativa en una Zona altamente Sísmica en el Perú mediante la Metodología HAZUS, de la autora Nelly María Portocarrero Carbajal, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 18%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 10/06/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 2 de julio de 2024

Apellidos y nombres del asesor: Soto Oblea, Edward Jonathan		
DNI: 45532183	Firma	
ORCID: 0000-0001-5267-0899		Edward Jonathan Soto Oblea



RESUMEN

Durante muchos años se ha observado en el Perú una alta actividad sísmica, lo que ha evidenciado las que las edificaciones con desempeño sísmico deficientes no solo han sufrido daños estructurales importantes y pérdidas materiales, sino incluso de vidas humanas. Por ello, es sustancial implementar tanto medidas de prevención, como de reforzamiento a estas mediante una adecuada evaluación para determinar la susceptibilidad de las estructuras frente a los terremotos.

La presente tesis se centra en examinar de vulnerabilidad sísmica en una infraestructura esencial, la cual se dispone a atender emergencias, además de resguardar la seguridad y bienestar del ser humano luego de una actividad telúrica. En ese sentido, se estudia el comportamiento de una institución educativa, en una zona que presenta gran probabilidad de daño para poder identificar las variables más importantes con relación a este tipo de edificación. Así mismo, este tema de investigación contiene el método empleado para estimar la vulnerabilidad de la institución educativa, así como el riesgo sísmico de la misma, en la ciudad de Lima.

Con este propósito y para obtener los límites de daño y relacionar este último con la capacidad estructural se obtiene una curva de capacidad para cada dirección de análisis (x e y), a partir de un análisis estático no lineal. Además, se desarrollan curvas de fragilidad que permiten representar cuán vulnerable se encuentra la edificación en términos probabilísticos. Esto último se realizará en base a la metodología HAZUS, la cual permitirá producir estimaciones de daños y pérdidas para la mitigación del riesgo sísmico.

Del presente estudio se concluye principalmente que esta estructura esencial presentaría un daño moderado ante un sismo raro. Así mismo, según los valores de desplazamiento espectral en el eje “x” e “y”, la respuesta ante un sismo raro, tiene una clasificación de “resguardo de vida” en una dirección y “cerca al colapso” en otra.

ÍNDICE

RESUMEN	i
Resumen de parámetros empleados	1
CAPÍTULO I: GENERALIDADES	3
1.1. Introducción	3
1.2. Objetivos	4
1.4. Antecedentes	5
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	7
2.1. Vulnerabilidad sísmica.....	7
2.2. Curvas de fragilidad.....	7
2.3. Métodos para el cálculo de curvas de fragilidad.....	8
2.3.1. Método experimental	8
2.3.2. Método de observación de campo.....	9
2.3.3. Método probabilista	9
2.3.4. Metodología HAZUS.....	10
2.4. Componentes para generar curvas de fragilidad.....	11
2.4.1. Selección del modelo estructural	11
2.4.2. Generación de curvas de fragilidad.....	13
2.4.3. Evaluación de desempeño.....	13
2.4.4. Matriz de probabilidad de daño	14
2.4.5. Índice de daño	15
2.5. Análisis estático no lineal – <i>pushover</i>	16
2.5.1. Diagrama momento de curvatura.....	17
2.5.2. Rótulas plásticas.....	17
2.5.3. Curva de capacidad.....	17
2.5.4. Espectro de capacidad.....	19
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA	21
3.1. Enfoque de investigación.....	21
3.2. Tipo de investigación.....	21
3.3. Nivel de investigación.....	21
3.4. Diseño de investigación	22
3.5. Método de análisis	22
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA	23

4.1. Metodología	23
4.2. Descripción del tipo de modelo	23
4.2.1. Descripción general	23
4.2.2. Descripción tipológica según HAZUS.....	29
4.3. Resultados de estudio de mecánica de suelos	30
4.4. Análisis sísmico	31
4.4.1. Modelo estructural del edificio	31
4.4.2. Metrado de cargas	34
4.4.3. Definición de parámetros sísmicos	38
4.4.3.1. <i>Parámetro de Zonificación (Z)</i>	38
4.4.4. Análisis estático	48
4.4.5. Análisis dinámico modal espectral	48
CAPÍTULO V: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	54
5.1. Adaptación del modelo a no lineal.....	54
5.2. Curva de capacidad	60
5.3. Punto de desempeño	61
5.4. Generación de curvas de fragilidad.....	64
5.5. Evaluación de daño estructural	66
5.5.1. Evaluación de daño de acuerdo a la deriva según HAZUS	69
5.5.2. Evaluación de daño de acuerdo al SEAOC.....	70
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	74
BIBLIOGRAFÍA	77

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tipos de Edificio Modelo (FEMA, 2003)	12
Tabla 2. Parámetros de curva de fragilidad estructural (FEMA, 2003).....	13
Tabla 3. Tasas de deriva típicas utilizadas para definir valores medios de daño estructural (FEMA, 2003).....	15
Tabla 4. Relaciones de deriva en el umbral de daños no estructurales (FEMA, 1999).....	16
Tabla 5. Aceleraciones de piso pico del suelo en el umbral de daños no estructurales (FEMA, 1999)	16
Tabla 6. Ubicación geográfica	24
Tabla 7. Tipos de edificio modelo (tomado de “Technical Manual HAZUS MR4, 1999).....	29
Tabla 8. Resumen de condiciones de cimentación	31
Tabla 9. Metrado de tabiquería	36
Tabla 10. Metrado de murete	36
Tabla 11. Cargas vivas para cada área	37
Tabla 12. Tabla de factor de suelo S (El Peruano, 2018)	39
Tabla 13. Tabla de periodos TP y TL (El Peruano, 2018).....	40
Tabla 14. Factor de amplificación sísmica (El Peruano, 2018)	40
Tabla 15. Categoría de las edificaciones y factor U (El Peruano, 2018).....	41
Tabla 16. Coeficientes básicos de reducción R_o (NTP E.030).....	42
Tabla 17. Valores para el cálculo del espectro de pseudo aceleraciones del suelo	42
Tabla 18. Análisis de irregularidad torsional XX	43
Tabla 19. Análisis de irregularidad torsional YY	43
Tabla 20. Análisis de rigideces en dirección XX con excentricidad negativa.....	44
Tabla 21. Análisis de rigideces en dirección XX con excentricidad positiva.....	44
Tabla 22. Análisis de rigideces en dirección YY con excentricidad negativa.....	44
Tabla 23. Análisis de rigideces en dirección YY con excentricidad positiva.....	45
Tabla 24. Análisis de rigideces en dirección YY con excentricidad positiva.....	45
Tabla 25. Límites para la distorsión del entrepiso (NTP E.030)	45
Tabla 26. Cortante aplicada sobre los muros de la estructura.....	48
Tabla 27. Cortante basal de la estructura	48
Tabla 28. Porcentaje de la cortante que está aplicada a los muros	48
Tabla 29. Tabla para el cálculo del espectro de pseudoaceleraciones	49
Tabla 30. Análisis traslacional puro en la dirección XX	52
Tabla 31. Análisis traslacional puro en la dirección YY	52
Tabla 32. Cálculo de cortante estática y de diseño	53
Tabla 33. Cortantes correspondientes al sismo de diseño en X e Y	53
Tabla 34. Rótulas de corte para primer nivel	58
Tabla 35. Rótulas de corte para segundo nivel	58
Tabla 36. Rótulas de corte para tercer nivel	59
Tabla 37. Valores del factor C_0 (ASCE/SEI 41-17,2017).....	61
Tabla 38. Valores del factor C_m (ASCE/SEI 41-17,2017).....	62
Tabla 39. Cálculo de punto de desempeño en la dirección XX.....	62
Tabla 40. Cálculo de punto de desempeño en la dirección YY	63

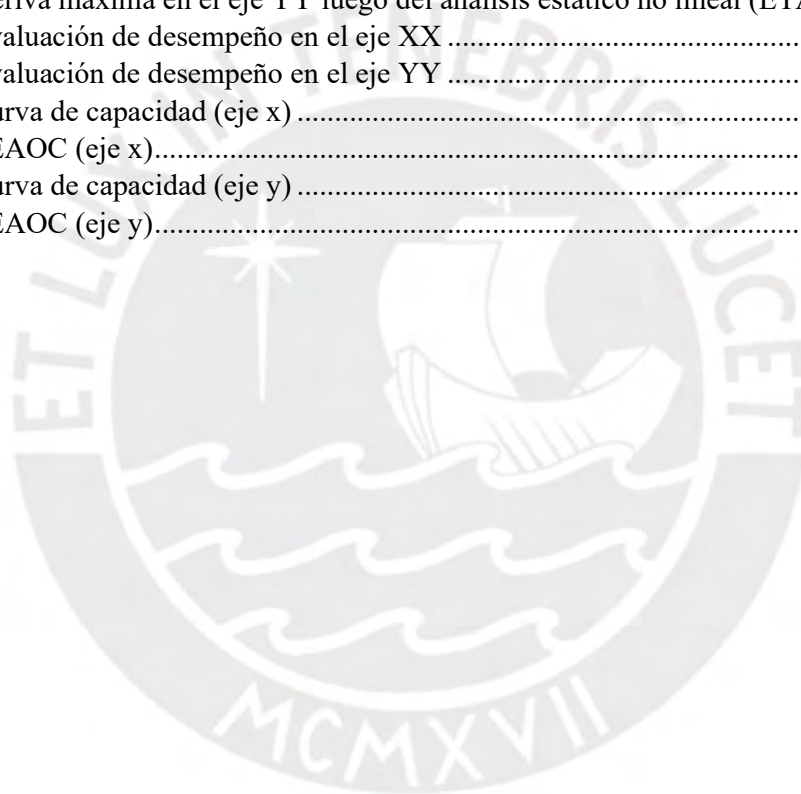
Tabla 41. Parámetros estructurales de la curva de fragilidad-código moderado (FEMA, 2003)	64
Tabla 42. Parámetros estructurales de la curva de fragilidad-código moderado (modelo tipo C1L)	65
Tabla 43. $P(ED \geq ED_i/S_d)$ (Análisis en x)	69
Tabla 44. $P(ED \geq ED_i/S_d)$ (Análisis en y)	69
Tabla 45. Matriz de probabilidad de daño eje x e y	69
Tabla 46. Parámetros estructurales de la curva de fragilidad-código moderado (Derivas)	69
Tabla 47. Resultado de derivas máximas	70
Tabla 48. Puntos de control (eje x)	70
Tabla 49. Puntos de sectorización (eje x)	71
Tabla 50. Puntos de control (eje y)	72
Tabla 51. Puntos de sectorización (eje y)	72



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ensayo de desplazamiento incremental monótonico (Muños, 2015).....	18
Figura 2. Desarrollo de la curva de capacidad de una estructura de CA (Muñoz, 2015)	18
Figura 3. Ensayo de desplazamiento incremental cíclico y los ciclos para cada fase (Muñoz, 2015)	19
Figura 4. Desarrollo de la curva de capacidad de una estructura de CA (Muñoz, 2015)	19
Figura 5. Espectro de capacidad (FEMA, 2003).....	20
Figura 6. Plano de arquitectura	24
Figura 7. Plano de elevación principal del módulo L	25
Figura 8. Sección de columna “T” de piso típico (Autocad)	25
Figura 9. Sección de columna “L” de piso típico (Autocad)	26
Figura 10. Sección de columna rectangular de piso típico (Autocad)	26
Figura 11. Distribución de columnas (ETABS).....	26
Figura 12. Detalle de confinamiento en muros de albañilería (Autocad).....	27
Figura 13. Distribución de muros de albañilería (ETABS)	27
Figura 14. Sección transversal de viga V 0.30 X 0.60.....	28
Figura 15. Sección transversal de viga V 0.24 X 0.60.....	28
Figura 16. Detalle típico $h = 0.20$ m	28
Figura 17. Losas aligeradas (ETABS)	29
Figura 18. Definición de propiedades del concreto (ETABS).....	32
Figura 19. Definición de propiedades del acero (ETABS).....	32
Figura 20. Modelo estructural (ETABS)	33
Figura 21. Diafragma rígido de la estructura (ETABS).....	33
Figura 22. Masa sísmica para una edificación esencial (ETABS).....	34
Figura 23. Modelo con cargas de gravedad aplicadas en la estructura (ETABS).....	34
Figura 24. CM de la losa aligerada en piso típico (ETABS)	35
Figura 25. CM de la losa aligerada en el techo 3 (ETABS)	35
Figura 26. Carga distribuida en las vigas debido a la tabiquería (Techo 1/ETABS).....	36
Figura 27. Carga distribuida en las vigas debido a la tabiquería (Techo 2/ETABS).....	36
Figura 28. Carga distribuida en las vigas debido a la tabiquería (Techo 3/ETABS).....	37
Figura 29. Carga viva asignada a cada paño según su uso (Piso 2/ETABS).....	37
Figura 30. Carga viva asignada a cada paño según su uso (Piso 3/ETABS).....	38
Figura 31. Mapa del Perú (El Peruano, 2018)	39
Figura 32. Deformada del módulo escolar L	43
Figura 33. Máxima deriva en dirección X-X con excentricidad negativa (ETABS).....	46
Figura 34. Máxima deriva en dirección X-X con excentricidad positiva (ETABS).....	46
Figura 35. Máxima deriva en dirección Y-Y con excentricidad negativa (ETABS).....	47
Figura 36. Máxima deriva en dirección Y-Y con excentricidad positiva (ETABS).....	47
Figura 37. Factores de amplificación para S2.....	50
Figura 38. Definición de cargas de sismo con excentricidad.....	51
Figura 39. Definición de casos de deriva con excentricidad	52
Figura 40. Gráfico de tensión del material de concreto (ETABS).....	54
Figura 41. Gráfico de tensión del material de acero (ETABS).....	55
Figura 42. Esfuerzo-Deformación sección C-25x15(ETABS)	56

Figura 43. Esfuerzo-Deformación sección C-2(ETABS).....	56
Figura 44. Esfuerzo-Deformación sección C-1(ETABS).....	56
Figura 45. Modelo no lineal equivalente (Gonzales et al, 2020).....	57
Figura 46. Esfuerzo-Deformación muro de albañilería (ETABS).....	57
Figura 47. Rótulas de corte-primer nivel (ETABS).....	59
Figura 48. Rótulas de corte-segundo nivel (ETABS).....	59
Figura 49. Rótulas de corte-tercer nivel (ETABS).....	60
Figura 50. Curvas de capacidad (eje x e y).....	60
Figura 51. Punto de desempeño en el eje X.....	63
Figura 52. Punto de desempeño en el eje y.....	64
Figura 53. Curvas de fragilidad en el eje “x”.....	65
Figura 54. Curvas de fragilidad en el eje “y”.....	66
Figura 55. Deriva máxima en el eje XX luego del análisis estático no lineal (ETABS).....	67
Figura 56. Deriva máxima en el eje YY luego del análisis estático no lineal (ETABS).....	67
Figura 57. Evaluación de desempeño en el eje XX.....	68
Figura 58. Evaluación de desempeño en el eje YY.....	68
Figura 59. Curva de capacidad (eje x).....	71
Figura 60. SEAOC (eje x).....	72
Figura 61. Curva de capacidad (eje y).....	73
Figura 62. SEAOC (eje y).....	73



Resumen de parámetros empleados

$\bar{S}_{d,ds}$:	valor medio del desplazamiento espectral del estado de daño ds
ε_{ds}	:	variable aleatoria lognormal con valor medio unitario y desviación típica logarítmica
S_d	:	desplazamiento espectral
ds	:	estado de daño
β_{ds}	:	desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral
Φ	:	función de distribución normal estándar acumulativa
$\delta_{R,Sds}$:	relación de deriva en el umbral del estado de daño de la estructura
α_2	:	fracción de la altura del techo del edificio respecto a la ubicación del desplazamiento <i>push-over</i>
h	:	altura típica del techo de la tipología elegida para el modelo del edificio en cuestión
$P[ds_i/S_d]$:	probabilidad de ocurrencia del estado de daño ds_i
TP	:	Periodo que define la plataforma del factor C
TL	:	Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante
T	:	Periodo fundamental de la estructura para el análisis estático o periodo de un modo en el análisis dinámico
α	:	Factor de reducción de resistencia al corte
V_e	:	Fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico
M_e	:	Momento flector del muro obtenido del análisis elástico
V'_m	:	Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal del muro

P_g	:	Carga gravitacional de servicio con sobrecarga reducida
L	:	Longitud total del muro de albañilería
t	:	Espesor efectivo del muro de albañilería
S_a	:	Respuesta de aceleración espectral en el periodo fundamental efectivo y coeficiente de amortiguamiento en la dirección considerada
C_o	:	Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento del último piso
C_1	:	Factor de modificación que relaciona los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para una respuesta elástica lineal
C_2	:	Factor de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis, degradación cíclica de la rigidez y deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo
T_e	:	Periodo fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada (segundos)
μ_{strength}	:	Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de límite elástico calculado
g	:	Aceleración de la gravedad
V_y	:	Resistencia a la fluencia de la estructura
W	:	Peso sísmico efectivo
C_m	:	Factor de participación de masa modal efectivo.

CAPÍTULO I: GENERALIDADES

1.1. Introducción

La República del Perú se reconoce como una nación con una alta actividad sísmica a nivel global. Esto se debe a que conforma la zona denominada Cinturón de Fuego del Pacífico y es en esta región que se registra, aproximadamente, el 90% de sismos en el mundo (El Comercio, 2021). Por ello, es importante desarrollar los estudios respectivos en campos de sismología, geofísica, entre otras disciplinas relacionadas, para poder prever y reducir el impacto de alguna actividad sísmica. Junto a estas disciplinas, la ingeniería sismorresistente se ha encargado de establecer normas para la construcción de edificaciones a partir de investigaciones tanto experimentales como teóricas.

La ingeniería sismorresistente, cuyo objetivo es obtener un comportamiento satisfactorio durante los sismos tanto en el proyecto, como en la construcción de infraestructuras para uso de la población, ha cambiado de enfoque en los últimos años. En la actualidad, se buscan criterios que abarquen la reducción de daños, conservar la operatividad de las instalaciones y minimizar los costos de reparación. Además, se busca cuantificar el objetivo de evitar el colapso de las construcciones en términos de probabilidades. Sin embargo, a pesar de la continua investigación de la ingeniería sismorresistente de evaluar lecciones pasadas y ajustar códigos de diseño y construcción, existen diversas edificaciones esenciales en el Perú que no siguen la norma o no cuentan con un diseño apropiado que permita cumplir los objetivos mencionados.

Con el transcurso del tiempo, los eventos sísmicos han demostrado que las edificaciones con un desempeño sísmico deficiente sufren importantes daños estructurales, resultando en pérdidas materiales, económicas e incluso pérdidas de vidas humanas. Por ello, un correcto análisis de vulnerabilidad sísmica, específicamente en edificaciones esenciales, es de suma importancia para implementar las medidas preventivas y de refuerzo adecuadas.

1.2. Objetivos

Objetivo general:

- Definir los niveles de daño en una institución educativa, en base al concepto de curva de fragilidad y diseño sismorresistente, mediante la metodología HAZUS

Objetivos específicos:

- Desarrollar un modelo numérico del edificio para luego examinar la curva de capacidad en ambas direcciones de análisis
- Establecer las curvas de fragilidad utilizando la metodología HAZUS
- Comprobar si la estructura esencial mantiene su funcionalidad durante un evento sísmico raro

1.3. Justificación

Las deficiencias del desempeño sísmico en edificaciones suponen importantes daños en la estructura, pérdidas materiales, económicas e incluso pérdidas de vidas humanas. Es necesario, entonces, poder prever cómo responderán las estructuras ante un evento sísmico específico. No obstante, calcular con precisión la reacción de una edificación ante un terremoto de determinada magnitud es inherentemente complicado, pues tanto el movimiento del suelo como el comportamiento suelo-estructura posee un nivel elevado de incertidumbre.

La evaluación y estudio de la naturaleza de un evento sísmico queda limitado debido a que no es posible reproducir estas en el laboratorio con exactitud. Sin embargo, los eventos sísmicos de gran magnitud son el apoyo a la evaluación de los sistemas estructurales, ya que estos evidencian errores de ejecución o diseño y muestran qué tan confiable son los métodos de análisis y diseño con los que se cuentan. De esta manera, se pueden realizar ajustes a las normas de acuerdo con las investigaciones realizadas.

Según el capítulo seis del Manual Técnico HAZUS, las instalaciones esenciales son aquellas que proveen servicios fundamentales a la comunidad y, por tanto, es importante que las estructuras mantengan su funcionalidad incluso luego de un terremoto de gran magnitud. Así mismo, según el SEAOC, las edificaciones esenciales, se deben mantener operativas en un sismo ocasional y completamente operativas luego de un sismo raro.

Dentro de las instalaciones esenciales se incluyen estaciones de policía, hospitales, clínicas, estación de bomberos, centros de operaciones de emergencia y escuelas. Considerando lo mencionado anteriormente y la vital importancia de que las estructuras esenciales sigan operativas después de un sismo, es fundamental comprender su nivel de vulnerabilidad.

La evaluación de vulnerabilidad sísmica se puede realizar utilizando curvas de fragilidad, las que se representan gráficamente como la acumulación de probabilidad de ser igual o superar un estado de daño límite en función del comportamiento de la estructura ante un evento sísmico en particular (FEMA, 1999). Este estudio utilizará la metodología HAZUS para llevar a cabo la evaluación de vulnerabilidad sísmica. Esta metodología permite integrar las repercusiones de los fenómenos naturales extremos para la estimación y planificación de la capacidad de respuesta de la sociedad (Sánchez, 2011). De esta manera, es posible realizar estimaciones de daños y pérdidas para una correcta planificación en la mitigación del riesgo sísmico, preparación en caso de emergencias, así como respuestas y recuperación ante ellas.

1.4. Antecedentes

Según el IGP el concepto de laguna sísmica o silencio sísmico se ha transformado y ha dado lugar al concepto de acoplamiento sísmico. El fenómeno aludido se puede describir como la acumulación de tensiones que se generan en la superficie de contacto entre las placas de Nazca y Sudamericana que se produce sin un desplazamiento visible. Es decir, el acoplamiento sísmico implica energía acumulada que, con el tiempo, tratará de liberarse por medio de movimiento telúrico de proporciones desconocidas.

En la región Lima, zona costera del Perú, se han identificado zonas en las que se están acumulando esfuerzos y desplazamientos o deformación desde aproximadamente 275 años. Así mismo, desde la actividad sísmica del 28 de octubre de 1746 con magnitud aproximada de M8.8 no se ha registrado otro de magnitud parecida en la costa peruana. Razón por la cual se estima la posibilidad de un sismo con magnitud en el orden de M8.5 para la liberación de energía acumulada en los más de 270 años (IGP, 2019).

La población en Lima y Callao ha ascendido aproximadamente a 10 millones de habitantes (El Peruano, 2021) y gran porcentaje de las estructuras que son utilizadas por ellos se han construido sin diseños geotécnicos, estructurales o arquitectónicos, lo que aumenta el

nivel de vulnerabilidad y por tanto del riesgo sísmico. Así mismo, según el magíster Juan Carlos Atoche, la implementación pronta de estrategias para mitigar la vulnerabilidad de edificaciones esenciales como hospitales y colegios no se están priorizando.



CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Vulnerabilidad sísmica

Con los estudios de los eventos sísmicos pasados, se ha percibido que ciertas estructuras con características similares de resistencia, rigidez o regularidad estructural se dañan más que otras con características distintas ubicadas en la misma zona. A esta manifestación se le otorgó el nombre de vulnerabilidad y se refiere al nivel de deterioro que ciertas estructuras de un mismo tipo pueden experimentar debido a un terremoto con características específicas (Barbat, 1995). Por lo mencionado, se puede decir que la vulnerabilidad es una propiedad intrínseca por las características del suelo, topografía y de la estructura misma, es decir, es independiente del riesgo sísmico.

El grado de posible deterioro de una estructura se conoce como riesgo sísmico y está determinado por la vulnerabilidad de la estructura y el nivel de amenaza sísmica asociado a la ubicación geográfica donde se ubica. Este último no puede ser manejado para poder mitigar el riesgo, pues es una amenaza natural, por lo que se debe trabajar con la vulnerabilidad para controlar el riesgo sísmico de las edificaciones ante un movimiento telúrico. Esto quiere decir que en una misma zona con características de suelo iguales se pueden observar distintos niveles de daño de una edificación o de un grupo de ellas y esto va a depender de las propias características de las mismas.

Con lo mencionado, entonces, se debe procurar reducir la vulnerabilidad sísmica. En este caso se trata de una edificación que ya existe, por lo que se debe analizar cuán factible es el reforzamiento o mejoramiento que se puede hacer a la estructura. Esto, previo a una evaluación de posibles daños o pérdidas que puede experimentar la estructura en un movimiento telúrico.

2.2. Curvas de fragilidad

Son representaciones visuales en forma de funciones usadas para prever el grado de deterioro que podría experimentar como resultado de un sismo. Estas funciones se desarrollan en formas de curvas logarítmica normal que establecen la relación entre la posibilidad de alcanzar o exceder un cierto nivel de deterioro. En general, estas curvas están caracterizadas por el valor medio de un parámetro de demanda estructural PESH (*potential earth science hazard*), el cual puede ser desplazamiento espectral, aceleración

espectral, PGD (*permanent ground displacement*) o PGA (*peak ground acceleration*), y que indica el nivel mínimo de deterioro y la variabilidad relacionada con el estado de daño (FEMA, 2003). Esto se puede observar en la siguiente expresión, en la cual, se asume un desplazamiento espectral S_d , el cual define el umbral de cierto estado de daño específico d_s , distribuido mediante la ecuación:

$$S_d = \bar{S}_{d,ds} \times \varepsilon_{ds}$$

Según el manual técnico desarrollado por FEMA, cada curva de fragilidad está caracterizada por una mediana y un valor de desviación estándar logarítmica normal de la demanda de PESH. El desplazamiento espectral se emplea como el parámetro PESH para evaluar los daños tanto estructurales como no estructurales de los componentes sensibles a la deriva, y la aceleración espectral es el parámetro PESH utilizado para los daños no estructurales en los componentes sensibles a la aceleración.

Usualmente, las curvas de fragilidad para el daño de una estructura esencial se expresan en términos de un valor equivalente de PGA (aceleración pico del suelo) en lugar de un desplazamiento espectral. Solo las funciones de daño estructural se desarrollan en base al PGA, ya que se considera que el daño estructural es la medida de daño más apropiada para las instalaciones esenciales. Estas curvas se modelan como una distribución logarítmica normal acumulada y dado un parámetro de riesgos potenciales, se modela la probabilidad de la igualdad o excedencia de un estado de daño con la ecuación mostrada a continuación:

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right]$$

2.3. Métodos para el cálculo de curvas de fragilidad

2.3.1. Método experimental

Para el método experimental se requiere construir un modelo a escala para que a este se le aplique la acción sísmica. Esta perspectiva indica que tanto la amplitud de la intensidad como el tipo de edificación pueden ser ajustados según las especificaciones previamente establecidas. No obstante, el costo de los ensayos pueden resultar altos y el número de datos sobre el deterioro estructural está restringida al número de pruebas llevadas a cabo.

Se pueden realizar dos tipos de ensayos en este método, uno de ellos es el monotónico creciente, el cual se realiza mediante ensayos de una carga o desplazamiento crecientes. El segundo ensayo que se puede realizar para construir estas curvas se hace sobre mesa vibratoria, la cual utiliza historias temporales de aceleración (Bonnet Díaz, 2003). Es importante mencionar que el uso del modelo a escala imposibilita la exactitud, pues se encuentra con ciertas simplificaciones para poder representar cierto comportamiento

2.3.2. Método de observación de campo

En este método, las curvas de fragilidad se construyen mediante la observación del deterioro presente en la estructura después del sismo. Estas curvas generadas pueden servir a modo de contraste y calibración de las curvas desarrolladas mediante métodos a base de experimentos o análisis.

Par poder emplear este método se clasifican grupos de estructuras de acuerdo a su tipología. Del mismo modo, se establecen tipos según características principales propias de las estructuras y de acuerdo al uso e importancia para cada una de ellas. Es así que es factible desarrollar curvas de fragilidad para cada tipo (Bonnet Díaz, 2003).

Se conoce que este enfoque necesita de la intervención y juicio de especialistas en el área para poder elaborar fichas de inspección en campo de manera subjetiva y con menos incertidumbre. De esta manera, se logra relacionar el estado de daño de la edificación con la descripción de los daños que se observan.

2.3.3. Método probabilista

El método probabilista da la posibilidad de evaluar condiciones de la estructura bajo cierto evento generador de amenaza. Este método es importante para proporcionar una mejora del diseño sismorresistente y establecer el mejor modo de evaluación de daño. Sin embargo, aún existen limitaciones contundentes al emplear metodologías netamente determinísticas para estimar el nivel de deterioro, pues al realizar comparaciones entre los daños que se observa y los que son calculados hay alta discrepancia.

Con el fin de estimar las incertidumbres dentro de los parámetros sísmicos y de la propia estructura, estos métodos probabilistas se acompañan de técnicas de simulación como la de Monte Carlo. En esta simulación ambos parámetros son considerados variables

aleatorias y mediante los cálculos de las distribuciones de probabilidad, esta simulación proporciona la posibilidad de que un riesgo ocurra o se materialice (Bonnet Díaz, 2003).

2.3.4. Metodología HAZUS

HAZUS-MH, una metodología que fue creada por la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) y se diseñó con el fin de poder estimar pérdidas y daños para el uso de los gobiernos estatales, regionales y locales, de manera que se logre una correcta planificación para la mitigación del riesgo de movimientos telúricos, emergencias preparación, respuesta y recuperación. Para ello, se dispone de una amplia base de datos nacional que incluye información como aspectos demográficos de la población en cierta región de estudio, metros cuadrados y características de edificios con distintas ocupaciones, así como la ubicación de puentes (FEMA, 1999). Dentro de esta metodología se contemplan variables interrelacionadas para cumplir con el objetivo de estimación de daños en la infraestructura y análisis del efecto del sismo en la sociedad. Además, esta metodología, proporciona un panorama más completo del impacto de los sismos en ciertas regiones. Es así que toma en cuenta las estimaciones de iniciación de incendios, la propagación del mismo, exposición potencial de inundaciones debido a la rotura de presas, entre otros.

Es importante, de la misma manera, mencionar alguna de las limitaciones de esta metodología que se mencionan en el manual técnico de FEMA. Por un lado, se menciona que esta metodología se puede emplear para estimar pérdidas de un solo edificio y estos resultados deben considerarse como un promedio para un grupo de estructuras con características similares. Sin embargo, la experiencia de sismos pasados, sugiere que con frecuencia edificios nominalmente similares han experimentado distintos niveles de daño y pérdidas durante un evento sísmico. Por otro lado, basado en varios estudios iniciales, las pérdidas por sismos de magnitud menor a M 6.0 centrados en una región urbana se encuentran aparentemente sobreestimados. Así mismo se menciona que las bases de datos integradas y supuestos utilizados para poder caracterizar los sistemas de línea de vida de cierta región en estudio, no se encuentran precisamente completas (FEMA, 1999). Sin embargo, estas limitaciones pueden ser mejoradas con datos adicionales sobre daños y pérdidas de eventos sísmicos reales en el tiempo.

Para la presente tesis, la metodología empleada para evaluar la vulnerabilidad de la edificación ante un sismo será la metodología HAZUS. Esta estima pérdidas ocasionadas

por el sismo y desarrolla propuestas para estimar el deterioro de la edificación, conociendo el modelo tipo de la estructura y el nivel estimado de movimiento del suelo. Por otro lado, para estimar el daño producto del sismo, se desarrollan funciones en forma de curvas de fragilidad, que describen qué tan probable es llegar a ser igual o superar los diferentes niveles de daño dado el punto más alto de la respuesta estructural y, las curvas de capacidad, que proporciona la respuesta ante el sismo, para determinar la respuesta pico de la estructura.

2.4. Componentes para generar curvas de fragilidad

Como se mencionó previamente, las curvas de fragilidad describen cuan probable es que se alcance o superen los estados de daño de acuerdo a cierto factor característico del movimiento del suelo. La variabilidad total se modela mediante la incertidumbre del estado límite de daño, la variabilidad en las propiedades de capacidad del tipo de estructura y en la respuesta debido a la variabilidad espacial de la demanda del movimiento del suelo (FEMA, 2003). Así mismo, las curvas de fragilidad están definidas por el factor PESH (Riesgos potenciales de la ciencia de la tierra) el cual refiere tanto a la variabilidad asociada al límite del estado de daño, como a este último. El parámetro PESH, para niveles de deterioro debido al movimiento del suelo, es empleado para construir las curvas de fragilidad es el desplazamiento o aceleración espectral, mientras que, debido a la falla del suelo, el parámetro empleado será el PGA.

Se calcula un promedio de valores de los valores de las curvas de fragilidad para cada estado de daño, que incluyen ligero, moderado, extenso y completo. Esto se realiza en componentes estructurales y no estructurales sensibles a la deriva y a la aceleración respectivamente. Estos valores se evalúan en términos de desplazamiento y aceleración espectral, definidos por la intersección de las curvas de capacidad y demanda.

2.4.1. Selección del modelo estructural

Se debe tomar en cuenta que este debe representar las componentes que influyen sobre las características principales de la estructura tal como su resistencia, rigidez y capacidad de deformación. Así mismo, para la representación precisa de una zona, se deben construir modelos que tengan en consideración a las distintas propiedades geométricas y los tipos de materiales que existen (Bonnet, 2003).

Para obtener un correcto modelo estructural se debe contar con el apoyo de planos estructurales, de arquitectura y memorias de cálculo. Adicionalmente, el reconocimiento en campo también sería útil para proporcionar mayor información acerca del módulo estructural a modelar. En este trabajo de investigación se realiza el modelo de un módulo escolar ubicado en un distrito de Lima. Para el modelo de esta, se cuentan con los planos de estructura y arquitectura.

Por último, para poder desarrollar curvas de fragilidad, se necesita clasificar la estructura en uno de los 36 tipos de edificio modelo que proporciona el manual técnico de la Metodología Hazus. Estos, están basados en un sistema de categorización de FEMA 178, NEHRP para el análisis sísmico para edificaciones que ya existen (FEMA, 2003). Además, este listado, encontrado en el manual técnico HAZUS, es desglosado en rangos de altura y material de construcción:

No	Etiqueta	Descripción	Altura			
			Rango		Típico	
			Nombre	Niveles	Niveles	Pies
1	W1	<i>Wood, Light Frame</i>		1-2	1	14
2	W2	<i>Wood, Commercial and Industrial</i>		All	2	24
3	S1L	<i>Steel Moment Frame</i>	Low-Rise	1-3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4-7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	<i>Steel Braced Frame</i>	Low-Rise	1-3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4-7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	<i>Steel Light Frame</i>		All	1	15
10	S4L	<i>Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls</i>	Low-Rise	1-3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4-7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	<i>Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls</i>	Low-Rise	1-3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4-7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	<i>Concrete Moment Frame</i>	Low-Rise	1-3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4-7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	<i>Concrete Shear Walls</i>	Low-Rise	1-3	2	20
20	C2M		Mid-Rise	4-7	5	50

Tabla 1. Tipos de Edificio Modelo (FEMA, 2003)

2.4.2. Generación de curvas de fragilidad

Una vez clasificada la estructura, se obtienen los valores de desplazamientos espectrales para la clasificación de nivel de daño para un código moderado. Estos valores los proporciona el Manual Técnico Hazus:

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
Type	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal					Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0050	0.0124	0.0383	0.0937	0.63	0.80	1.56	0.81	4.82	0.88	11.81	1.01
W2	288	216	0.0050	0.0124	0.0383	0.0938	1.08	0.89	2.68	0.89	8.27	0.86	20.25	0.97
S1L	288	216	0.0075	0.0119	0.0253	0.0625	1.62	0.73	2.58	0.73	5.47	0.75	13.50	0.93
S1M	720	540	0.0050	0.0080	0.0169	0.0417	2.70	0.66	4.30	0.70	9.12	0.78	22.50	0.91
S1H	1872	1123	0.0037	0.0060	0.0127	0.0313	4.21	0.64	6.72	0.66	14.23	0.68	35.10	0.86
S2L	288	216	0.0063	0.0100	0.0250	0.0625	1.35	0.89	2.16	0.89	5.40	0.88	13.50	0.97
S2M	720	540	0.0042	0.0067	0.0167	0.0417	2.25	0.67	3.60	0.68	9.00	0.74	22.50	0.92
S2H	1872	1123	0.0031	0.0050	0.0125	0.0313	3.51	0.62	5.62	0.63	14.04	0.68	35.10	0.84
S3	180	135	0.0050	0.0080	0.0201	0.0547	0.68	0.89	1.08	0.90	2.71	0.98	7.38	0.85
S4L	288	216	0.0050	0.0080	0.0200	0.0547	1.08	0.98	1.73	0.95	4.33	0.97	11.81	0.98
S4M	720	540	0.0033	0.0053	0.0134	0.0364	1.80	0.69	2.88	0.72	7.22	0.81	19.68	0.98
S4H	1872	1123	0.0025	0.0040	0.0100	0.0273	2.81	0.66	4.50	0.67	11.26	0.78	30.71	0.93
SSL	288	216	0.0038	0.0075	0.0188	0.0438	0.81	1.00	1.62	1.00	4.05	1.03	9.45	0.91
SSM	720	540	0.0025	0.0050	0.0125	0.0292	1.35	0.74	2.70	0.72	6.75	0.78	15.75	0.94
SSH	1872	1123	0.0019	0.0037	0.0094	0.0219	2.11	0.67	4.21	0.69	10.53	0.74	24.57	0.90
C1L	240	180	0.0063	0.0100	0.0250	0.0625	1.13	0.85	1.80	0.85	4.50	0.88	11.25	0.95
C1M	600	450	0.0042	0.0067	0.0167	0.0417	1.87	0.70	3.00	0.69	7.50	0.75	18.75	0.95
C1H	1440	864	0.0031	0.0050	0.0125	0.0313	2.70	0.66	4.32	0.71	10.80	0.79	27.00	0.95
C2L	240	180	0.0050	0.0096	0.0247	0.0625	0.90	0.91	1.72	0.94	4.44	1.01	11.25	0.90
C2M	600	450	0.0033	0.0064	0.0164	0.0417	1.50	0.76	2.86	0.74	7.40	0.74	18.75	0.94
C2H	1440	864	0.0025	0.0048	0.0123	0.0313	2.16	0.66	4.12	0.67	10.66	0.74	27.00	0.91
C3L	240	180	0.0038	0.0075	0.0188	0.0438	0.68	0.92	1.35	0.99	3.38	1.04	7.88	0.88
C3M	600	450	0.0025	0.0050	0.0125	0.0292	1.12	0.77	2.25	0.79	5.62	0.78	13.12	0.93
C3H	1440	864	0.0019	0.0038	0.0094	0.0219	1.62	0.68	3.24	0.69	8.10	0.70	18.90	0.98
PC1	180	135	0.0050	0.0080	0.0201	0.0547	0.68	0.89	1.08	0.95	2.71	1.00	7.38	0.86
PC2L	240	180	0.0050	0.0080	0.0201	0.0547	0.90	0.98	1.44	0.98	3.61	1.02	9.84	0.91
PC2M	600	450	0.0033	0.0053	0.0134	0.0364	1.50	0.76	2.40	0.75	6.02	0.75	16.40	0.94
PC2H	1440	864	0.0025	0.0040	0.0100	0.0273	2.16	0.66	3.46	0.68	8.66	0.73	23.63	0.92
RM1L	240	180	0.0050	0.0080	0.0201	0.0547	0.90	0.97	1.44	1.01	3.61	1.07	9.84	0.88
RM1M	600	450	0.0033	0.0053	0.0134	0.0364	1.50	0.78	2.40	0.78	6.02	0.78	16.40	0.94
RM2L	240	180	0.0050	0.0080	0.0201	0.0547	0.90	0.94	1.44	0.98	3.61	1.05	9.84	0.89
RM2M	600	450	0.0033	0.0053	0.0134	0.0364	1.50	0.76	2.40	0.75	6.02	0.75	16.40	0.92
RM2H	1440	864	0.0025	0.0040	0.0100	0.0273	2.16	0.66	3.46	0.67	8.66	0.80	23.63	0.89
URML	180	135	0.0038	0.0075	0.0187	0.0438	0.51	0.89	1.01	0.91	2.53	0.96	5.91	1.09
URMM	420	315	0.0025	0.0050	0.0125	0.0292	0.79	0.81	1.57	0.84	3.94	0.87	9.19	0.82
MH	120	120	0.0050	0.0100	0.0300	0.0875	0.60	0.81	1.20	0.89	3.60	0.97	10.50	0.86

Tabla 2. Parámetros de curva de fragilidad estructural (FEMA, 2003)

Luego, con los valores desprendidos de la tabla previa, se calcula la probabilidad acumulada de llegar o superar un determinado nivel de daño (leve, moderado, extensivo, ligero), mediante la siguiente expresión, abordada previamente:

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right]$$

2.4.3. Evaluación de desempeño

La metodología HAZUS describe la fragilidad en términos de desplazamiento espectral y mediante el desarrollo de las curvas de fragilidad estructural equivalentes. Los valores promedio de la fragilidad de componentes estructurales se relacionan con las derivas para poder describir el umbral de estados de daño. De esta manera, las proporciones de los

estados de daño se pueden representar mediante el desplazamiento espectral usando la siguiente ecuación:

$$\bar{S}_{d,sds} = \delta_{R,sds} \times \alpha_2 \times h$$

Los dos últimos valores se pueden obtener a partir de la tabla 5.5 y 5.1 respectivamente del manual técnico de FEMA.

Se producen valores promedio de las gráficas de vulnerabilidad para un nivel específico de deterioro y para cada componente estructural y no estructural sensibles tanto a la deriva como a la aceleración. Por un lado, los valores promedio para componentes no estructurales sensibles a la deriva se sustentan en la construcción de relaciones de proporción de deriva que describen el umbral de los estados de daño, estos se transforman en valores medios de desplazamiento espectral mediante la ecuación presentada en esta misma sección. Por otro lado, los valores de fragilidad promedio para componentes de la estructura sensibles a la aceleración no estructural, utiliza los valores de las aceleraciones como un valor promedio espectral para las curvas de fragilidad.

2.4.4. Matriz de probabilidad de daño

Se puede obtener la probabilidad de que ocurra cada daño junto a su respectiva matriz, a partir de las curvas de fragilidad y su punto de respuesta máxima de la estructura. Este último, a su vez, tiene relación con la demanda sísmica y la capacidad que tiene cierta estructura.

Para obtener estas matrices de probabilidad asociadas a cada nivel de daño, se requiere evaluar las curvas de fragilidad utilizando el parámetro de desplazamiento espectral, que refleja la respuesta de la estructura ante un evento sísmico. De esta manera, se puede calcular la probabilidad de que ocurra un determinado estado de daño para un valor esperado de desplazamiento espectral (S_d).

$$P[ds_i|S_d] = P[ds_i|S_d] - P[ds_{i+1}|S_d]$$

Es así como cada desplazamiento espectral que corresponde a un punto de desempeño permite evaluar la probabilidad de umbral de daño severo para cierto tipo de edificio en una zona bajo ciertas condiciones de estado de daño (Moreno, 2010).

2.4.5. Índice de daño

Para poder satisfacer los objetivos de predicciones de daños, de modo que las pérdidas de seguridad de vida, funcionalidad y monetarias puedan ser estimadas y reducidas, se pueden estudiar los patrones de daños esperados en una región dada para diferentes escenarios sísmicos.

El nivel de daño se puede dar a nivel estructural como vigas, muros de corte, placas, muros de albañilería, columnas, entre otros y no estructural, los cuales no aportan resistencia a la edificación como tabiques, inmobiliaria, sistemas eléctricos, sanitarios, entre otros. Así mismo, el daño percibido en la estructura se puede cuantificar mediante un indicador de daño local y otro indicador de daño global (Barbat, 1995).

Por un lado, a nivel estructural se elige la deriva máxima entre pisos como parámetro de daño estructural. Esto se debe a que la norma sismorresistente peruana E.030 lo considera como un parámetro crucial para controlar la resistencia y rigidez mínima que debe tener la estructura. Acerca de ello, el manual técnico de FEMA proporciona una tabla con relaciones de derivas típicas que pueden ser utilizadas para definir valores promedios de daño estructural:

Nivel de Diseño Sísmico	Tipo de Estructura	Relación de deriva en el umbral de daños estructurales			
		Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Código Alto	W1/W2	0.004	0.012	0.040	0.100
	C1L/S2L	0.005	0.010	0.030	0.080
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.008	0.024	0.070
Código Moderado	W1/W2	0.004	0.010	0.031	0.075
	C1L/S2L	0.005	0.009	0.023	0.060
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.007	0.019	0.053
Código Bajo	W1/W2	0.004	0.010	0.031	0.075
	C1L/S2L	0.005	0.008	0.020	0.050
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.004	0.006	0.016	0.044
	URML, C3L, S5L	0.003	0.006	0.015	0.004
Pre-Código	W1/W2	0.003	0.008	0.025	0.060
	C1L/S2L	0.004	0.006	0.016	0.040
	RM1L/RM2L, PC1/PC2L	0.003	0.005	0.013	0.035
	URML, C3L, S5L	0.002	0.005	0.012	0.028

Tabla 3. Tasas de deriva típicas utilizadas para definir valores medios de daño estructural (FEMA, 2003)

Por otro lado, el nivel de daño se puede dar a nivel no estructural. Dentro de esta categoría de daño se encuentra los niveles no estructurales sensibles a la deriva. Estos niveles se

sustentan en la elaboración de relaciones de proporción de deriva que delimitan el punto de transición de los distintos estados de daño. Acerca de ello, el manual técnico de FEMA proporciona una tabla con razones de derivas típicas que pueden ser utilizadas para establecer valores promedios de daño no estructural sensibles a la deriva:

Relación de deriva en el umbral de daños no estructurales			
Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
0.004	0.008	0.025	0.050

Tabla 4. Relaciones de deriva en el umbral de daños no estructurales (FEMA, 1999)

Así mismo, se encuentran niveles de daño no estructurales susceptibles a la aceleración no estructural. Este utiliza valores de las aceleraciones como un valor promedio espectral para las curvas de fragilidad. Esto se visualiza en la tabla de aceleraciones piso utilizadas en la definición de un daño promedio en componentes no estructurales susceptibles a la aceleración propuesto por el manual técnico de FEMA:

Nivel de Diseño Sísmico	Aceleración del suelo en el umbral de daños no estructurales (g)			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
Código Alto	0.30	0.60	1.20	2.40
Código Moderado	0.25	0.50	1.00	2.00
Código Bajo	0.20	0.40	0.80	1.60
Pre-Código	0.20	0.40	0.80	1.60

Tabla 5. Aceleraciones de piso pico del suelo en el umbral de daños no estructurales (FEMA, 1999)

2.5. Análisis estático no lineal – *pushover*

En esta metodología, tanto las cargas gravitatorias como las fuerzas laterales interactúan gradualmente, incrementándose hasta que la estructura alcanza su desplazamiento máximo, momento en el cual se puede producir el colapso o deformación máxima. Así mismo, a través del análisis no lineal se genera la gráfica de fuerza versus desplazamiento, la cual representa el comportamiento no lineal de la estructura. Por último, esta curva de capacidad obtenida, al ser intersecada con la curva de demanda, proporciona el punto de desempeño, el cual representa el desplazamiento máximo estructural para un sismo dado.

Este análisis es una herramienta útil para evaluar las demandas inelásticas de resistencia, deformación en la estructura y exponer los puntos débiles del diseño en estudio. Además, mediante el análisis estático no lineal, es posible reconocer importantes magnitudes de respuesta sísmica y utilizar ello para modificar adecuadamente las demandas de fuerza y

deformación que controlan la respuesta sísmica próxima al fallo. De esta manera, se obtiene la curva fuerza-desplazamiento como principal resultado del análisis, también denominado curva de capacidad. Esta curva muestra de manera gráfica el desplazamiento lateral a nivel del techo debido a la fuerza total aplicada (Nishant, 2015).

Es importante mencionar que el análisis pushover es aproximado y no se tiene en cuenta las características dinámicas como la histéresis, participación de modos superiores, entre otros. Es bien conocido por dar resultados acertados para edificios regulares.

2.5.1. Diagrama momento de curvatura

La gráfica momento-curvatura proporciona información sobre la ductilidad, en otras palabras, la capacidad para experimentar deformaciones no lineales antes de alcanzar el fallo estructural. La ductilidad de una sección se puede determinar mediante el comportamiento del módulo de elasticidad y la inercia de la sección, teniendo en cuenta que el fallo se produce debido a la flexión y no a la cortante (Mora, 2015). Lo mismo se podría hacer para calcular la ductilidad en los elementos estructurales, tomando en cuenta que la sobrerresistencia por cortante debe ser significativamente mayor que la sobrerresistencia por momento. De esta manera, se logra un comportamiento dúctil, lo cual asegura la conformación de varias rótulas plásticas antes del fallo estructural.

2.5.2. Rótulas plásticas

Son elementos estructurales formados en el momento en que la parte elastoplástica del elemento incursiona en la etapa de fluencia (Flores, 2003). Estas son mecanismos que se localizan en ciertas zonas específicas de los elementos estructurales, generalmente en sus extremos ya sea de columnas o vigas. Las rótulas permiten disipar la energía que reciben y la redistribuyen para un óptimo comportamiento global.

2.5.3. Curva de capacidad

También denominada curva Pushover, se presenta de manera gráfica como el desplazamiento lateral debido a la carga lateral que se le aplica a una estructura en particular. Esta gráfica se puede obtener a partir de dos ensayos, el ensayo incremental monotónico y el ensayo incremental cíclico. Por un lado, en el ensayo incremental monotónico se le ejerce un desplazamiento lateral que crece en un solo sentido lentamente.

En este ensayo se registran valores de fuerza aplicada (V) y desplazamientos (X_i) obtenidos a partir de ella. Con estos valores recopilados se podrá construir el diagrama de fuerza versus desplazamiento denominada curva de capacidad. En las siguientes imágenes se muestra brevemente la secuencia:

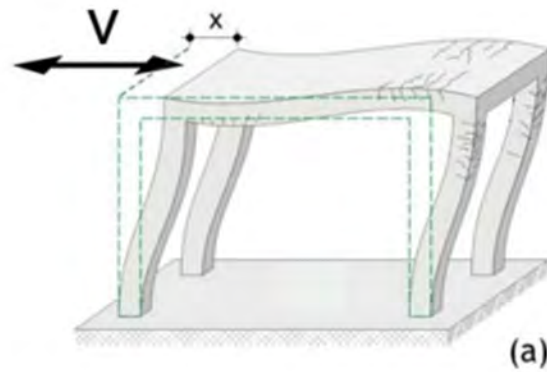


Figura 1. Ensayo de desplazamiento incremental monotónico (Muñoz, 2015)

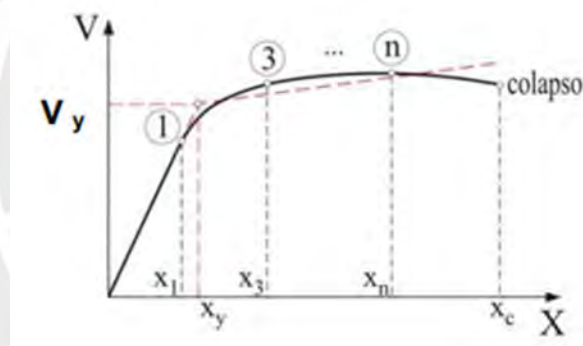


Figura 2. Desarrollo de la curva de capacidad de una estructura de CA (Muñoz, 2015)

En otra instancia, en el ensayo cíclico incremental, la estructura es sometida a desplazamientos en ambos sentidos. Este ensayo se organiza en fases, en las que se aplican ciclos de desplazamiento con amplitud constante y al pasar a la siguiente fase se incrementa la amplitud.

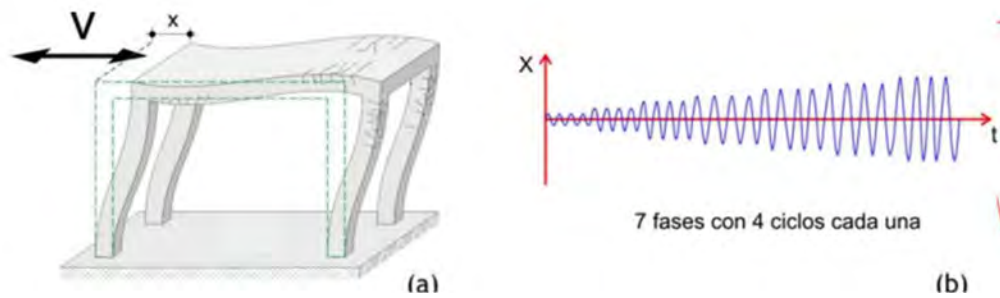


Figura 3. Ensayo de desplazamiento incremental cíclico y los ciclos para cada fase (Muñoz, 2015)

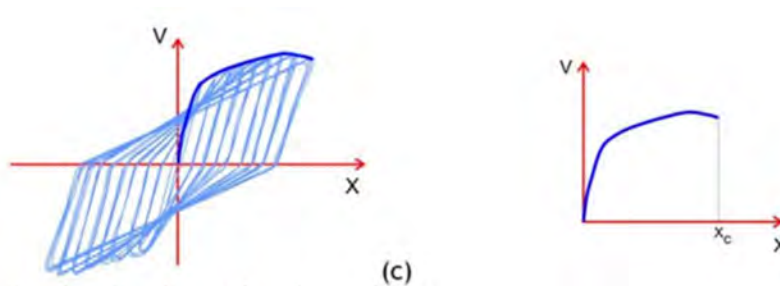


Figura 4. Desarrollo de la curva de capacidad de una estructura de CA (Muñoz, 2015)

En ambos casos se define un desplazamiento para la aparición de la primera rótula, otro desplazamiento que indica al inicio de la etapa inelástica y por último el desplazamiento de colapso. Cada uno de estos desplazamientos va acompañado de la fuerza aplicada para la primera rótula, resistencia de la estructura y la fuerza máxima inelástica, respectivamente.

Las curvas de capacidad desarrolladas por la Metodología se definen por tres puntos de control: capacidad de diseño, capacidad de fluencia y capacidad última. Por un lado, la resistencia nominal del edificio necesaria según las disposiciones del código sísmico, es indicada por la capacidad de diseño. Por otro lado, la capacidad de rendimiento o fluencia representa la máxima resistencia lateral real, considerando la redundancia en el diseño. Por último, la capacidad última denota la máxima resistencia del edificio una vez que la estructura en su conjunto ha llegado a su estado de plasticidad completa.

2.5.4. Espectro de capacidad

Se muestra gráficamente como una curva de desplazamiento versus aceleración. Para facilitar la comparación directa de la demanda de los sismos, se superpone la curva de capacidad con la respuesta máxima estructural. De esta manera, el eje horizontal que

constituye el desplazamiento estructural en la curva fuerza-desplazamiento, refiere al desplazamiento espectral del espectro de capacidad. Por su parte, el eje vertical constituye la aceleración máxima que puede desarrollar el edificio en el espectro de capacidad al dividir la fuerza lateral aplicada, en la curva de capacidad, entre la masa.

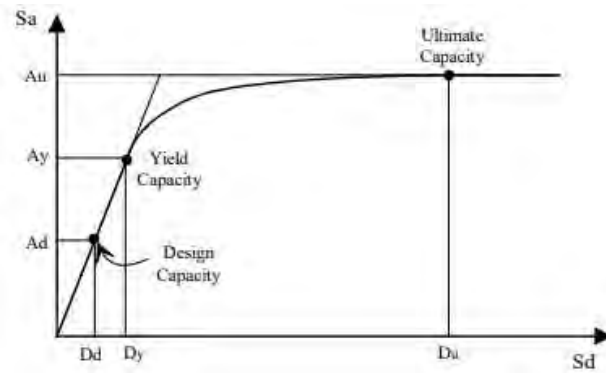


Figura 5. Espectro de capacidad (FEMA, 2003)



CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. Enfoque de investigación

Se expone un planteamiento cuantitativo, ya que se recopilan datos dar respuesta a las preguntas de investigación y corroborar la hipótesis que se ha establecido (Carrasco, 2013). Además, se respaldará con mediciones numéricas y análisis de estadísticas. En este sentido, se representarán las fuerzas sísmicas aplicando cargas laterales a las estructuras para obtener los valores de fuerzas laterales y desplazamientos que ocurren en ella para conseguir la gráfica de curva de capacidad estructural.

Además, con la posibilidad de ocurrencia de cada nivel de daño debido a cierto desplazamiento se graficarán las curvas de fragilidad. Luego, con estas, se investigarán los conceptos que tienen relación con el análisis de vulnerabilidad y riesgo sísmico en edificaciones esenciales. Así mismo, se querrá evaluar y corroborar el desempeño sísmico esperado para el tipo de edificación mencionado.

3.2. Tipo de investigación

Existen dos clases de análisis para el objetivo requerido. Por un lado, la investigación teórica, cuyo objetivo es la generación de nuevas leyes que pueden ser refutadas. Por otro lado, la investigación aplicada, que tiene como objetivo investigar para posteriormente actuar y resolver problemas mediante la aplicación práctica (Arias, 2020).

El tipo de investigación empleado será aplicado, ya que el objetivo final de la búsqueda y recopilación de información sobre el tema tratado es poder dar a conocer los problemas que se puedan presentar, para que, a partir de ellos, se pueda dar acción y solución con una aplicación práctica (Arias, 2020). Es así como, a partir de una previa recolección de datos, se buscará estimar una correcta planificación. De esta manera, se podrá mitigar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico el cual se define como el deterioro que una instalación puede presentar como consecuencia del peligro a la que esta se ve amenazada. Finalmente, de acuerdo con ello, se propondrá una debida preparación, respuesta y recuperación ante un evento telúrico de magnitud exorbitante.

3.3. Nivel de investigación

Pueden distinguirse cuatro tipos de niveles de investigación. El nivel exploratorio que tiene como objetivo abordar un tema nuevo, procura aumentar el conocimiento y precisar mejor

el problema de investigación; el nivel descriptivo que caracteriza un fenómeno o situación particular; el nivel correlacional que tiene como objetivo averiguar la medida en que dos variables se relacionan entre sí y el nivel explicativo que pretende comprender e interpretar la causa de un fenómeno mediante leyes científicas o teorías (Cauas, 2015).

Este trabajo de investigación, presenta un nivel explicativo, ya que se busca comprender e interpretar un fenómeno para poder explicar sus causas mediante teorías establecidas. Es así como, mediante el modelo de un módulo de edificación esencial aplicado a cargas sísmicas, se analiza el riesgo sísmico y la vulnerabilidad de la edificación en cuestión. Con ello, se obtienen matrices de probabilidad de daño para cada evento sísmico. La interpretación de estos valores tiene como objetivo explicar los daños sufridos por una edificación esencial como resultado de un evento sísmico específico.

3.4. Diseño de investigación

Este concepto se refiere a la forma en la que se responderán las preguntas de investigación o planteamiento del problema. Es utilizado a manera de guía y orientación metodológica para conducir el proceso de investigación. Se puede distinguir un tipo de diseño experimental, en el que existe cierta manipulación intencional de variables independientes para luego analizar sus consecuencias o efecto. Así también, se puede distinguir un diseño de investigación no experimental en el que no se manipulan las variables de manera intencional. Este tipo de diseño estudia los fenómenos en la realidad luego de su ocurrencia; es decir, de manera natural y no provocadas (Carrasco, 2013).

Esta tesis posee un diseño experimental, pues con el programa ETABS se realiza el modelo de un módulo escolar y a este se le aplican cargas laterales que representan fuerzas sísmicas. Estas cargas son manipuladas y van creciendo hasta llegar a la capacidad última de la estructura o el colapso (Gonzales, 2009). De esta manera, se obtienen valores de fuerzas laterales y desplazamientos para poder realizar el esquema de curva de capacidad.

3.5. Método de análisis

Esta tesis posee un método de análisis estadístico inferencial, pues se pretende analizar, comprender e interpretar el comportamiento de una institución educativa; es decir, de una edificación esencial, a partir de la evaluación y análisis sísmico de uno de sus módulos empleando la metodología HAZUS.

CAPÍTULO IV: ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA

4.1. Metodología

La evaluación de daño estructural y por consiguiente la vulnerabilidad, se desarrollan mediante la metodología HAZUS. Esta emplea métodos para estimar el deterioro en la estructura conocidos el tipo de modelo de la edificación y el nivel estimado de movimiento del suelo. Como se detalló en el marco teórico, las funciones de daño de la estructura incluyen tanto las curvas de fragilidad como las de capacidad.

Con el propósito de realizar el análisis, primero se reúne la data posible existente de la institución, como planos de estructura, arquitectura y estudios geotécnicos. Luego, siguiendo las pautas de la Norma E.020 de Cargas, se lleva a cabo la medición de cargas gravitacionales con el fin de calcular el peso sísmico de la estructura. Una vez que se ha completado el modelo en el software ETABS, se lleva a cabo un análisis estático no lineal para realizar la gráfica fuerza-desplazamiento del módulo escolar en análisis. Esto permite entender la respuesta ante el sismo del módulo escolar en el rango no lineal. Luego, se empleará la metodología del ASCE 41-17 para determinar el punto de desempeño. Finalmente, se puede determinar los estados discretos de daño; así mismo, las curvas de fragilidad mediante una función de distribución de probabilidad de daño.

4.2. Descripción del tipo de modelo

4.2.1. Descripción general

Se realizará la evaluación de vulnerabilidad sísmica en el módulo L del colegio I.E. Gran Bretaña. Esta edificación, al ser una institución educativa, se cataloga como una edificación esencial, según la Norma E030.

La institución educativa N.º 3056 Gran Bretaña cuenta con un área construida igual a 5290.68m², la cual se proyectó con el código peruano de diseño sismorresistente del 2016 y se construyó a finales del año 2018. Esta edificación tiene 12 módulos, de los cuales se eligió uno (módulo “L”) para hacer el análisis de vulnerabilidad sísmica. El módulo elegido consta de 3 pisos y cuenta con un área de construcción igual a 663.48 m². Este módulo tiene espacios destinados a laboratorio, oficina de docentes, sala de computación, taller de industria, aulas y depósito.

4.2.1.1. Ubicación geográfica

El colegio Gran Bretaña N°3056 se encuentra ubicada en Independencia, distrito de Lima Metropolitana. A continuación, se muestra el resumen de su ubicación geográfica:

I.E. N°3056 “Gran Bretaña”

Dirección	:	2X95+RJW, Hermanos Ayar, Lima
Coordenadas	:	11°58'49.46"S 77° 2'27.26"W
UTM	:	277769.57 m E 8674791.31 m S

Tabla 6. Ubicación geográfica

4.2.1.2. Arquitectura

Como se mencionó previamente, la estructura consta de 12 módulos (A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K y L) como se muestra en el plano presentado a continuación. Sin embargo, el análisis de vulnerabilidad se realizará solo en el módulo L.

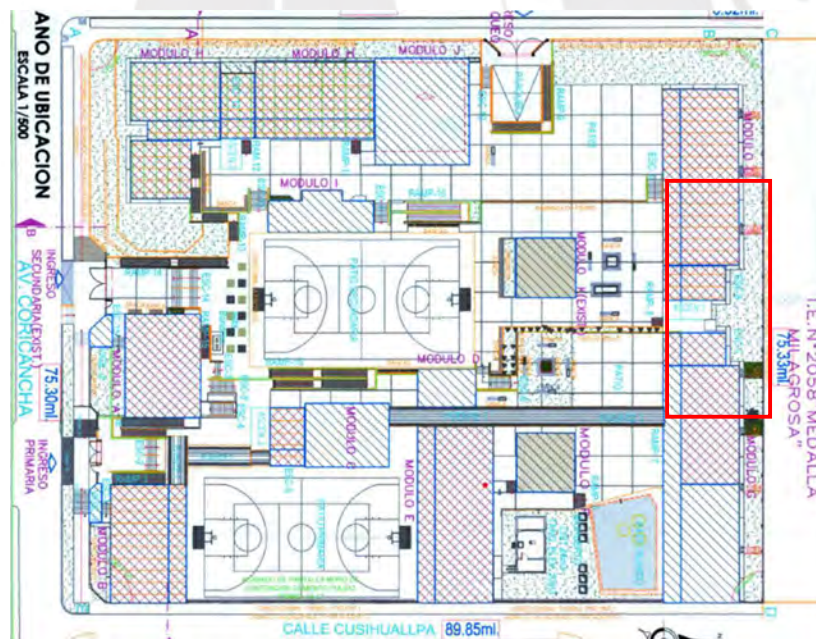


Figura 6. Plano de arquitectura

A continuación, se muestra la elevación principal del módulo L, así como la planta del segundo y tercer piso del mismo, donde se aprecia la distribución y uso de las áreas que componen el módulo a evaluar.

El módulo L tiene una fachada de muros de albañilería tarrajado y pintado. Así mismo, cuenta con una baranda metálica ubicado en el perímetro del volado (pasadizos).



Figura 7. Plano de elevación principal del módulo L

4.2.1.3. Descripción estructural

La estructura de la IE N°3056 está conformada por pórticos, muros de albañilería y losas aligeradas.

Columnas

La estructura del módulo L cuenta con diez columnas “T”, cuatro columnas “L” y dos columnas rectangulares, en el piso típico, con las dimensiones mostradas a continuación:

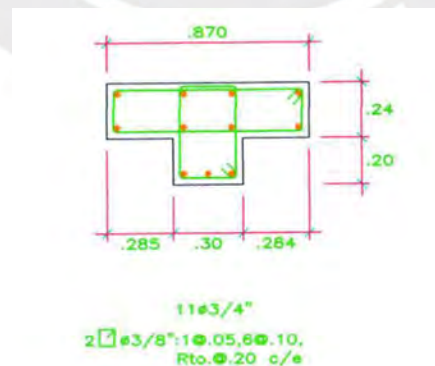


Figura 8. Sección de columna “T” de piso típico (Autocad)

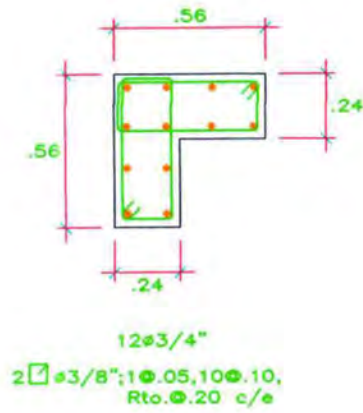


Figura 9. Sección de columna "L" de piso típico (Autocad)

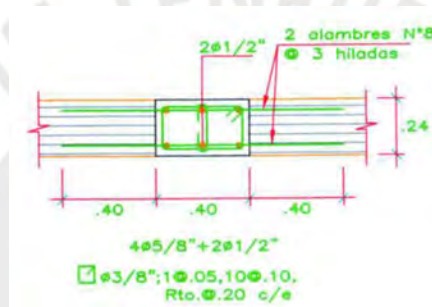


Figura 10. Sección de columna rectangular de piso típico (Autocad)

Se muestra la distribución de las columnas "T", "L" y rectangulares del módulo escolar, empleando el Software ETABS:

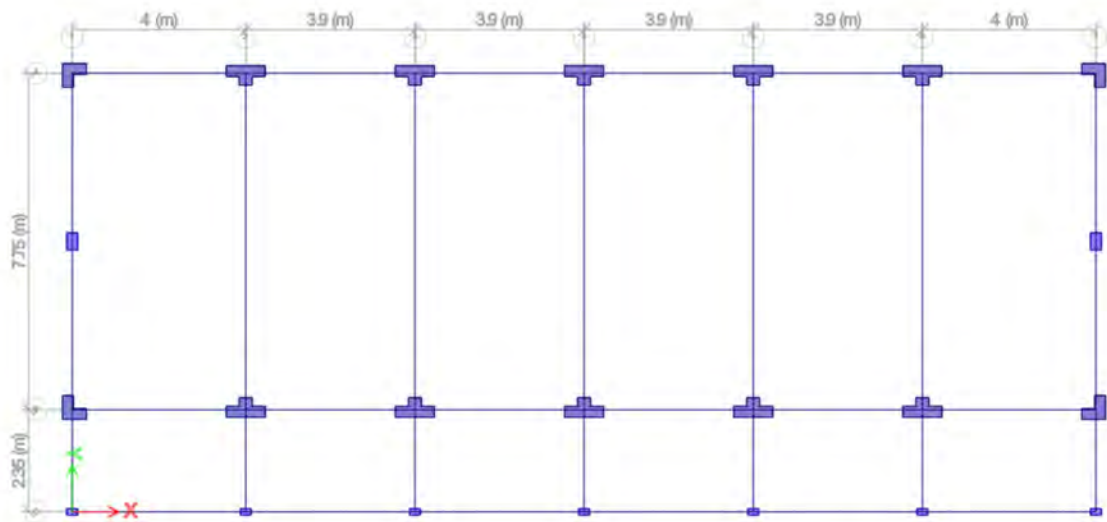


Figura 11. Distribución de columnas (ETABS)

Muros de Albañilería

La estructura del módulo L cuenta con muros de albañilería en el eje transversal (eje 1 y 7). Todas las unidades de albañilería son de arcilla del tipo solida maciza con dimensiones 9x13x24.

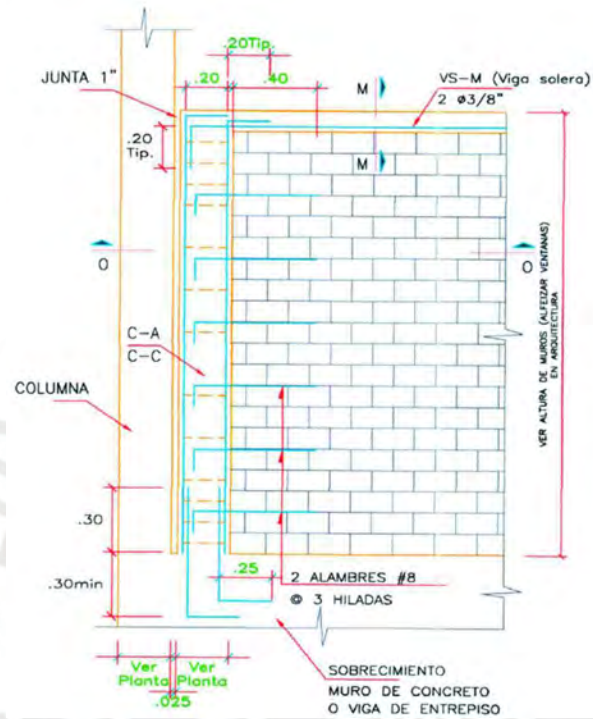


Figura 12. Detalle de confinamiento en muros de albañilería (Autocad)

Se muestra la distribución de los muros de albañilería, empleando el Software ETABS:

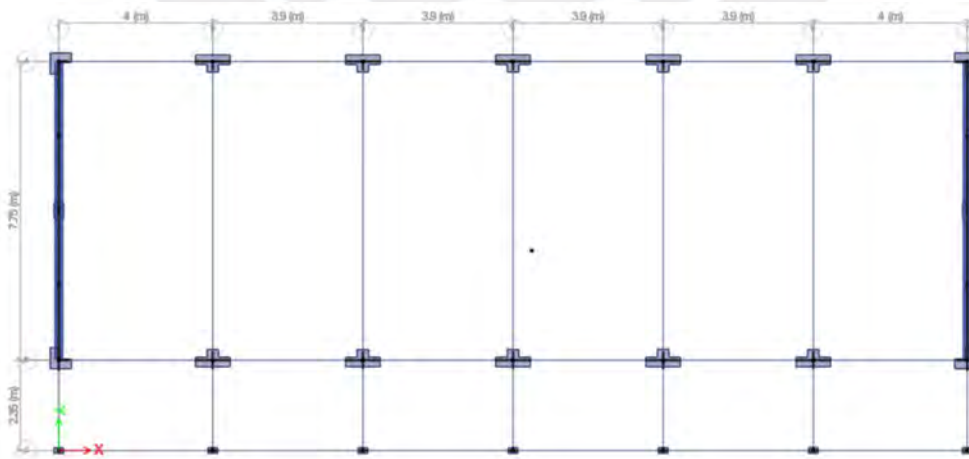


Figura 13. Distribución de muros de albañilería (ETABS)

Vigas

La estructura del módulo escolar cuenta con dos secciones de vigas típicas de 0.30 x 0.60 m y 0.24 x 0.60 m desde el primer piso hasta el tercero.

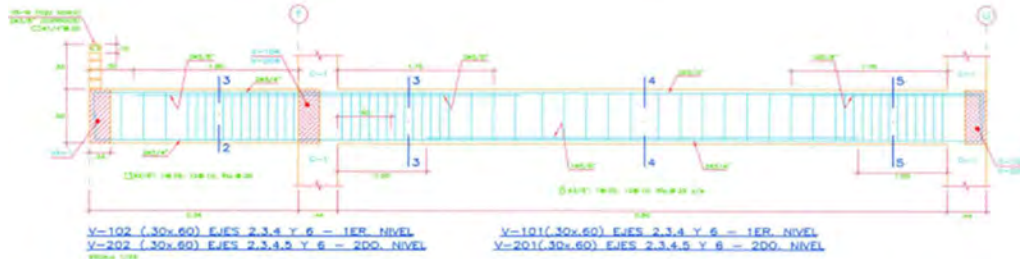


Figura 14. Sección transversal de viga V 0.30 X 0.60



Figura 15. Sección transversal de viga V 0.24 X 0.60

Losas aligeradas

La estructura tiene un diafragma conformado por losas aligeradas de una dirección con 0.20 m de ancho, orientadas en el eje “x”:

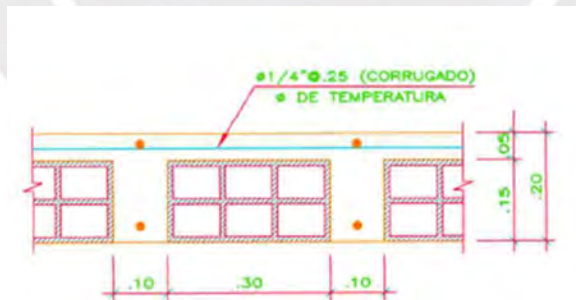


Figura 16. Detalle típico $h = 0.20$ m

Así mismo, se muestra la distribución y dirección de las losas aligeradas en todo el piso típico de la estructura en evaluación:

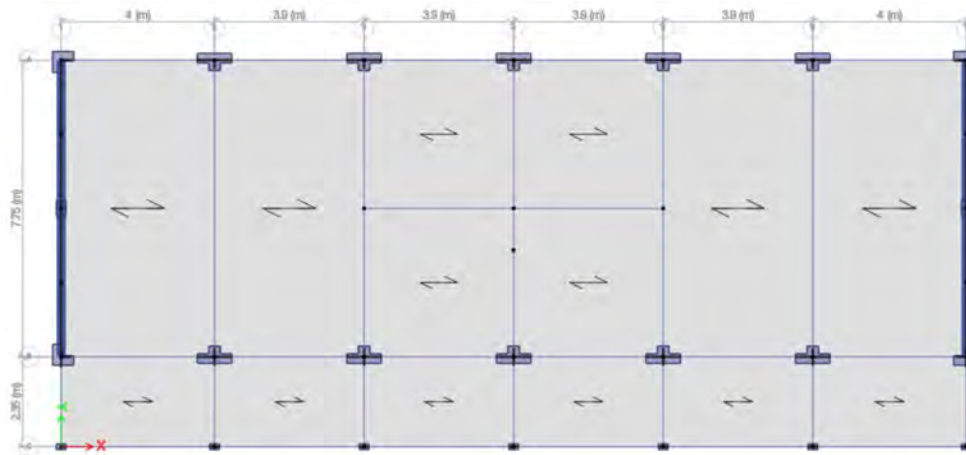


Figura 17. Losas aligeradas (ETABS)

Los parámetros sísmicos serán empleados en el análisis sísmico de la estructura.

4.2.2. Descripción tipológica según HAZUS

La tabla 5.1 del Manual Técnico HAZUS presenta un listado de 36 tipos de edificios modelo, en la que se puede clasificar la estructura según el material, sistema predominante y altura total de la estructura.

No	Etiqueta	Descripción	Altura			
			Rango		Típico	
			Nombre	Nivel	Nivel	Pies (ft)
16	C1L	"Concrete Moment Frame"	Altura Baja	1-3	2	20
17	C1M		Altura Media	4-7	5	50
18	C1H		Altura alta	8+	12	120
34	URML	"Unreinforced Masonry Bearing Walls"	Baja altura	1-2	1	15
35	URMM	"Mobile Homes"	Mediana altura	3+	3	35

Tabla 7. Tipos de edificio modelo (tomado de "Technical Manual HAZUS MR4, 1999")

El módulo escolar a analizar es de 3 niveles y en la dirección "x" cuenta con un sistema de pórticos de concreto resistente a momento. Entonces, la estructura se clasifica con la etiqueta C1L que corresponde a pórticos de concreto resistentes a momento de baja altura.

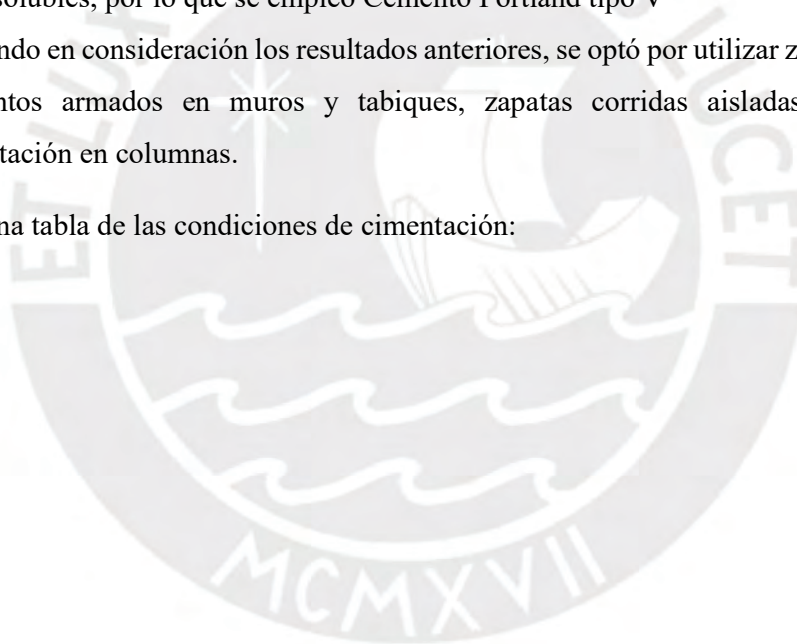
Por otro lado, ese encuentra un sistema estructural de muros de albañilería predominante en la dirección "y" es de muros de albañilería, por lo que la estructura se clasifica con la etiqueta URMM que corresponde a muros de carga de albañilería no reforzada.

4.3. Resultados de estudio de mecánica de suelos

A partir de este estudio se obtuvieron los parámetros necesarios para caracterizar el terreno y poder realizar el proyecto:

- Estratigrafía sobre la que se apoya la cimentación: arena limosa no plástica (SM)
- La presión admisible del terreno: 1.25 kg/cm^2
- Profundidad mínima de cimentación: 1.50 m
- Según la norma E.030 el terreno presenta un suelo intermedio (S2), para el cual se tiene un periodo TP igual a 0.6 s y un periodo TL con valor igual a 2 s.
- No se presentó nivel freático en la profundidad de exploración (3.00 metros)
- No existen problemas de colapso, expansión ni licuación
- Se encontró que el terreno sí está expuesto al ataque químico de sulfatos, cloruros y/o sales solubles, por lo que se empleó Cemento Portland tipo V
- Tomando en consideración los resultados anteriores, se optó por utilizar zapatas y sobre cimientos armados en muros y tabiques, zapatas corridas aisladas y vigas de cimentación en columnas.

Se presenta una tabla de las condiciones de cimentación:



RESUMEN CONDICIÓN DE CIMENTACIÓN		
Tipo de Cimentación	Zapatas y sobre cimientos armados en muros y tabiques, zapatas corridas aisladas y vigas de cimentación en columnas.	
Estrato de apoyo de cimentación	: SM	
Profundidad de la napa freática	: N.P.	Fecha : -
Parámetros de diseño de la cimentación		
Profundidad de cimentación	: 1.50 m (a partir del NTN)	
Presión admisible en el terreno	: 1.25 kg/cm ²	
Parámetros sísmicos del Suelo (De acuerdo a la Norma E.030)		
Zona sísmica	: 4	
Tipo de perfil de suelo	: S2	
Factor del suelo (S)	: 1.05	
Periodo TP (s)	: 0.60	
Periodo TL (s)	: 2.00	
Agresividad del suelo a la cimentación	: Sí	
Problemas especiales de cimentación		
Licuaación	: No presenta	
Colapso	: No presenta	
Expansión	: No presenta	

Tabla 8. Resumen de condiciones de cimentación

4.4. Análisis sísmico

4.4.1. Modelo estructural del edificio

El modelo estructural se realiza en el software ETABS. Primero, se define el material de concreto de $2800 \text{ tonf}/\text{m}^2$ al tratarse de una estructura esencial, con un peso por volumen de $2.4 \text{ tonf}/\text{m}^3$, módulo de elasticidad de $15000 \times \sqrt{f'c}$.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material named 'CONCRETO 280'. The 'General Data' section includes fields for Material Name, Material Type (Concrete), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (green), and Material Notes. The 'Material Weight and Mass' section has radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density', with input fields for Weight per Unit Volume (2.4 tonf/m³) and Mass per Unit Volume (0.244732 tonf·s³/m⁴). The 'Mechanical Property Data' section includes Modulus of Elasticity, E (2509980.07960223 tonf/m²), Poisson's Ratio, U (0.15), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000099 1/C), and Shear Modulus, G (1091295.69 tonf/m²). The 'Design Property Data' section has a button for 'Modify/Show Material Property Design Data...'. The 'Advanced Material Property Data' section includes buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. The 'Modulus of Rupture for Cracked Deflections' section has radio buttons for 'Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)' (selected) and 'User Specified'. The dialog box has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figura 18. Definición de propiedades del concreto (ETABS)

Después, se define el material de acero de refuerzo de grado G60 a utilizarse en los elementos estructurales, con un peso por volumen de $7.85 \text{ tonf}/\text{m}^3$, módulo de elasticidad de $20000000 \text{ tonf}/\text{m}^2$ y fluencia $4200 \text{ tonf}/\text{m}^2$.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a steel reinforcement material named 'A615Gr60'. The 'General Data' section includes fields for Material Name, Material Type (Rebar), Directional Symmetry Type (Uniaxial), Material Display Color (blue), and Material Notes. The 'Material Weight and Mass' section has radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density', with input fields for Weight per Unit Volume (7.849 tonf/m³) and Mass per Unit Volume (0.80038 tonf·s³/m⁴). The 'Mechanical Property Data' section includes Modulus of Elasticity, E (20389019.16 tonf/m²) and Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000117 1/C). The 'Design Property Data' section has a button for 'Modify/Show Material Property Design Data...'. The 'Advanced Material Property Data' section includes buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...'. The dialog box has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Figura 19. Definición de propiedades del acero (ETABS)

Así mismo, se definen las secciones como columnas, vigas, losas y placas. Los elementos tales como vigas y columnas se definen como elementos tipo *frame*, mientras que los muros de albañilería consisten en rótulas de corte en elementos tipo *frame* y las losas, como secciones tipo membrana.

Se muestra el modelo estructural en ETABS luego de definir los materiales y asignar los elementos estructurales mencionados:

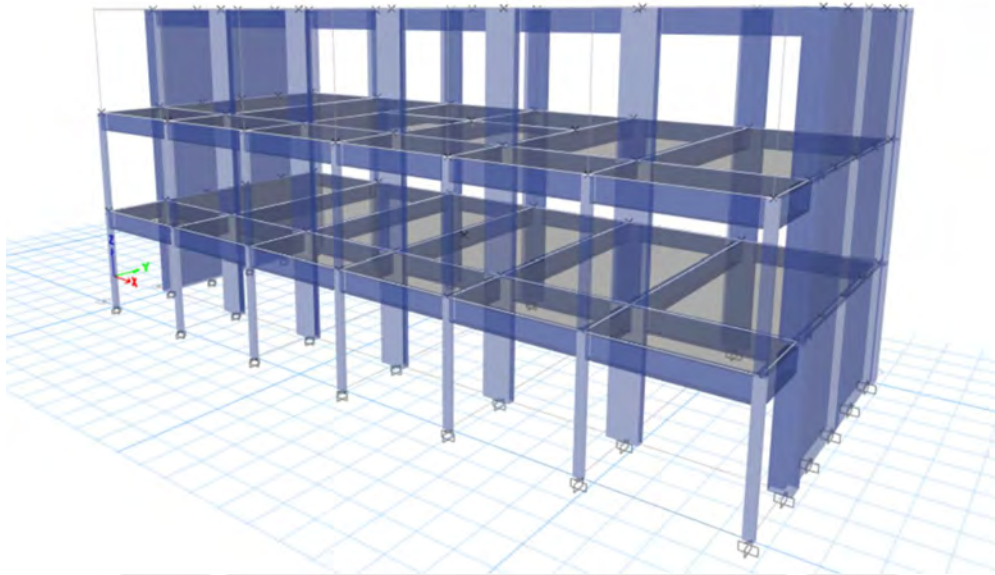


Figura 20. Modelo estructural (ETABS)

Se define el diafragma rígido para determinar el centro de masa en donde se aplicarán las cargas sísmicas:

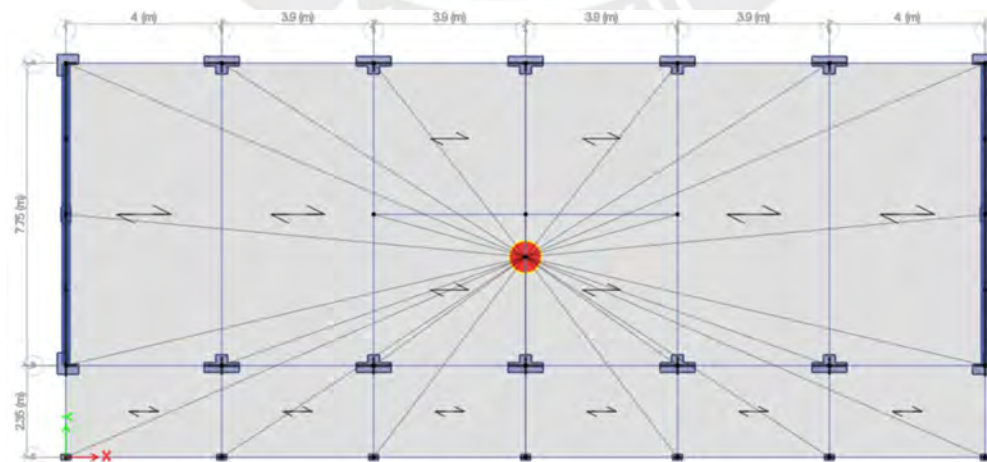


Figura 21. Diafragma rígido de la estructura (ETABS)

Para definir la masa sísmica, se coloca un factor de carga muerta igual a 1 y un factor 0.5 para edificaciones esenciales.

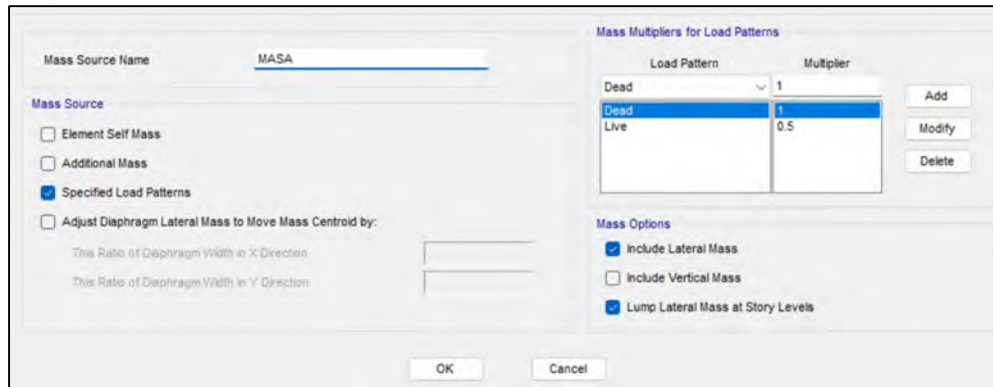


Figura 22. Masa sísmica para una edificación esencial (ETABS)

Por último, al momento de diseñar linealmente los elementos de la edificación, se definen las siguientes combinaciones de carga:

- $1.4 CM + 1.7 CV$
- $1.25 (CM + CV) \pm S$
- $0.9 CM \pm S$

4.4.2. Metrado de cargas

El modelo de la estructura es presentado en 3D, realizado en ETABS, con las cargas correspondientes a las cargas viva y muerta de las losas aligeradas y tabiques.

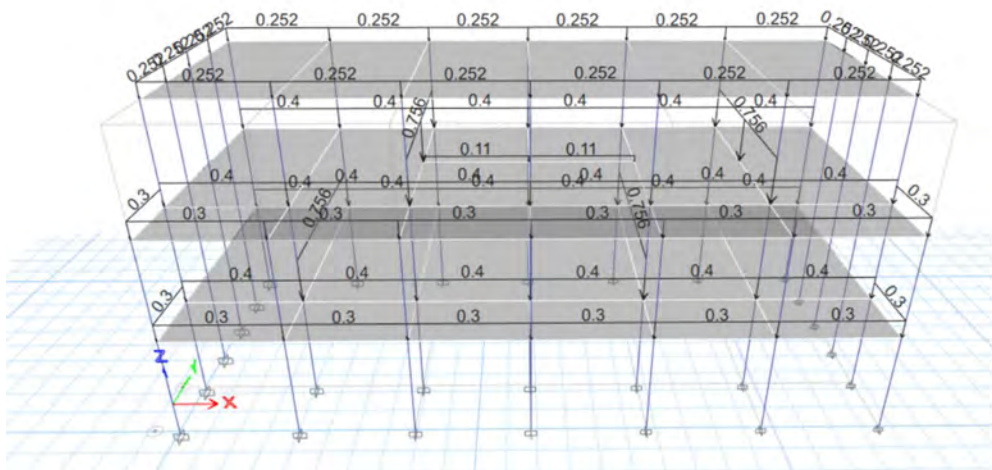


Figura 23. Modelo con cargas de gravedad aplicadas en la estructura (ETABS)

Carga Muerta (CM)

- o Losa aligerada

$$\text{piso terminado} = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\text{peso propio} = 0.30 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$CM = 0.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

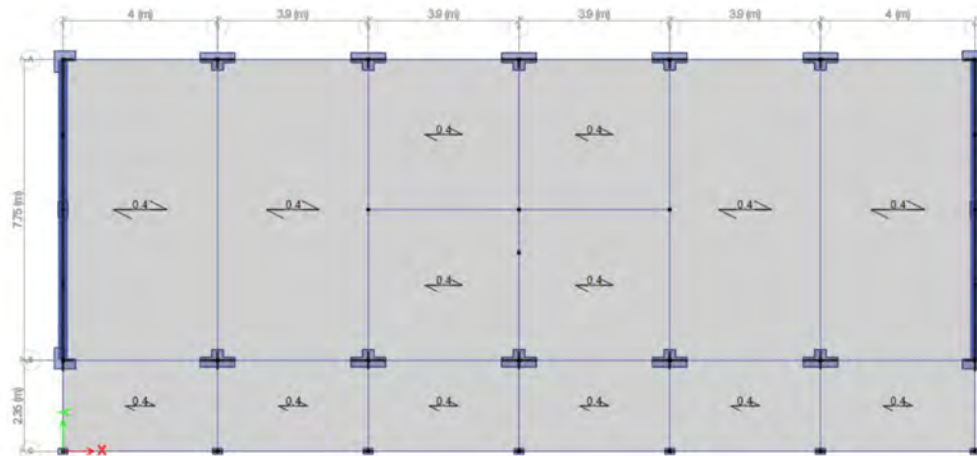


Figura 24. CM de la losa aligerada en piso típico (ETABS)

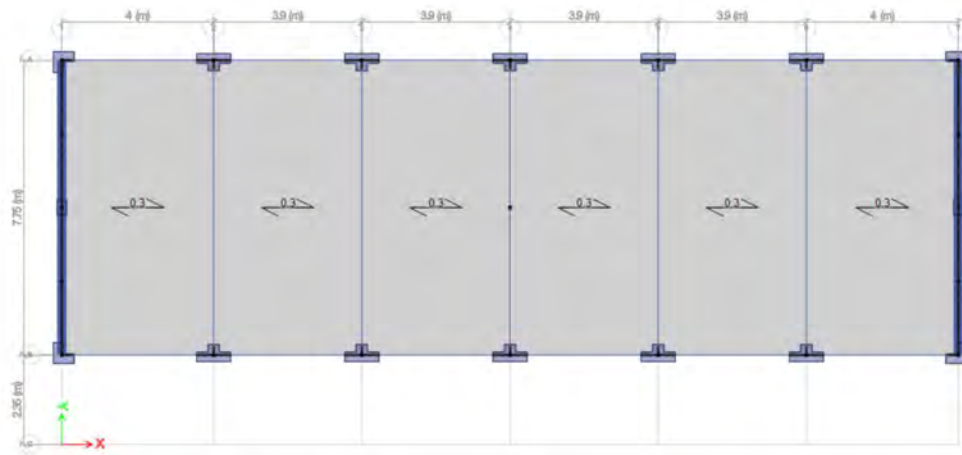


Figura 25. CM de la losa aligerada en el techo 3 (ETABS)

○ Tabiquería

EJE	OPERACIÓN	CM (tonf/m)
A – B	$1.80 * 0.14 * 1.60$	0.40
C	$1.80 * 0.14 * 1.20$	0.30
1-7	$1.80 * 0.14 * (3.60 - 0.60)$	0.756
Perímetro (techo 3)	$1.80 * 0.14 * 1.00$	0.252

Tabla 9. Metrado de tabiquería

○ Murete de concreto armado

PISO	OPERACIÓN	CM (tonf/m)
2	$2.40 * 0.20 * 0.23$	0.11

Tabla 10. Metrado de murete

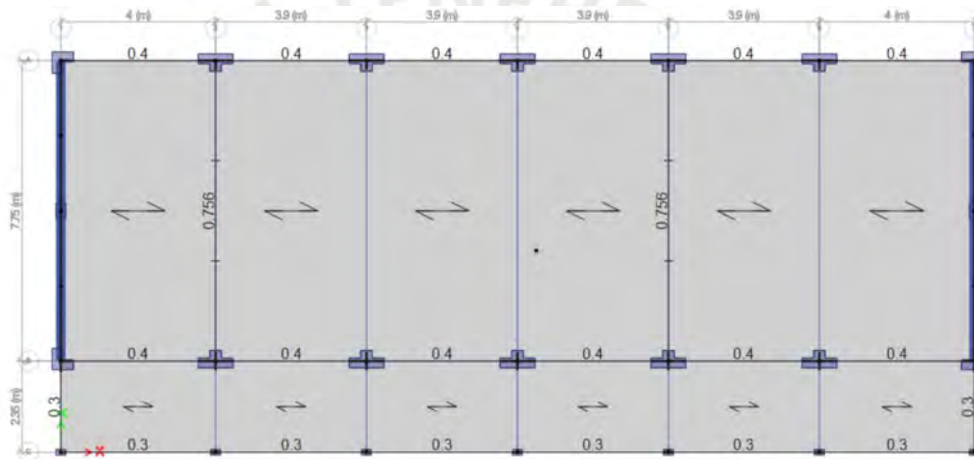


Figura 26. Carga distribuida en las vigas debido a la tabiquería (Techo 1/ETABS)

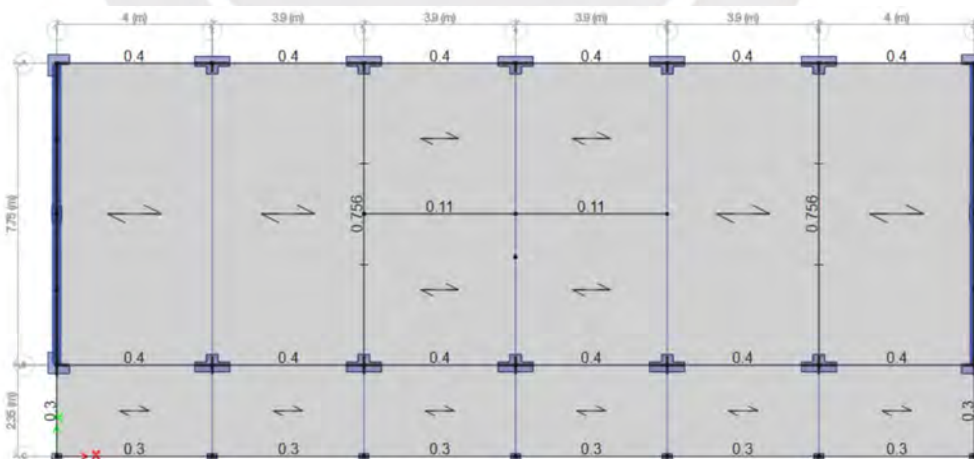


Figura 27. Carga distribuida en las vigas debido a la tabiquería (Techo 2/ETABS)

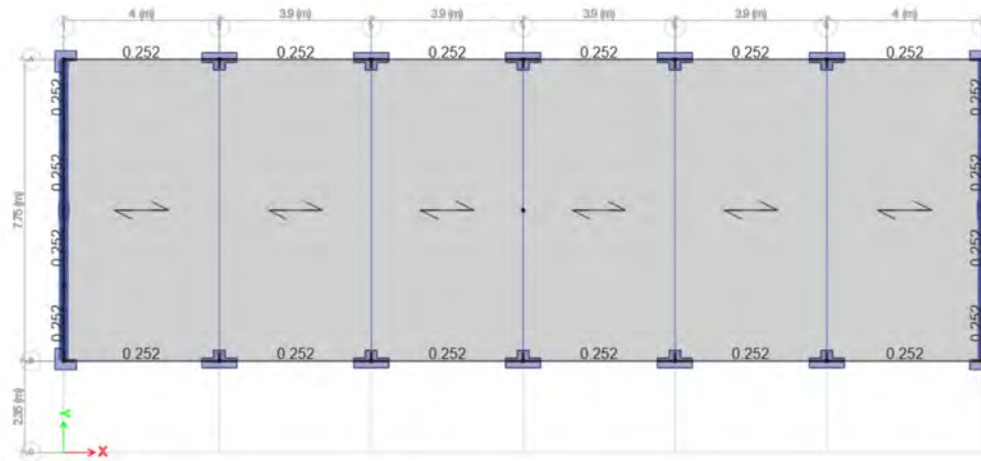


Figura 28. Carga distribuida en las vigas debido a la tabiquería (Techo 3/ETABS)

Carga Viva (CV)

- Losa Aligerada

Se obtienen las cargas vivas para cada área según su uso, a partir de la Norma E.020:

ÁREA	CV (tonf/m)
Depósito	0.50
Taller de industria del vestido	0.35
Aula	0.25
Computación e informática	0.30
Corredores	0.40

Tabla 11. Cargas vivas para cada área

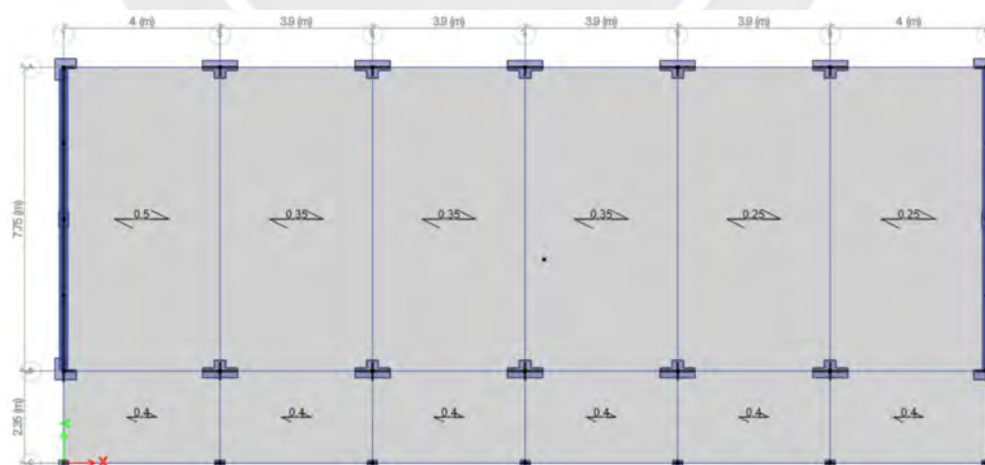


Figura 29. Carga viva asignada a cada paño según su uso (Piso 2/ETABS)

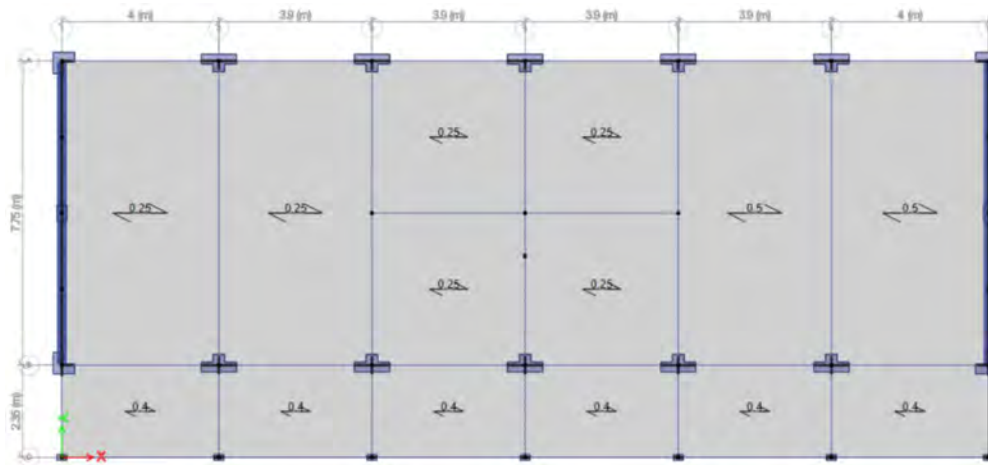


Figura 30. Carga viva asignada a cada paño según su uso (Piso 3/ETABS)

4.4.3. Definición de parámetros sísmicos

Al momento de realizar la evaluación sísmica, se supone que la estructura exhibe un comportamiento lineal elástico frente a solicitaciones sísmicas reducidas. Se definen los parámetros mostrados a continuación, tomando en cuenta las exigencias de la norma E.030:

4.4.3.1. Parámetro de Zonificación (Z)

La norma técnica peruana E.030 divide el mapa del Perú en cuatro zonas y asigna a cada una un factor Z , el cual representa la máxima aceleración horizontal en un suelo rígido con una probabilidad del 10% de ser superada en un periodo de 50 años. (El Peruano, 2018).

La estructura a evaluar está ubicada en Independencia, en el departamento de Lima, razón por la cual se clasifica como zona Z4 y entonces se obtiene un valor de zonificación Z igual a 0.45, según lo que se aprecia en el mapa territorial.



Figura 31. Mapa del Perú (El Peruano, 2018)

4.4.3.2. Parámetros de sitio

Se determinó un suelo tipo 2 mediante el estudio de mecánica de suelos realizado previamente; es decir, se encontró un suelo intermedio. De acuerdo con la norma E. 030, el suelo tipo S2 corresponde a suelos de mediana rigidez que cuentan con una velocidad de propagación de ondas de corte entre 180 m/s y 500 m/s.

Entonces, para calcular el factor de amplificación del suelo S, basta observar la tabla N°3 de la Norma E.030 para determinar que el valor de S es igual a 1.05.

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla 12. Tabla de factor de suelo S (El Peruano, 2018)

Así mismo, una vez determinado el perfil de suelo (S2), se obtiene el periodo T_p , el cual describe la plataforma del factor C y el periodo T_L que describe el inicio de la zona del factor C con un desplazamiento constante. Se muestra la tabla N°4 de la norma E.030:

PERÍODOS " T_p " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Tabla 13. Tabla de periodos T_p y T_L (El Peruano, 2018)

4.4.3.3. Factor de amplificación sísmica (C)

Según la Norma E.030, el factor de amplificación sísmica se define con las propiedades del sitio:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Tabla 14. Factor de amplificación sísmica (El Peruano, 2018)

Es así que se determina que el valor del factor de amplificación de la aceleración de la edificación con relación a la aceleración del suelo (C), para la estructura a analizar, es igual a 2.5.

4.4.3.4. Factor de uso (U)

Este factor está definido por la relevancia de la instalación, para ello, la Norma E.030 realizó una tabla categórica de las edificaciones y el factor U:

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como <u>instituciones educativas</u>, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1,5

Tabla 15. Categoría de las edificaciones y factor U (El Peruano, 2018)

Según lo mostrado, una institución educativa se cataloga como una edificación esencial y por tanto se le otorga un factor de uso U igual a 1.5.

4.4.3.5. Coeficiente básico de Reducción Sísmica (R0)

La Norma E.030, presenta una tabla de coeficientes básicos de reducción R_0 según el sistema estructural empleado en el proyecto:

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Tabla 16. Coeficientes básicos de reducción R_o (NTP E.030)

El módulo escolar tiene un sistema estructural de pórticos en el eje longitudinal y de muros de albañilería en el eje transversal, por lo tanto, el valor de R_y es igual a 3 y el valor de R_x es igual a 8; sin embargo, por tratarse de una estructura esencial, se considerará un valor de R_x igual a 6. Esto se corrobora en el apartado 4.4.4. Análisis Estático.

4.4.3.6. Irregularidades

Se asume que no hay ninguna irregularidad debido a que es una estructura existente y es simétrica, esto se verificará con el uso de ETABS. Para ello, primero se desarrolla el espectro de pseudo aceleración del suelo.

Se presenta una tabla resumen de los parámetros seleccionados para el análisis sísmico posterior:

Perfil de suelo	S2
Zona	Z4
Z4	0.45
T_p (s)	0.60
T_L (s)	2.00
Factor de suelo "S"	1.05
Factor de uso "U"	1.5

Tabla 17. Valores para el cálculo del espectro de pseudo aceleraciones del suelo

A continuación, se aprecia la deformación de la edificación debido a las cargas gravitacionales aplicadas:

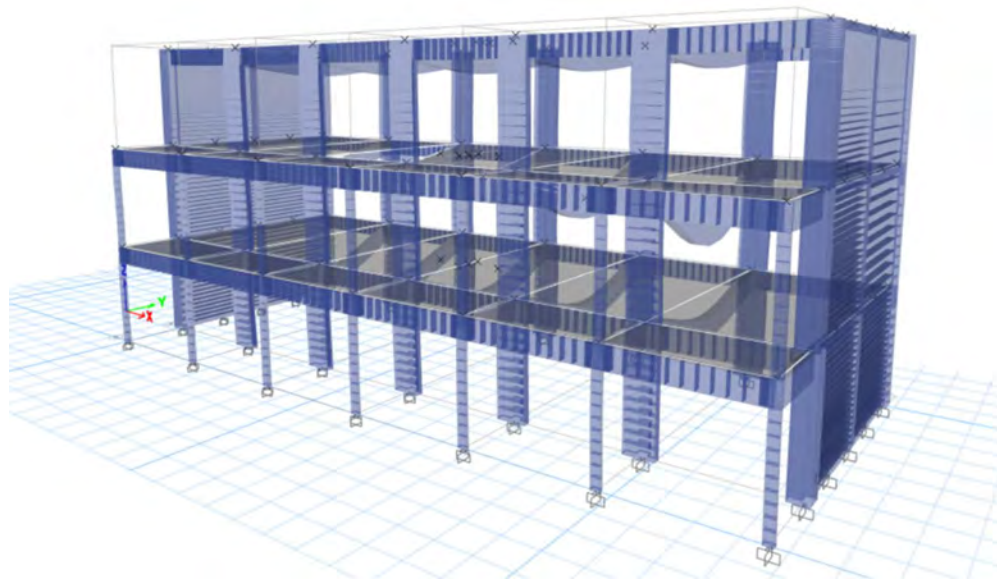


Figura 32. Deformada del módulo escolar L

Irregularidad Torsional

Esta se verifica cuando el desplazamiento máximo relativo de entrepiso es 1.3 veces mayor que el promedio de los desplazamientos extremos. Así mismo, habrá irregularidad torsional extrema con una relación de desplazamientos mayor a 1.5 veces el promedio.

Hitoria	Caso de salida	Tipo de paso	Dirección	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
3	DERXXMY+	Max	X	0.012	0.012	1.00
3	DERXXMY-	Max	X	0.012	0.012	1.01
2	DERXXMY+	Max	X	0.021	0.021	1.00
2	DERXXMY-	Max	X	0.022	0.021	1.02
1	DERXXMY+	Max	X	0.019	0.018	1.00
1	DERXXMY-	Max	X	0.019	0.019	1.03

Tabla 18. Análisis de irregularidad torsional XX

Hitoria	Caso de salida	Tipo de paso	Dirección	Deriva máxima	Deriva promedio	Ratio
3	DERYYMX+	Max	Y	0.008	0.007	1.21
3	DERYYMX-	Max	Y	0.008	0.007	1.18
2	DERYYMX+	Max	Y	0.012	0.010	1.22
2	DERYYMX-	Max	Y	0.012	0.010	1.18
1	DERYYMX+	Max	Y	0.011	0.009	1.22
1	DERYYMX-	Max	Y	0.011	0.009	1.18

Tabla 19. Análisis de irregularidad torsional YY

Como se observa en ambas tablas, la irregularidad torsional en las direcciones “x” e “y”, la relación entre la deriva promedio y la máxima es aproximadamente 1. Por lo tanto, no hay torsión ni en X ni en Y.

Irregularidad de esquinas entrantes

La norma de ingeniería sismorresistente indica que una estructura es calificada como irregular cuando sus esquinas entrantes son mayores al 20% de la dimensión total en ambas direcciones. En el modelo analizado no se cuenta con alguna esquina entrante, la geometría de la planta es rectangular. Por ello, no será necesario evaluar esta irregularidad.

Irregularidad por discontinuidad de diafragma

Una estructura no es regular cuando las aberturas de los diafragmas exceden el 50% del área total del diafragma, según la Norma E.030. Como se puede observar en las imágenes de los planos en planta de la estructura, no existe alguna abertura en el diafragma. Por ello, no será necesario evaluar la irregularidad por discontinuidad de diafragma.

Irregularidad de Rigidez-Piso blando

Para el análisis de rigidez de piso blando existen dos criterios. En el primer criterio, la estructura presenta irregularidad si la rigidez lateral de cualquiera de los entrepisos es menor al 70% de la rigidez lateral del piso inmediatamente superior. Por otro lado, el segundo criterio establece que, si la rigidez de entrepiso es menor al 80% del promedio de las rigideces de los entrepisos superiores, entonces habrá irregularidad por piso blando.

Historia	Caso de salida	Cortante X	Deriva X	Rigidez X	0.7	0.8
3	DERXXMY-	256.45	0.012	21861.72		
2	DERXXMY-	625.53	0.021	29191.26	1.34	
1	DERXXMY-	808.34	0.019	43287.81	1.48	1.70

Tabla 20. Análisis de rigideces en dirección XX con excentricidad negativa

Historia	Caso de salida	Cortante X	Deriva X	Rigidez X	0.7	0.8
3	DERXXMY+	257.70	0.012	21897.68		
2	DERXXMY+	626.14	0.021	29307.43	1.34	
1	DERXXMY+	808.47	0.019	43472.65	1.48	1.70

Tabla 21. Análisis de rigideces en dirección XX con excentricidad positiva

Historia	Caso de salida	Cortante Y	Deriva Y	Rigidez Y	0.7	0.8
3	DERYYMX-	257.95	0.007	37217.74		
2	DERYYMX-	614.26	0.010	59749.93	1.61	
1	DERYYMX-	796.37	0.009	86238.22	1.44	1.78

Tabla 22. Análisis de rigideces en dirección YY con excentricidad negativa

Historia	Caso de salida	Cortante Y	Deriva Y	Rigidez Y	0.7	0.8
3	DERYYMX+	255.66	0.007	37019.44		
2	DERYYMX+	610.49	0.010	59744.49	1.61	
1	DERYYMX+	789.10	0.009	86150.49	1.44	1.78

Tabla 23. Análisis de rigideces en dirección YY con excentricidad positiva

Como se puede observar en todos los análisis, los valores están por encima del 70% e incluso del 80%, entonces, la estructura no muestra ser irregular por piso blando.

Irregularidad por masa

La norma indica que se verifica una irregularidad por peso cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso del piso contiguo.

Historia	Diafragma	Masa X (tonf-s2/m)	Masa Y (tonf-s2/m)	Masa 3/ Masa 2
1	DU	12.85	12.85	
2	DU	23.36	23.36	
3	DU	22.06	12.28	0.94

Tabla 24. Análisis de rigideces en dirección YY con excentricidad positiva

De la tabla 24 se desprende que la relación entre las masas de pisos adyacentes no es mayor a 1.5, por lo tanto, se corrobora que la estructura no presenta irregularidad por masa.

Irregularidad Geometría vertical

La estructura es rectangular y sus dimensiones no varían en los dos pisos superiores; es decir, tanto el ancho como el largo se mantendrán constantes. Por ello, no será necesario verificar que las longitudes X e Y son 1.3 veces mayores que en entrepiso superior.

Análisis de derivas

Según la norma de ingeniería sismorresistente, se debe verificar que las derivas de entrepiso no sean mayores a los valores de la tabla mostrada:

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_j / h_{ej})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Tabla 25. Límites para la distorsión del entrepiso (NTP E.030)

Debido a que el material que predomina en el eje “x” de la estructura es de concreto armado, el valor de las derivas no debe exceder a 0.007.

Se obtiene una deriva máxima con excentricidad negativa en la dirección “x” igual a 0.0061:

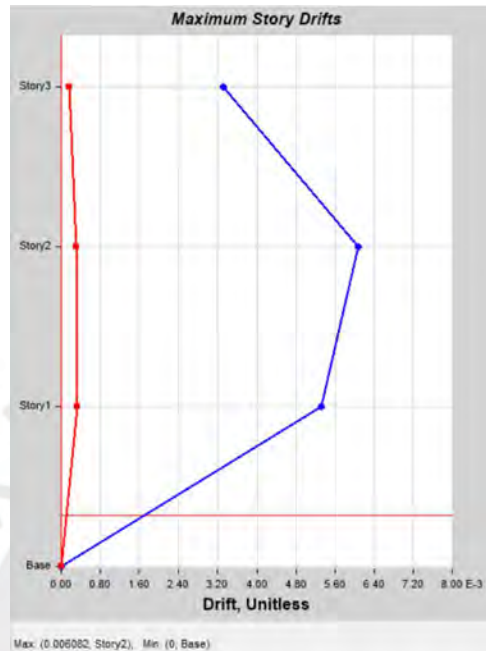


Figura 33. Máxima deriva en dirección X-X con excentricidad negativa (ETABS)

Se obtiene una deriva máxima con excentricidad positiva en la dirección “x” a 0.0059:

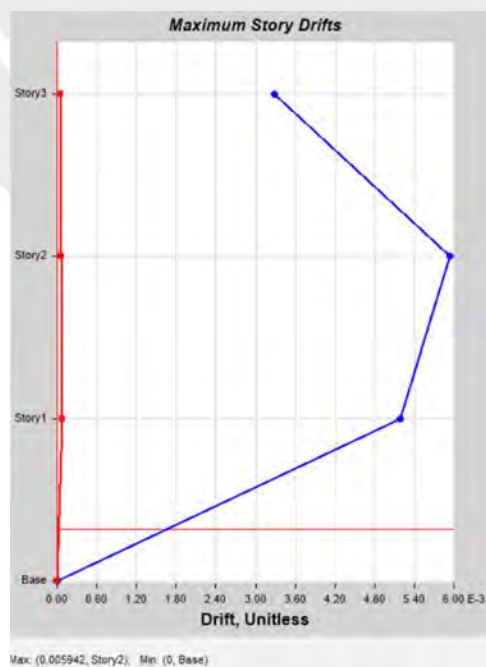


Figura 34. Máxima deriva en dirección X-X con excentricidad positiva (ETABS)

Así mismo, en el eje “y”, debido al material predominante de albañilería, el valor de las derivas no debe exceder a 0.005.

Se obtiene una deriva máxima con excentricidad negativa en la dirección “y” a 0.0034:

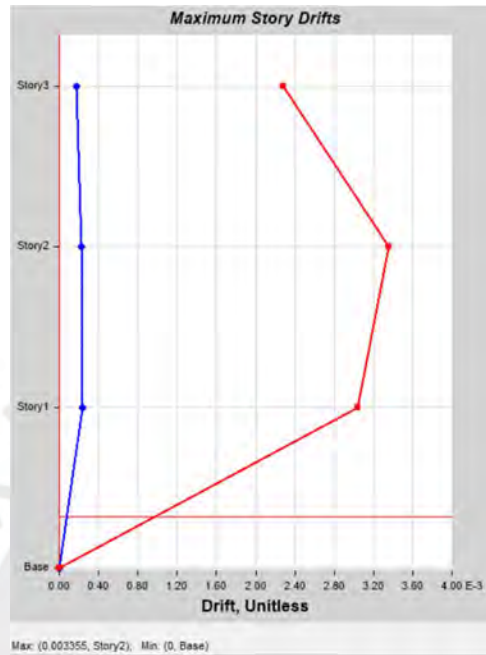


Figura 35. Máxima deriva en dirección Y-Y con excentricidad negativa (ETABS)

Se obtiene una deriva máxima con excentricidad positiva en la dirección “y” igual a 0.0034:

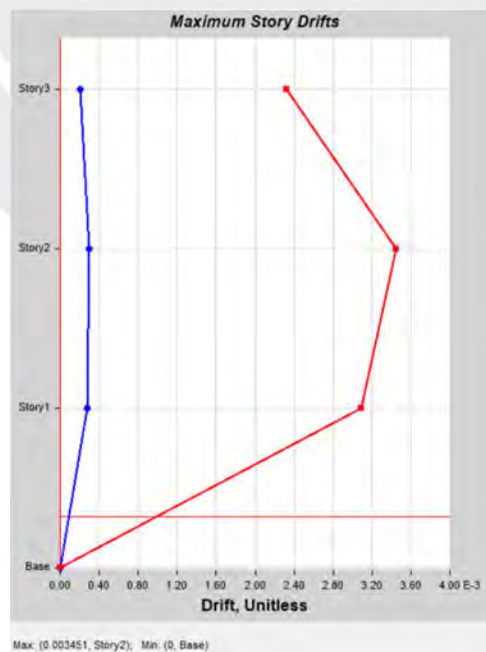


Figura 36. Máxima deriva en dirección Y-Y con excentricidad positiva (ETABS)

Como se puede observar tanto en las derivas del eje X como Y, con excentricidad positiva y negativa son menores a 0.007 y menor a 0.005, respectivamente. Esto cumple con el requisito de la norma antes mencionado.

4.4.4. Análisis estático

En este método se representan las cargas sísmicas ubicadas en el centro de masas de cada nivel. Para ello, primero se identifica la cortante dinámica que resisten los muros y la cortante basal, utilizando el software ETABS.

Historia	Caso de salida	Tipo de paso	Locación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)
1	SISXXMY+	Max	Base	0.009	24.09	0.09
1	SISXXMY-	Max	Base	0.020	24.06	0.26
1	SISYYMX+	Max	Base	20.63	0.53	300.94
1	SISYYMX-	Max	Base	20.80	0.49	303.65

Tabla 26. Cortante aplicada sobre los muros de la estructura

Historia	Caso de salida	Tipo de paso	Locación	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)
1	SISXXMY+	Max	Base	0	179.66	0.09
1	SISXXMY-	Max	Base	0	179.63	0.29
1	SISYYMX+	Max	Base	0	3.40	350.71
1	SISYYMX-	Max	Base	0	2.70	353.94

Tabla 27. Cortante basal de la estructura

	XX		YY
SISXXMY+	13%	SISYYMX+	86%
SISXXMY-	13%	SISYYMX-	86%

Tabla 28. Porcentaje de la cortante que está aplicada a los muros

Como se observa en la última tabla, la cortante que toman los muros en la dirección “y” es mayor a 70%, por lo que la estructura se califica como un sistema de muros de albañilería y, por tanto, se le atribuye un coeficiente de reducción (R_o) igual a 3. Por otro lado, en la dirección X, se encuentra con un sistema apertado; sin embargo, para edificaciones esenciales la Norma no acepta este tipo de sistema, por lo cual se realiza el análisis con un coeficiente de reducción (R_o) igual a 6 que corresponde a un sistema de placas.

4.4.5. Análisis dinámico modal espectral

Primero, se ingresa el valor de C como una función del tiempo. El artículo 11 de la Norma E.030 describe dicha función de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 T < T_P & \quad C = 2.5 \\
 T_P < T < T_L & \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T^2} \right) \\
 T > T_L & \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Se resumen los datos obtenidos del factor de amplificación en tabla a continuación:

T(s)	C	ZUCS
0.00	2.50	1.772
0.05	2.50	1.772
0.10	2.50	1.772
0.15	2.50	1.772
0.20	2.50	1.772
0.25	2.50	1.772
0.30	2.50	1.772
0.35	2.50	1.772
0.40	2.50	1.772
0.45	2.50	1.772
0.50	2.50	1.772
0.55	2.50	1.772
0.60	2.50	1.772
0.65	2.31	1.636
0.70	2.14	1.519
0.75	2.00	1.418
0.80	1.88	1.329
0.85	1.76	1.251
0.90	1.67	1.181
0.95	1.58	1.119
.	.	.
.	.	.
.	.	.
7.55	0.05	0.037
7.60	0.05	0.037
7.65	0.05	0.036
7.70	0.05	0.036
7.75	0.05	0.035
7.80	0.05	0.035
7.85	0.05	0.035
7.90	0.05	0.034
7.95	0.05	0.034
8.00	0.05	0.033

Tabla 29. Tabla para el cálculo del espectro de pseudoaceleraciones

Así mismo, se define la función espectral en el modelo en ETABS considerando una zona tipo Z4, factor de uso para una estructura esencial, tipo de suelo S2 y la función del factor de amplificación.

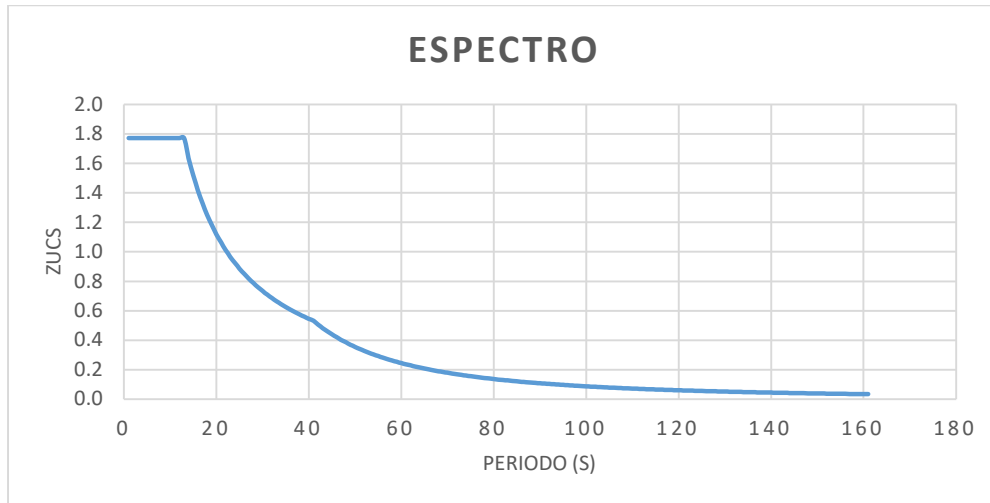


Figura 37. Factores de amplificación para S2

Con función espectral mostrada, se definen estados de carga estáticos no lineales, el análisis modal y las cargas de sismo en ambas direcciones considerando excentricidades. El factor de escala se determina con la expresión $\frac{Z(g)UCS}{R}$

Load Case Data

General

Load Case Name: SISXXMY+ [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MY+)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Z4S2U15	1.2258

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: ModalY+

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 38. Definición de cargas de sismo con excentricidad

Así mismo, para cada caso de sismo se crea un caso de deriva, multiplicando al factor anterior por 0.75 R si es regular y 0.85 R si es irregular. En este caso, se multiplicará por 0.75 R, ya que se trata de una estructura regular.

Figura 39. Definición de casos de deriva con excentricidad

Por otro lado, para determinar el factor de amplificación C se necesita conocer el periodo de vibración. Por ello, se realiza un análisis de traslación pura en ambas direcciones:

	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	
	Modal	1	0.341	0.869	0	0	0.869
	ModalX+	1	0.341	0.869	0	0	0.869
	ModalX-	1	0.341	0.869	0	0	0.869
	ModalY+	1	0.341	0.869	0	0	0.869
	ModalY-	1	0.341	0.869	0	0	0.869

Tabla 30. Análisis traslacional puro en la dirección XX

	Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUY	
	Modal	1	0.242	0	0.866	0	0.866
	ModalX+	1	0.242	0	0.866	0	0.866
	ModalX-	1	0.242	0	0.866	0	0.866
	ModalY+	1	0.242	0	0.866	0	0.866
	ModalY-	1	0.242	0	0.866	0	0.866

Tabla 31. Análisis traslacional puro en la dirección YY

Como se observa, tanto el periodo del análisis traslacional en el eje “x” e “y”, son inferiores al periodo que describe la plataforma ($T_P = 0.6$). Por lo tanto, el valor del factor de amplificación “C” es 2.5. Con este valor se puede calcular el cortante estático y con ello la cortante de diseño, que corresponde al 90% del cortante estático.

Excentricidad	Sentido	C	V estático	90% V estático
MY+	X	2.5	183.33	164.99
MY-	X	2.5	183.33	164.99
MX+	Y	2.5	366.65	329.99
MX-	Y	2.5	366.65	329.99

Tabla 32. Cálculo de cortante estática y de diseño

Para verificar el cortante de diseño, se exporta la tabla del ETABS correspondiente al sismo de diseño:

Historia	Output Case	Tipo de Caso	Tipo de paso	Locación	VX	VY
2	SISDISEÑOXX	Combinación	Max	Base	165.10	0.35
1	SISDISEÑOYY	Combinación	Max	Base	3.20	330.020

Tabla 33. Cortantes correspondientes al sismo de diseño en X e Y

De la tabla anterior, la cortante del sismo de diseño en “X” es igual a la cortante de diseño “X” y la cortante del sismo de diseño en “Y” es igual a la cortante de diseño en “Y”. Por lo que se puede verificar lo calculado respecto a la cortante de diseño.

CAPÍTULO V: ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

En este capítulo se realiza la evaluación estática no lineal, de manera que se logre obtener una respuesta estructural cercana en términos de desplazamiento y fuerza cortante. Para ello, en primera instancia, es importante asignar propiedades mecánicas no lineales al material utilizado en el modelo de ETABS.

5.1. Adaptación del modelo a no lineal

Para adaptar el acero de refuerzo a un modelo no lineal se utiliza el modelo Simple que considera tanto el endurecimiento como el ablandamiento. Así mismo, para definir la no linealidad en el material de concreto de 210 kg/cm^2 se define la curva de tensión deformación con el modelo Mander, se toma una deformación unitaria máxima igual a 0.004 y un punto de máximo esfuerzo igual a 0.002

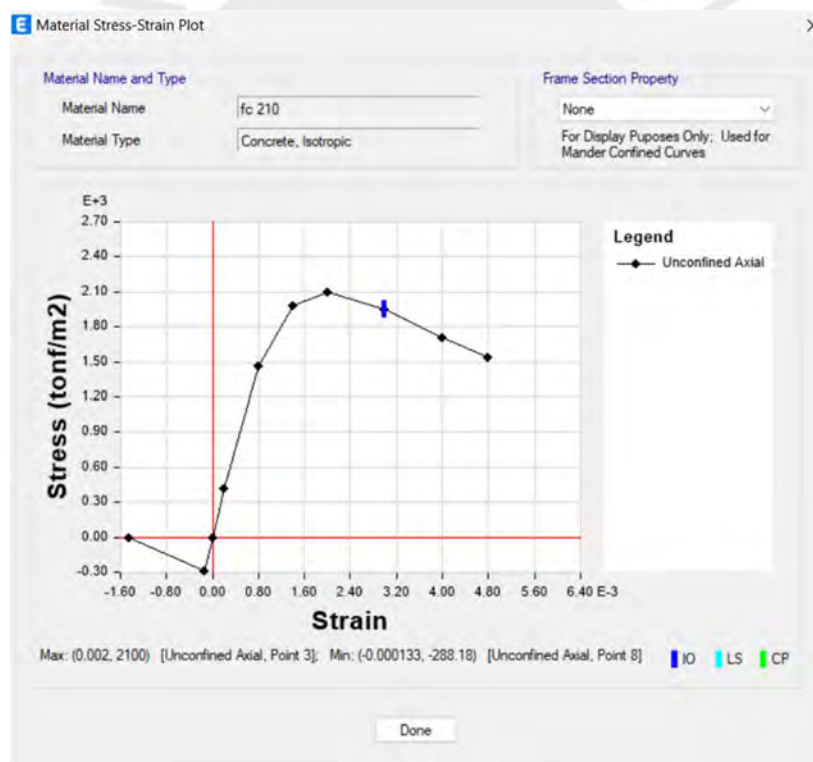


Figura 40. Gráfico de tensión del material de concreto (ETABS)

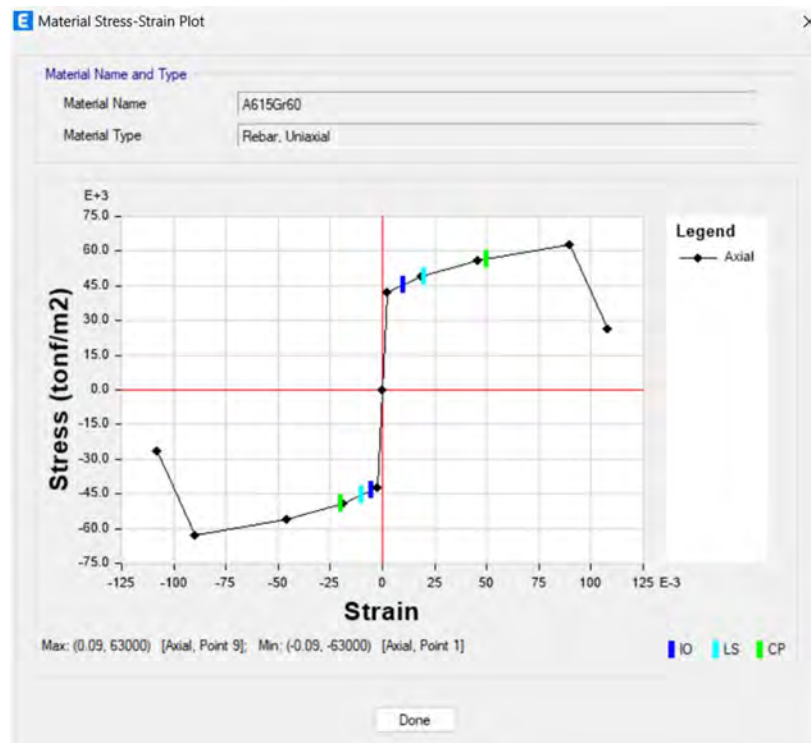


Figura 41. Gráfico de tensión del material de acero (ETABS)

Se definen las propiedades de refuerzo en columnas, placas y vigas tomando en cuenta el diámetro, número de las barras empleadas para cada sección, el borde libre que se asigna según el tipo de sección mostradas anteriormente (4.2.1.3. Descripción estructural). Posteriormente a ello, se designan rótulas en las vigas y columnas, para que estas se controlen por deformaciones y se comporten como fibras que trabajen para momento flector y carga axial, lo cual implica agregar un diagrama de momento y rotación en un punto. Estas se disponen en la cara de los nudos entre columna y viga, tanto inferior como superior. Las curvas esfuerzo-deformación para elementos tipo fibra se pueden apreciar en la siguiente imagen:

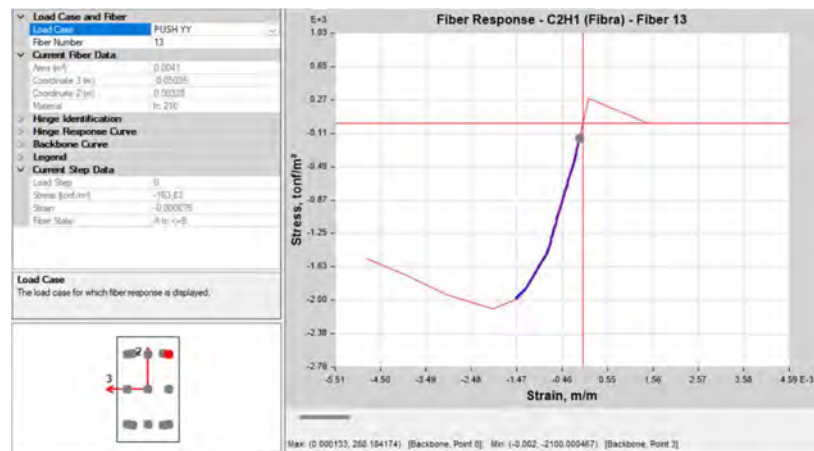


Figura 42. Esfuerzo-Deformación sección C-25x15(ETABS)

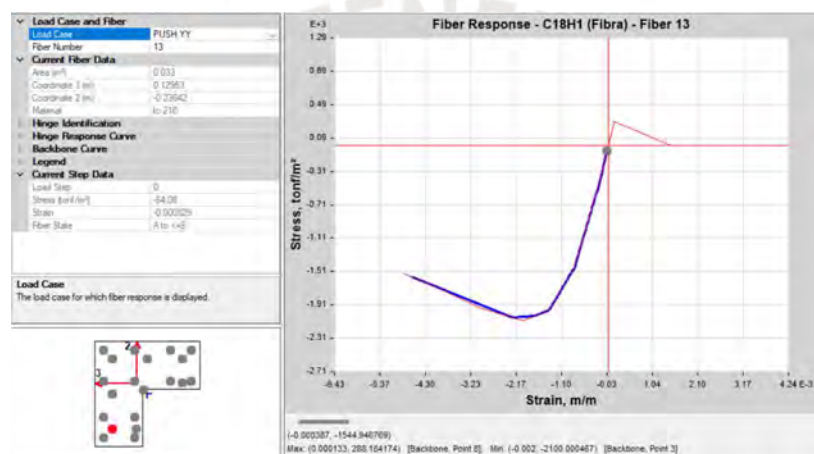


Figura 43. Esfuerzo-Deformación sección C-2(ETABS)

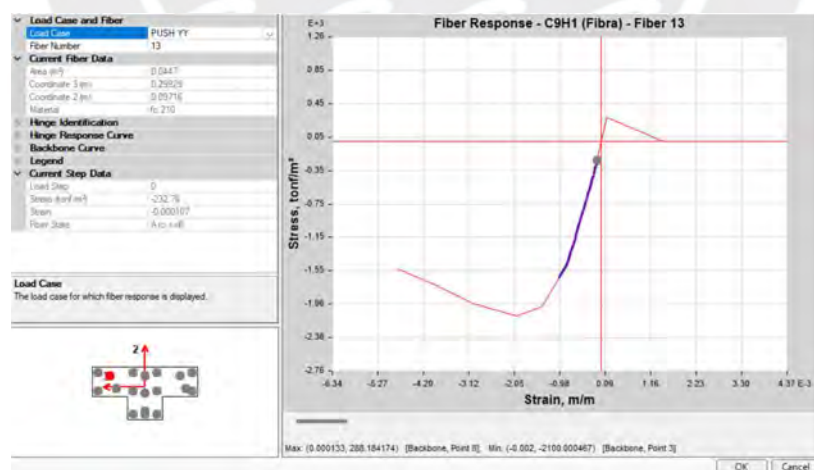


Figura 44. Esfuerzo-Deformación sección C-1(ETABS)

Por otro lado, los muros de albañilería se modelan como columnas anchas con rótulas de corte que trabajan a fuerza-desplazamiento, como se muestra:

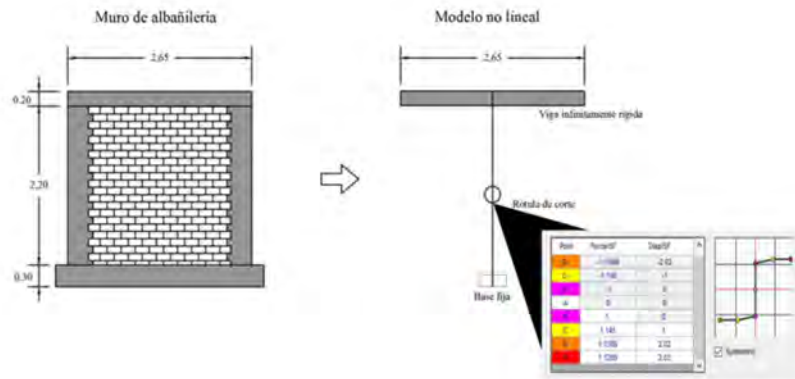


Figura 45. Modelo no lineal equivalente (Gonzales et al, 2020)

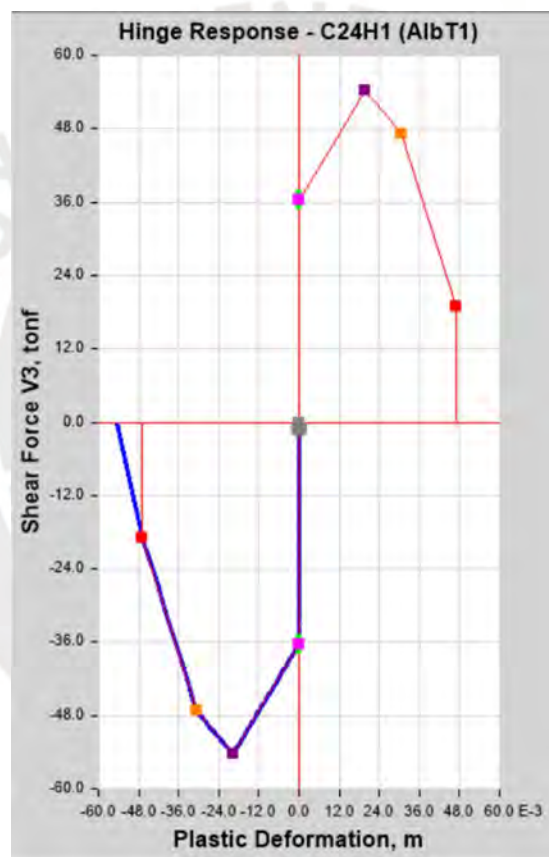


Figura 46. Esfuerzo-Deformación muro de albañilería (ETABS)

Las rótulas de corte, para los muros de albañilería, se configuran en función de su resistencia a compresión axial de la albañilería $f^m = 65 \text{ kg/cm}^2$, el espesor efectivo del muro $t = 24 \text{ cm}$, longitud del muro $L = 7.75 \text{ m}$, altura del muro $H = 3.60 \text{ m}$ y longitud puntual o longitud diagonal del muro $D = 8.55 \text{ cm}$. Además, se emplean las siguientes ecuaciones para determinar el factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez (α) y la resistencia al corte de los muros de albañilería (V_m), de acuerdo a la Norma E.070 Albañilería:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1$$

$$V_m = 0.5v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot P_g$$

<i>Muro de albañilería -Primer nivel</i>			
L(cm)	775.00	H(cm)	360.00
D(cm)	854.53	$\alpha(^{\circ})$	24.92
f'm (kg/cm ²)	65.00	t(cm)	24.00
α	1.00	v _m	8.06
V _m (tonf)	94.53	P _g (tonf)	85.00
Force SF	94.53	Disp SD	0.36

	B	C	D	E
Fuerza	0.77	1.15	1.00	0.40
Desplazamiento	-	5.50	8.50	13.00

Tabla 34. Rótulas de corte para primer nivel

<i>Muro de albañilería -Segundo nivel</i>			
L(cm)	775.00	H(cm)	360.00
D(cm)	854.53	$\alpha(^{\circ})$	24.92
f'm (kg/cm ²)	65.00	t(cm)	24.00
α	1.00	v _m	8.06
V _m (tonf)	87.65	P _g (tonf)	55.10
Force SF	87.65	Disp SD	0.36

	B	C	D	E
Fuerza	0.77	1.15	1.00	0.40
Desplazamiento	-	5.50	8.50	13.00

Tabla 35. Rótulas de corte para segundo nivel

<i>Muro de albañilería confinada -Tercer nivel</i>			
L(cm)	775.00	H(cm)	360.00
D(cm)	854.53	$\alpha(^{\circ})$	24.92
f'm (kg/cm ²)	65.00	t(cm)	24.00
α	1.00	v _m	8.06
V _m (tonf)	80.71	P _g (tonf)	24.90
Force SF	80.71	Disp SD	0.36

	B	C	D	E
Fuerza	0.77	1.15	1.00	0.40
Desplazamiento	-	5.50	8.50	13.00

Tabla 36. Rótulas de corte para tercer nivel

Estos valores de desplazamiento y fuerza mostrados en las tablas para cada nivel, se emplean para definir las rótulas de corte en cada tramo del muro de albañilería:

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.4	-13
D-	-1	-8.5
C-	-1.15	-5.5
B-	-0.77	0
A	0	0
B	0.77	0
C	1.15	5.5
D	1	8.5
E	0.4	13

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF Positive: 47.26 Negative: tonf

Use Yield Disp Disp SF Positive: 0.0036 Negative: m

(Steel Objects Only)

Figura 47. Rótulas de corte-primero nivel (ETABS)

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.4	-13
D-	-1	-8.5
C-	-1.15	-5.5
B-	-0.77	0
A	0	0
B	0.77	0
C	1.15	5.5
D	1	8.5
E	0.4	13

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF Positive: 43.8 Negative: tonf

Use Yield Disp Disp SF Positive: 0.0036 Negative: m

(Steel Objects Only)

Figura 48. Rótulas de corte-segundo nivel (ETABS)

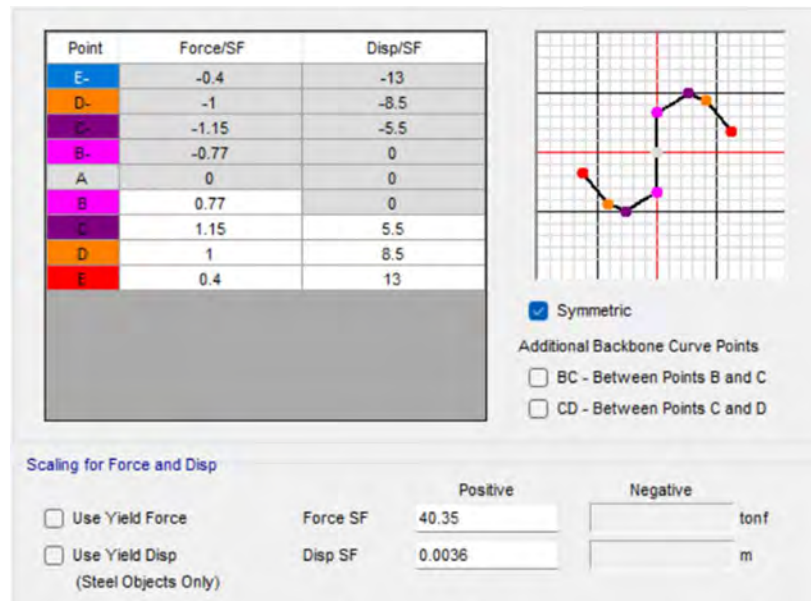


Figura 49. Rótulas de corte-tercer nivel (ETABS)

5.2. Curva de capacidad

Se crean casos de carga como gravedad para el análisis *Pushover*. Se asigna un tipo de carga estático no lineal al caso de carga de gravedad y, como continuación de esta, se generan los casos PUSHX y PUSHY. Una vez definidos, se corre el modelo para estos nuevos casos (gravedad, PUSHX y PUSHY).

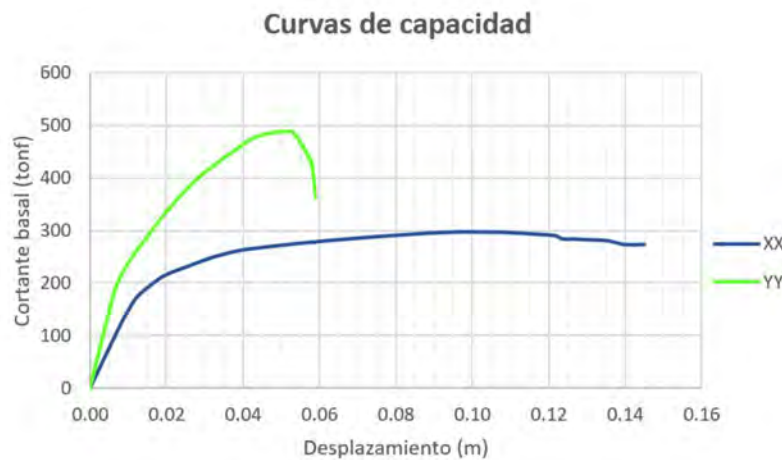


Figura 50. Curvas de capacidad (eje x e y)

De acuerdo a la imagen presentada, se puede observar mayor ductilidad en el eje XX respecto al eje YY; es decir, la dirección que cuenta con un sistema aporticado tiene mayor capacidad de deformación plástica. Por otro lado, se puede observar mayor rigidez en el eje YY respecto al eje XX; es decir, la dirección correspondiente a un sistema estructural conformado

principalmente por muros de albañilería, es capaz de soportar mayores cargas sin que se deforme o desplace tanto.

5.3. Punto de desempeño

Para calcular el punto de desempeño, en cada dirección de análisis, se emplea la metodología presente en el capítulo siete del ASCE 41-17. En este capítulo se describe un procedimiento para el análisis no lineal estático, el cual menciona que el desplazamiento de desempeño se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Así mismo, el manual ASCE 41-17 proporciona las siguientes ecuaciones para determinar los factores C_0 , C_1 y C_2 :

Número de historias	Edificios por corte		Otros edificios
	Patrón de carga triangular	Patrón de carga uniforme	Cualquier otro patrón
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.2	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Tabla 37. Valores del factor C_0 (ASCE/SEI 41-17, 2017)

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2}$$

Nota:

- A = Factor de sitio
- = 130 para sitio tipo A o B
- = 90 para sitio tipo C

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \right)^2$$

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_I}{K_e}}$$

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

*Cm es igual a 1 si es que el periodo fundamental es superior a a segundo

Número de historias	Pórtico de concreto	Muro cortante de concreto	Pilares de hormigón	Pórtico de acero	Otros
1 - 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3- mas	0.9	0.8	0.8	0.9	1.0

Tabla 38. Valores del factor C_m (ASCE/SEI 41-17,2017)

En primer lugar, para la dirección en XX se considera un factor de suelo tipo C (equivalente a S2), un sistema estructural de pórticos y un edificio en el que la deriva no decrece conforme se incrementa la altura. Con estas consideraciones de la dirección “x” se obtienen los factores necesarios para calcular el punto de desempeño:

a	90.00
ke(tonf/m)	14889.00
ki(tonf/m)	15194.00
ti(s)	0.33
Sa (g)	1.77
Vy (tonf)	232.40
W (tonf)	571.65
Cm	0.9
Te (s)	0.33
$\mu_{strength}$	3.93
C0	1.30
C1	1.29
C2	1.01
δ (cm)	8.30

Tabla 39. Cálculo de punto de desempeño en la dirección XX



Figura 51. Punto de desempeño en el eje X

En segundo lugar, se realiza el mismo procedimiento de análisis para la dirección “y”. Se considera un factor de suelo tipo C (equivalente a S2), un sistema estructural de muros de albañilería y un edificio en el que la deriva no decrece conforme se incrementa la altura. Con estas consideraciones de la dirección “X” se obtienen los factores necesarios para calcular el punto de desempeño, presentados:

A	90.00
ke(tonf/m)	29008.00
ki(tonf/m)	29454.00
ti(s)	0.237
Sa (g)	1.77
Vy (tonf)	296.00
W (tonf)	571.65
Cm	1.00
Te (s)	0.24
$\mu_{strength}$	3.42
C0	1.30
C1	1.47
C2	1.02
δ (cm)	4.90

Tabla 40. Cálculo de punto de desempeño en la dirección YY

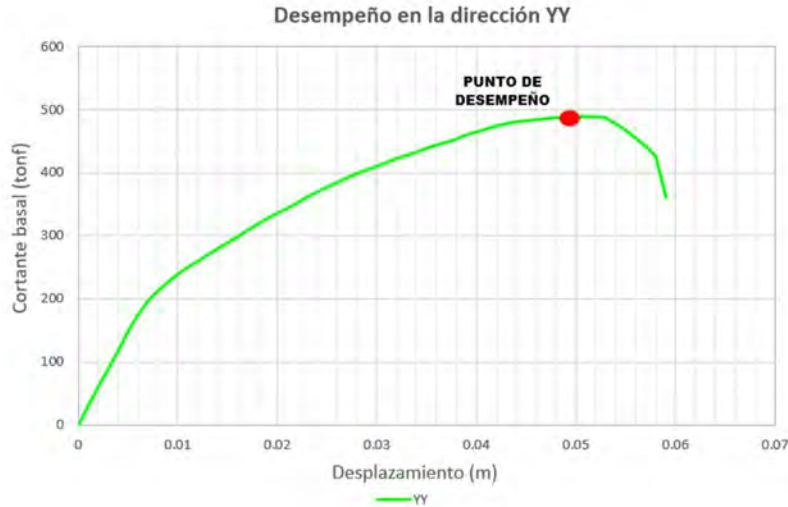


Figura 52. Punto de desempeño en el eje y

5.4. Generación de curvas de fragilidad

Una vez realizadas las curvas de capacidad y obtenido el desplazamiento máximo en el programa ETABS, se procede a realizar las curvas de fragilidad. Para ello, se emplea la tabla de parámetros estructurales del Manual Técnico HAZUS, el cual proporciona desplazamientos espectrales, así como derivas de entre piso para cierto nivel de daño según las propiedades de la estructura en evaluación.

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
Type	Height (inches)		Slight	Moderate	Extensive	Complete	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal					Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0050	0.0124	0.0383	0.0937	0.63	0.80	1.56	0.81	4.82	0.88	11.81	1.01
W2	288	216	0.0050	0.0124	0.0383	0.0938	1.08	0.89	2.68	0.89	8.27	0.86	20.25	0.97
S1L	288	216	0.0075	0.0119	0.0253	0.0625	1.62	0.73	2.58	0.73	5.47	0.75	13.50	0.93
S1M	720	540	0.0050	0.0080	0.0169	0.0417	2.70	0.66	4.30	0.70	9.12	0.78	22.50	0.91
S1H	1872	1123	0.0037	0.0060	0.0127	0.0313	4.21	0.64	6.72	0.66	14.23	0.68	35.10	0.86
S2L	288	216	0.0063	0.0100	0.0250	0.0625	1.35	0.89	2.16	0.89	5.40	0.88	13.50	0.97
S2M	720	540	0.0042	0.0067	0.0167	0.0417	2.25	0.67	3.60	0.68	9.00	0.74	22.50	0.92
S2H	1872	1123	0.0031	0.0050	0.0125	0.0313	3.51	0.62	5.62	0.63	14.04	0.68	35.10	0.84
S3	180	135	0.0050	0.0080	0.0201	0.0547	0.68	0.89	1.08	0.90	2.71	0.98	7.38	0.85
S4L	288	216	0.0050	0.0080	0.0200	0.0547	1.08	0.98	1.73	0.95	4.33	0.97	11.81	0.98
S4M	720	540	0.0033	0.0053	0.0134	0.0364	1.80	0.69	2.88	0.72	7.22	0.81	19.68	0.98
S4H	1872	1123	0.0025	0.0040	0.0100	0.0273	2.81	0.66	4.50	0.67	11.26	0.78	30.71	0.93
SSL	288	216	0.0038	0.0075	0.0188	0.0438	0.81	1.00	1.62	1.00	4.05	1.03	9.45	0.91
SSM	720	540	0.0025	0.0050	0.0125	0.0292	1.35	0.74	2.70	0.72	6.75	0.78	15.75	0.94
SSH	1872	1123	0.0019	0.0037	0.0094	0.0219	2.11	0.67	4.21	0.69	10.53	0.74	24.57	0.90
CTL	240	180	0.0063	0.0100	0.0250	0.0625	1.13	0.85	1.80	0.85	4.50	0.88	11.25	0.95
C1M	600	450	0.0042	0.0067	0.0167	0.0417	1.87	0.70	3.00	0.69	7.50	0.75	18.75	0.93
C1H	1440	864	0.0031	0.0050	0.0125	0.0313	2.70	0.66	4.32	0.71	10.80	0.79	27.00	0.95
C2L	240	180	0.0050	0.0096	0.0247	0.0625	0.90	0.91	1.72	0.94	4.44	1.01	11.25	0.90
C2M	600	450	0.0033	0.0064	0.0164	0.0417	1.50	0.76	2.86	0.74	7.40	0.74	18.75	0.94
C2H	1440	864	0.0025	0.0048	0.0123	0.0313	2.16	0.66	4.12	0.67	10.66	0.74	27.00	0.91
C3L	240	180	0.0038	0.0075	0.0188	0.0438	0.68	0.92	1.35	0.99	3.38	1.04	7.88	0.88
C3M	600	450	0.0025	0.0050	0.0125	0.0292	1.12	0.77	2.25	0.79	5.62	0.78	13.12	0.93
C3H	1440	864	0.0019	0.0038	0.0094	0.0219	1.62	0.68	3.24	0.69	8.10	0.70	18.90	0.88
PC1	180	135	0.0050	0.0080	0.0201	0.0547	0.68	0.89	1.08	0.95	2.71	1.00	7.38	0.96
PC2L	240	180	0.0050	0.0080	0.0201	0.0547	0.90	0.98	1.44	0.98	3.61	1.02	9.84	0.91
PC2M	600	450	0.0033	0.0053	0.0134	0.0364	1.50	0.76	2.40	0.75	6.02	0.75	16.40	0.94
PC2H	1440	864	0.0025	0.0040	0.0100	0.0273	2.16	0.66	3.46	0.68	8.66	0.73	23.63	0.92
RM1L	240	180	0.0050	0.0080	0.0201	0.0547	0.90	0.97	1.44	1.01	3.61	1.07	9.84	0.88
RM1M	600	450	0.0033	0.0053	0.0134	0.0364	1.50	0.78	2.40	0.78	6.02	0.78	16.40	0.94
RM2L	240	180	0.0050	0.0080	0.0201	0.0547	0.90	0.94	1.44	0.98	3.61	1.05	9.84	0.89
RM2M	600	450	0.0033	0.0053	0.0134	0.0364	1.50	0.76	2.40	0.75	6.02	0.75	16.40	0.92
RM2H	1440	864	0.0025	0.0040	0.0100	0.0273	2.16	0.66	3.46	0.67	8.66	0.80	23.63	0.89
URM1	180	135	0.0038	0.0075	0.0187	0.0438	0.64	0.80	1.01	0.61	2.63	0.96	6.01	1.00
URMM	420	315	0.0025	0.0050	0.0125	0.0292	0.79	0.81	1.57	0.84	3.94	0.87	9.19	0.82
MH	120	120	0.0050	0.0100	0.0300	0.0875	0.60	0.81	1.20	0.89	3.60	0.97	10.50	0.86

Tabla 41. Parámetros estructurales de la curva de fragilidad-código moderado (FEMA, 2003)

Para un sistema de pórticos, la estructura se clasifica con la etiqueta C1L que corresponde a pórticos de concreto resistente a momento de baja altura en el eje “x”. Por otro lado, el sistema estructural del módulo escolar en la dirección “y” es de muros de albañilería, por lo que la estructura se clasifica con la etiqueta URMM que corresponde a muros de carga de albañilería no reforzada. Entonces, de la Tabla 34, se desprende:

	Deriva entre pisos en el umbral del estado de daño			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
C1L	0.0063	0.0100	0.0250	0.0625
URMM	0.0025	0.0050	0.0125	0.0292

Tabla 42. Parámetros estructurales de la curva de fragilidad-código moderado (modelo tipo C1L)

Una vez obtenidos los valores de deriva para cada nivel de daño, se procede a calcular la probabilidad acumulada de exceder o alcanzar cierto estado de daño con la siguiente ecuación (en lugar de colocar la media de desplazamiento espectral se coloca la deriva):

$$P[ds \geq Sd] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{Sd}{S_{d,ds}} \right) \right]$$

Es así como se obtienen las curvas de fragilidad en los ejes “x” e “y”, como se muestra a continuación:

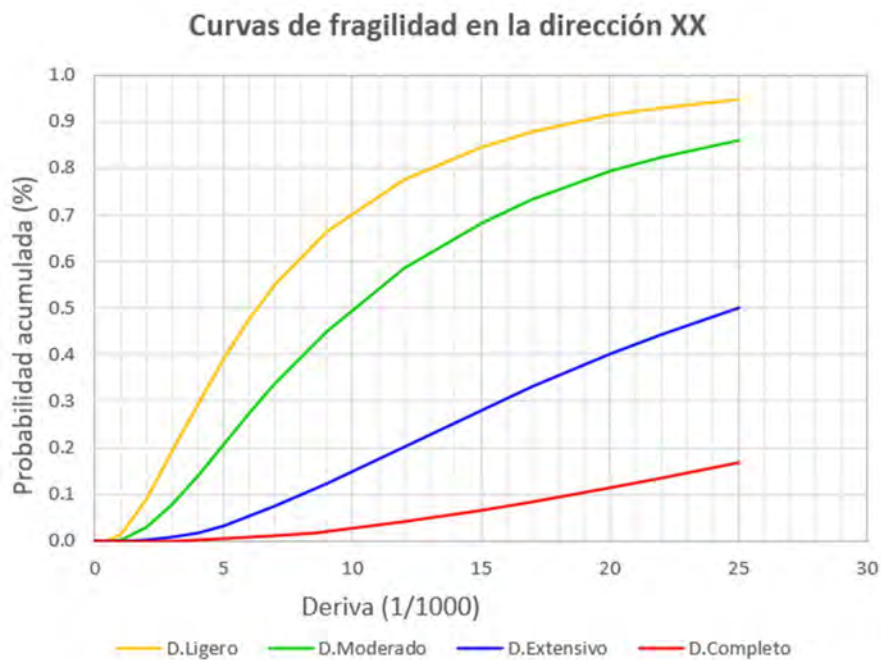


Figura 53. Curvas de fragilidad en el eje “x”

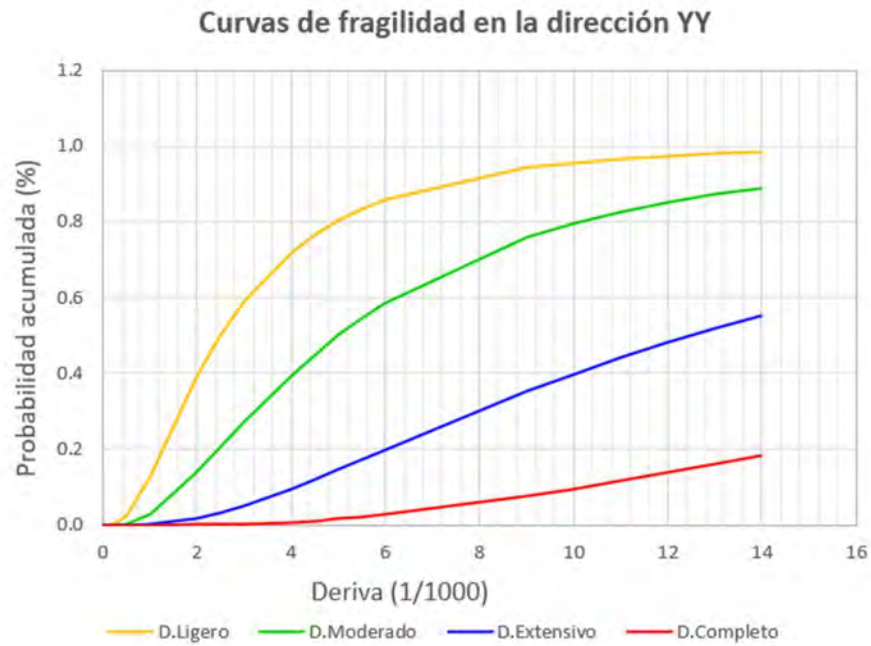


Figura 54. Curvas de fragilidad en el eje "y"

5.5. Evaluación de daño estructural

En primer lugar, para analizar el deterioro de la estructura se debe obtener la deriva máxima de entre piso de la estructura como respuesta ante un sismo raro simulado en el programa ETABS. Esto quiere decir que se requiere evaluar la deriva en el punto de desempeño, por lo cual, se debe colocar el *step* para el cual se ha alcanzado dicho punto.

En el programa ETABS, se colocó como control de desplazamiento 145 mm y estos se recorrieron en 145 *steps*, por lo cual 1 mm de recorrido equivale a 1 *step*. Entonces considerando que la demanda de desplazamiento de la estructura en el eje x es de 83 mm aproximadamente, la deriva máxima en el eje "x" se encontrará en el *step* 83. Siguiendo la misma lógica, la deriva máxima en el eje "y" se encontrará en el *step* 49. De esta manera, se encuentra que las derivas máximas son 0.00839 y 0.00844 para los ejes en ambas direcciones, respectivamente.

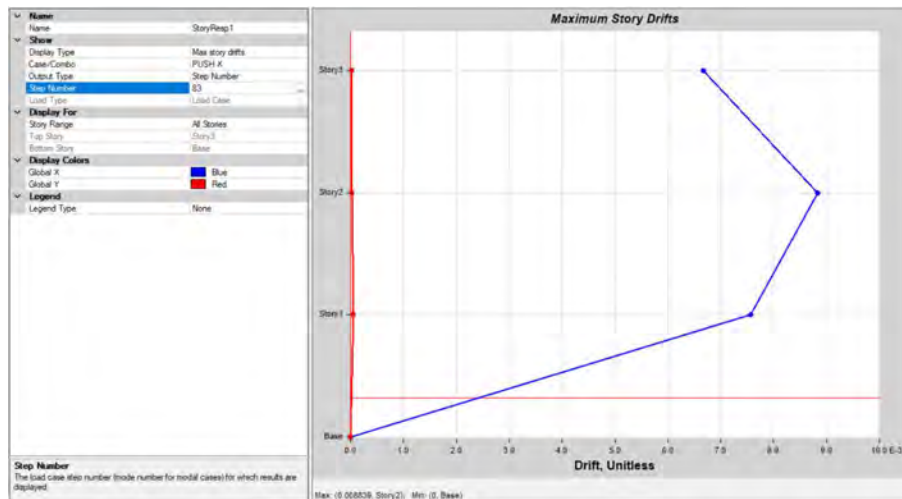


Figura 55. Deriva máxima en el eje XX luego del análisis estático no lineal (ETABS)

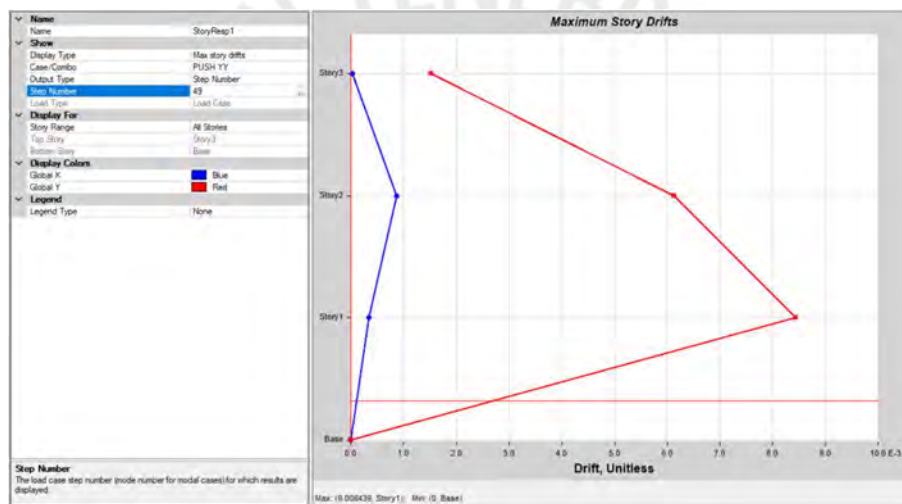


Figura 56. Deriva máxima en el eje YY luego del análisis estático no lineal (ETABS)

En segundo lugar, una vez conocidas las derivas máximas, se colocan en las gráficas respectivas para cada eje. Se traza una línea vertical y se interceptan con las curvas de fragilidad, dando así a conocer las probabilidades de llegar o superar cierto estado de daño. Las gráficas de evaluación de desempeño se muestran a continuación:

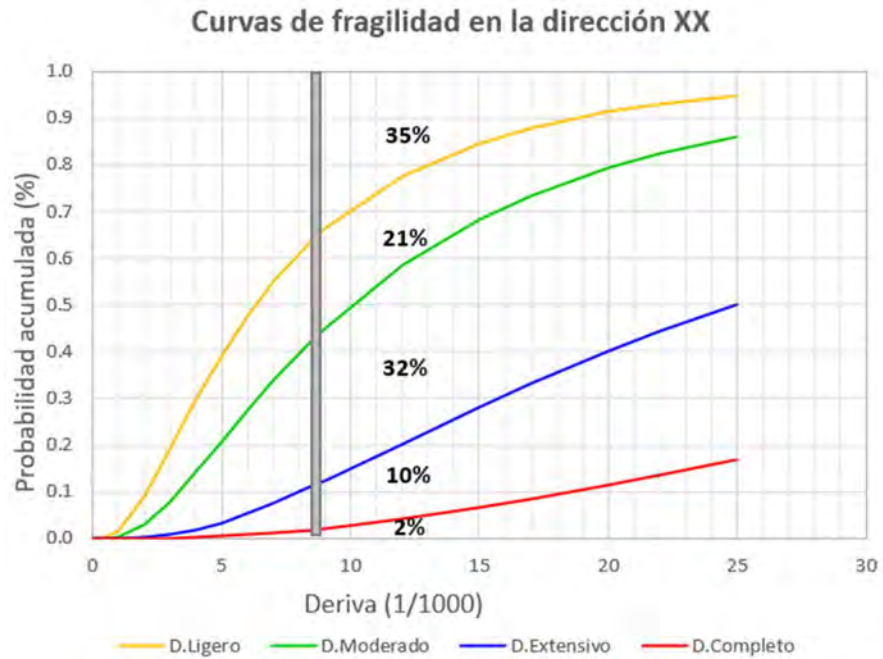


Figura 57. Evaluación de desempeño en el eje XX

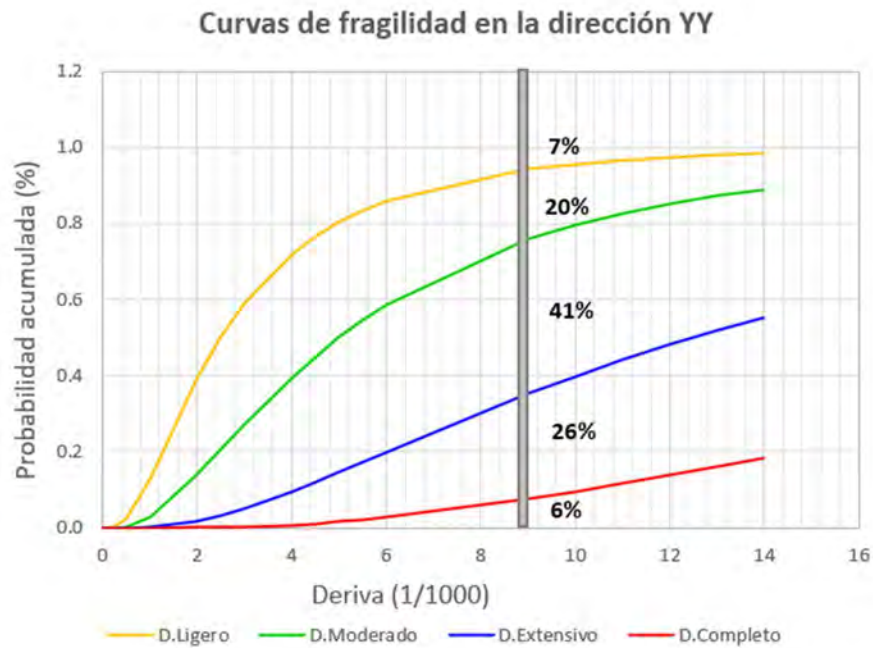


Figura 58. Evaluación de desempeño en el eje YY

Se presentan cuadros resumen de las probabilidades de ser igualar o superar un estado de daño ligero, moderado, completo y extensivo, para el análisis “x” e “y”:

	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
$P(ED \geq EDi/Sd)$	21%	32%	10%	2%

Tabla 43. $P(ED \geq EDi/Sd)$ (Análisis en x)

	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
$P(ED \geq EDi/Sd)$	20%	41%	26%	6%

Tabla 44. $P(ED \geq EDi/Sd)$ (Análisis en y)

Por último, se interseca la línea vertical del punto de demanda con las curvas de fragilidad y se obtiene la matriz de probabilidad de daño. Estas secciones representan la probabilidad de exceder un estado generalizado de daño.

Estado de daño	Probabilidad de daño (%)	
	PGA=0.4g	
	Eje x	Eje y
Ligero	15	20
Moderado	37	41
Extensivo	29	26
Completo	9	6

Tabla 45. Matriz de probabilidad de daño eje x e y

5.5.1. Evaluación de daño de acuerdo a la deriva según HAZUS

Para la evaluación de daño de acuerdo a la deriva según HAZUS, se emplea la tabla de parámetros estructurales del Manual Técnico, el cual proporciona derivas máximas para cierto nivel de daño según el tipo de estructura.

De la tabla anterior, para una estructura modelo tipo C1L y URMM, se desprenden los siguientes parámetros:

	Deriva entre pisos en el umbral del estado de daño			
	Ligero	Moderado	Extensivo	Completo
C1L	0.0063	0.0100	0.0250	0.0625
URMM	0.0025	0.0050	0.0125	0.0292

Tabla 46. Parámetros estructurales de la curva de fragilidad-código moderado (Derivas)

Con los datos obtenidos de relación de deriva entre pisos, para cada nivel de daño, se puede evaluar el daño en la estructura. Este cuadro se entiende como: si la deriva sobre pasa el valor

de 6.3 es un daño ligero, hasta la deriva de 10.0; una vez que sobrepasa este valor, se supone un estado de daño moderado hasta el valor de deriva de 25.0. Para un valor de 25.0 el daño es extensivo, hasta el valor de 62.5; una vez sobrepasado este valor, se espera daño completo.

Entonces, para la evaluación del estado de daño en el que se encuentra la estructura, en primer lugar, se ubica el número de paso o “*step number*” para el cual se obtiene la relación de deriva máxima estructural. Para el caso del eje x e y estos valores son 8.80 cm y 8.40 cm, respectivamente. En segundo lugar, se colocan los valores de los “*step number*” para cada caso y se obtiene el valor de deriva máxima para ambos ejes. Finalmente se analiza el estado de daño que tendrá la estructura para un sismo raro, en ambas direcciones.

EJE	STEP	DERIVA MÁXIMA
X	83	0.0088
Y	49	0.0084

Tabla 47. Resultado de derivas máximas

La deriva en el eje “x” corresponde a un daño ligero y la deriva del eje “y” corresponde a un daño moderado ante un sismo raro con un $T = 475$ años.

5.5.2. Evaluación de daño de acuerdo al SEAOC

Para calificar el desempeño del módulo escolar en estudio, a cada sector de la curva de capacidad, se le asigna cierto nivel de desempeño. En esta sección, se empleará la propuesta de sectorización del SEAOC sobre la base de un desplazamiento inelástico que dispone el módulo escolar, denominado ΔP . Este valor se obtiene de conocer el punto de inicio de la fluencia efectiva y el de colapso de la estructura.

Para conocer el punto de fluencia efectiva se emplea un modelo bilineal que encierra un área igual al que está por debajo de la curva de capacidad. Así mismo, del modelo utilizado en el software ETABS, se obtienen los puntos de control que definen la curva de capacidad en el eje “x”:

Dy (cm)	1.95
Du (cm)	14.5
Dp (cm)	12.55

Tabla 48. Puntos de control (eje x)

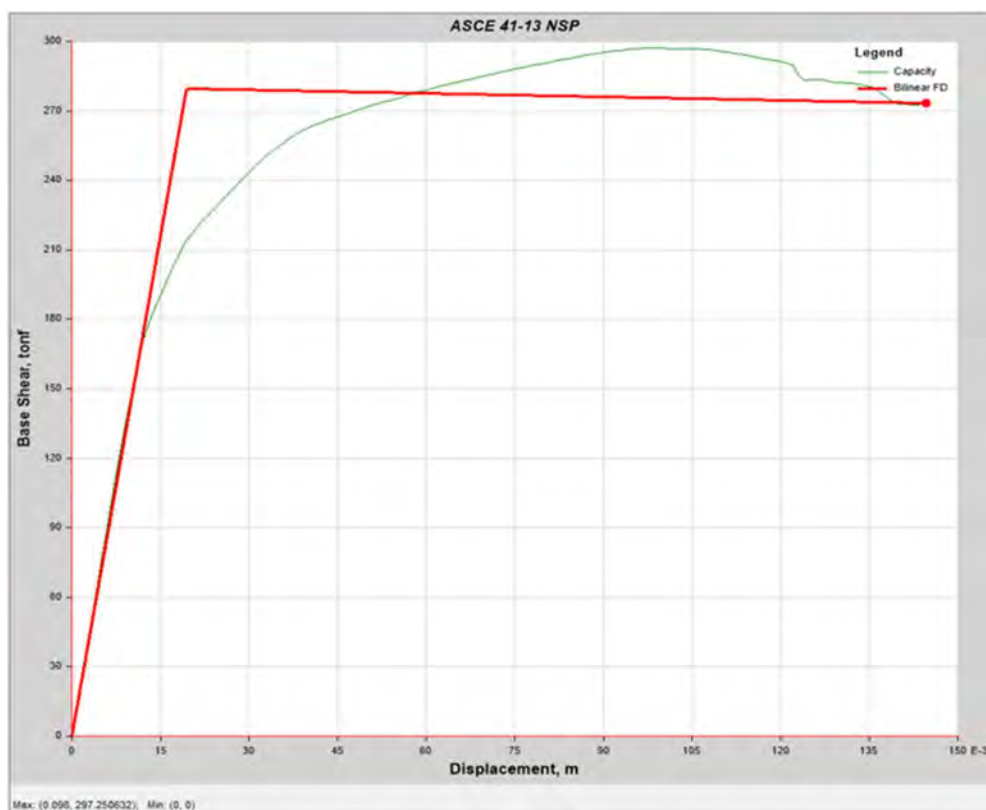


Figura 59. Curva de capacidad (eje x)

Obtenido el valor de ΔP , se sectoriza la curva de capacidad y se asignan los niveles de desempeño. El primer sector formado, se denomina nivel de desempeño funcional; el segundo, resguardo de vida; el tercero, cerca al colapso y, el último, colapso.

ΔP (cm)	12.55
0.3 ΔP	3.77
0.2 ΔP	2.51
Funcional	5.72
Resguardo de vida	9.49
Cerca al colapso	12.00
Colapso	14.51

Tabla 49. Puntos de sectorización (eje x)

Finalmente, se ubica el desplazamiento de respuesta en la curva de capacidad sectorizada y se identifica el comportamiento post sismo del módulo escolar. Como se puede observar, para la dirección “x” se tiene un nivel de desempeño de resguardo de vida:

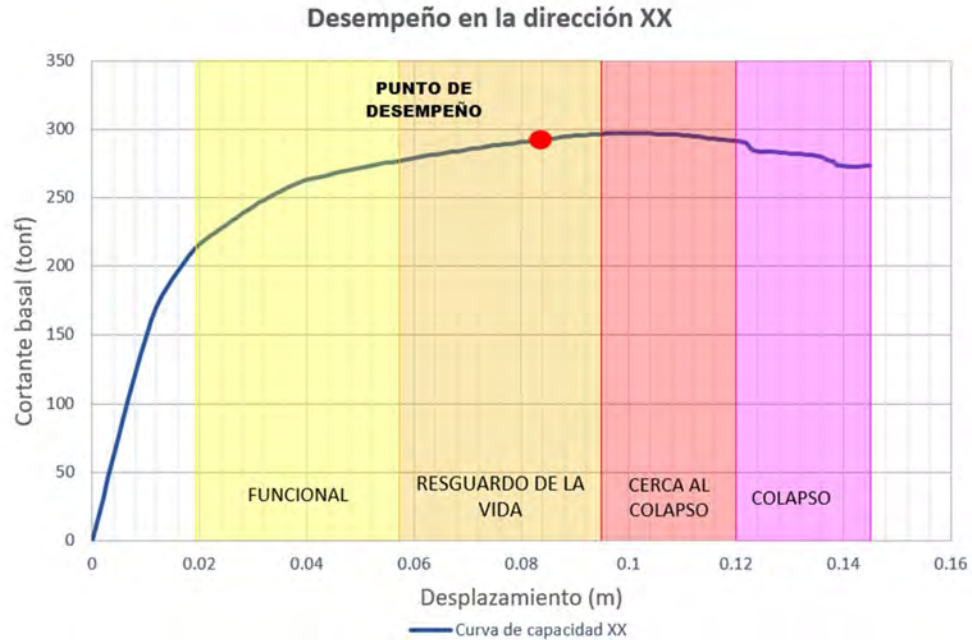


Figura 60. SEAO (eje x)

Se sigue el mismo procedimiento para conocer el cómo se comporta la estructura en la dirección “y”. Así, se obtienen los puntos de control que definen la curva de capacidad en la dirección evaluada del modelo utilizado en el software ETABS:

Dy (cm)	1.58
Du (cm)	5.90
Dp (cm)	4.32

Tabla 50. Puntos de control (eje y)

Se obtiene en valor de ΔP y nuevamente se divide la curva en sectores y se asignan niveles de desempeño:

ΔP (cm)	4.32
0.3 ΔP	1.30
0.2 ΔP	0.86

Funcional	2.88
Resguardo de vida	4.17
Cerca al colapso	5.04
Colapso	5.90

Tabla 51. Puntos de sectorización (eje y)

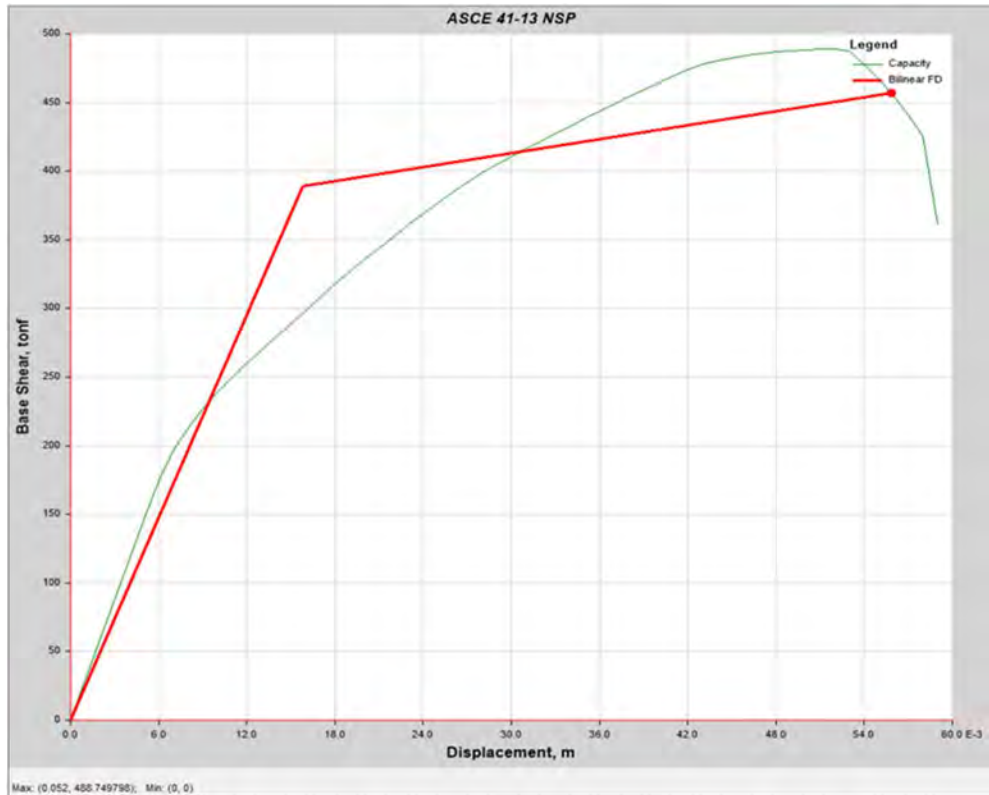


Figura 61. Curva de capacidad (eje y)

Finalmente, el punto de desempeño es ubicado dentro de la sectorización y se identifica el nivel de desempeño que corresponde. Tal y como se puede observar, para la dirección “y” se tiene un nivel de desempeño de cerca al colapso:



Figura 62. SEAO (eje y)

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La metodología HAZUS clasifica a los tipos de estructuras en 36 modelos según su altura y la descripción predominante de la estructura. El módulo escolar en estudio cuenta con 03 niveles y se trata de un pórtico de concreto resistente al momento en el eje “x”, por lo que se clasifica como C1L. Por otro lado, en el eje “y” se tiene una estructura de muros de albañilería, por lo que se clasifica como URMM.
- Del software ETABS se obtiene la cortante aplicada sobre los muros de la estructura y la cortante basal de la estructura tanto en el eje “x” como en el “y”. El porcentaje del cortante dinámico que toman los muros es del 80% cortante que toman los muros de albañilería en la dirección “y”; por lo tanto, se verifica que se trata de un sistema de muros de albañilería en dicho eje.
- Con los resultados resumidos en las tablas N°18 hasta la N°24, se concluye que no existen irregularidades en planta, ni en altura de la estructura en estudio.
- Las derivas entre piso en el eje “x”, con excentricidad positiva y negativa, son 0.0059 y 0.0060, respectivamente. Esto, cumple con el requerimiento de la norma de ser menor a 0.007 para un material predominante de concreto armado. Por otro lado, en el eje “y”, se encuentra una deriva entre piso de 0.0035 y 0.0034 para una excentricidad positiva y negativa, respectivamente. Este cumple con lo requerido en la norma de ser menor a 0.005 para una estructura con material predominante de albañilería.
- A partir de la intersección de las curvas de fragilidad y el punto de desempeño en el eje “x” se tiene que la probabilidad de que ocurra daño completo es de 2%, de que ocurra daño extensivo es de 10%, daño moderado 32%, daño ligero 21% y de no existir daño, un 35%.
- Así mismo, con la intersección mencionada en el inciso anterior, esta vez evaluando el eje “y”, la probabilidad de que ocurra daño completo es de 6%, de que ocurra daño extensivo es de 26%, daño moderado 41%, daño ligero 20% y de no existir daño, un 7%.
- En la dirección “y” se tiene que la probabilidad de que la estructura se encuentre entre un daño moderado es del 41% lo cual, al estar cerca al 50%, se podría decir que no es lo óptimo para una estructura esencial.
- En la dirección “x” la probabilidad de que no exista daño o que haya un daño ligero y a lo más un daño moderado es del 89% por lo que se espera que ante un sismo raro el módulo se encuentre en óptimas condiciones.
- Según el manual HAZUS se espera un estado de daño ligero en el eje “x” ya que se tiene una deriva máxima de 0.0088 y este valor se encuentra entre 0.0063 y 0.0100. Así

mismo, en el eje “y” se tiene una deriva máxima de 0.0084, este valor se encuentra entre 0.0050 y 0.0125, por lo que se espera un estado de daño moderado. En el manual mencionado, este último estado se describe con presencia de grietas diagonales de pequeñas a grandes en la superficie de los muros.

- Según el HAZUS, las instalaciones que prestan servicios a la comunidad y aquellas que deberían seguir funcionando luego de un sismo se consideran estructuras esenciales. Se incluyen hospitales, estaciones policiales, estaciones de bomberos, centros de operaciones de emergencias y escuelas. En este sentido, un “estado de daño moderado”, no sería adecuado para este tipo de estructuras.
- De acuerdo a la evaluación de desempeño por el SEAOC, la cual sectoriza la curva de capacidad en funcional, resguardo de vida, cerca al colapso y colapso, se obtiene una clasificación de “resguardo de vida” en el eje “x” y cerca al colapso en el eje “y”.
- Según el SEAOC, los edificios esenciales como lo son las instituciones educativas, deben tener un nivel de desempeño operativo o funcional luego de un sismo raro. Esto no se cumple según los resultados obtenidos, por lo que se deben tomar medidas de prevención, planificación en la mitigación del riesgo sísmico y preparación en caso de emergencias.
- De acuerdo a los resultados obtenidos de evaluación de desempeño tanto con el HAZUS como con el SEAOC, el módulo escolar en evaluación no cumpliría con la función de una estructura esencial ante un sismo raro.
- Con ambas metodologías se puede identificar que la dirección “x” presenta un mejor desempeño ante un sismo raro en comparación a la dirección “y”. Es decir, ante un sismo raro, la dirección “y” se encontraría en una condición de vulnerabilidad. Por otro lado, si bien según el HAZUS el estado de daño es ligero, este se encuentra casi en el límite para un estado de daño moderado, lo cual puede ser equivalente a una clasificación de “resguardo de vida” según el SEAOC.
- La Metodología HAZUS, bien se puede utilizar para estimar pérdidas de un edificio individual. Sin embargo, es recomendable que los resultados se consideren como la media de un grupo de edificios similares, ya que con frecuencia se observan edificios que experimentan daños y pérdidas muy diferentes durante un sismo, aunque nominalmente sean similares.
- En general, las curvas de fragilidad permiten estimar de manera razonable las pérdidas debido a un sismo. Sin embargo, sería más efectivo si esta metodología se aplicase a

otros módulos con sistema estructural similar, ya que se trata de una herramienta probabilística.

- De acuerdo a los últimos incisos mencionados, para mejorar el desempeño de esta estructura ya existente, se podrían incluir arriostres metálicos como marcos y diagonales en el eje “y”, ya que es la dirección que presenta mayor problema. De esta manera, al realizar un nuevo análisis no lineal, se podría alcanzar un desempeño funcional según lo indicado en el SEAOC y por tanto un estado de daño ligero.



BIBLIOGRAFÍA

Arias, Enrique (2020). *Tipos de investigación*. Economipedia. <https://economipedia.com/definiciones/tipos-de-investigacion.html>

Bonnet Díaz, R (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. *Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada* (Tesis doctoral). Recuperado de <https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6247/01RMG01de12.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Calduch Rafael. (2014). *Métodos y técnicas de investigación internacional* (2^a ed, pp.97). Universidad Complutense de Madrid (España). <https://www.ucm.es/data/cont/docs/835-2018-03-01>

Carrasco Díaz S. (2013). *Metodología de la investigación científica* (pp.30-39). San Marcos://kupdf.net/download/metodologia-de-la-investigacion-cientifica-carrasco-diaz_59065f94dc0d60a122959e9d_pdf

Cauas, Daniel (2015). Definición de las variables, enfoque y tipo de investigación. *Academia*, pp. 1-11. https://www.academia.edu/11162820/variables_de_Daniel_Cauas

Flores, Teodorico. (2006). Estudio del control de rotulas plásticas en pórticos de concreto armado. Tesis magister, Pontifica universidad católica del Perú. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle>

Gonzáles Moreno, Rosángel & García, Jesús (2009). *Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares*. Universidad Politécnica de Cataluña. <https://core.ac.uk/download/pdf/41767925.pdf>

Hazus-99. EARTHQUAKE LOSS ESTIMATION METHODOLOGY (1999). Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual, Vol. 1, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington

Hernando Tavera. (2019). *Debemos estar preparados para un gran sismo*. Noviembre, de IGP Sitio web: <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/73982-debemos-estar-preparados-para-un-gran-sismo-por-el-dr-hernando-tavera>

Mander, J. B., Priestley, M. J., y Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114 (8), 1804-1826.

Moreno, R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal. Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, p. 331

Moreno, R. & Bairán, J. (2010, octubre). Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico en edificios de concreto armado con losas reticulares. *Revista de la Facultad de Ingeniería U.C.V*, 25, 61-71. 2021, diciembre 02, De <https://core.ac.uk/download/pdf/41767925.pdf>

Muñoz, J. (2020). La ingeniería sismorresistente, apuntes del curso ingeniería antisísmica. *Pontificia Universidad Católica del Perú*.

Nishant, R. and Siddhant, R. (2015), "Non-Linear Static Analysis (Pushover Analysis) A Review", *International Journal of Engineering and Technical Research (IJETR)*, Volume-3.

SEAOC, V. (1995). Vision 2000 committee. *Performance based Seismic Engineering of Buildings*, 4.

SENCICO (2019). *Norma Técnica E.070 Albañilería*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. San Borja, Lima, Perú.

SENCICO (2020). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. San Borja, Lima, Perú.

SENCICO (2020). *Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. San Borja, Lima, Perú.

SENCICO (2019). *Norma Técnica E.060 Concreto Armado*. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción. San Borja, Lima, Perú.

Vielma Juan Carlos, Barrios Angely, Alfaro Anny. (2013). Evaluación numérica de la respuesta sísmica de edificio dañado por el terremoto de Tucacas 2009. 2 de diciembre, de Facultad de ingeniería de la universidad de Carabobo Sitio web: <https://www.redalyc.org/pdf/707/70732641003.pdf>

Yepez, F Barbat Barbat, Horia Alejandro Canas Torres, José Antonio. (1995). Riesgo, peligrosidad y vulnerabilidad sísmica de edificios de mampostería. España: CIMNE.
<https://upcommons.upc.edu/handle/2117/27297>

