

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN
EDIFICIO DE MUROS ESTRUCTURALES DE MEDIANA
ALTURA EN BASE A DESPLAZAMIENTOS Y COSTOS DE
REPARACIÓN PROBABLES

Tesis para obtener el grado académico de Magister en Ingeniería Civil con mención en
Estructuras Sismorresistentes que presentan:

CARLOS PEREZ NEYRA
RUDY DANIEL TORRES BALBIN

ASESOR: Mag. Gustavo Juan Franklin Loa Canales

Lima, 6 de abril de 2022

DEDICATORIA



A nuestros padres, por el gran apoyo incondicional

AGRADECIMIENTOS



A nuestro estimado asesor y amigo Gustavo Loa ,
por su tiempo y conocimiento brindado

A Alexandra Elbakyan llamada la Robín Hood de la ciencia,
por brindar acceso masivo a los artículos
que hicieron posible esta tesis

RESUMEN

Ante la necesidad de determinar la respuesta sísmica de un edificio para diferentes niveles de peligro sísmico, se propone realizar un análisis por desempeño. Dada la naturaleza prescriptiva de la norma peruana E.030 Diseño Sismorresistente, la evaluación del desempeño se realiza a partir de dos enfoques: determinista y probabilista. El edificio analizado posee diez pisos y un sistema sismorresistente de muros estructurales, el cual es recurrente en el Perú.

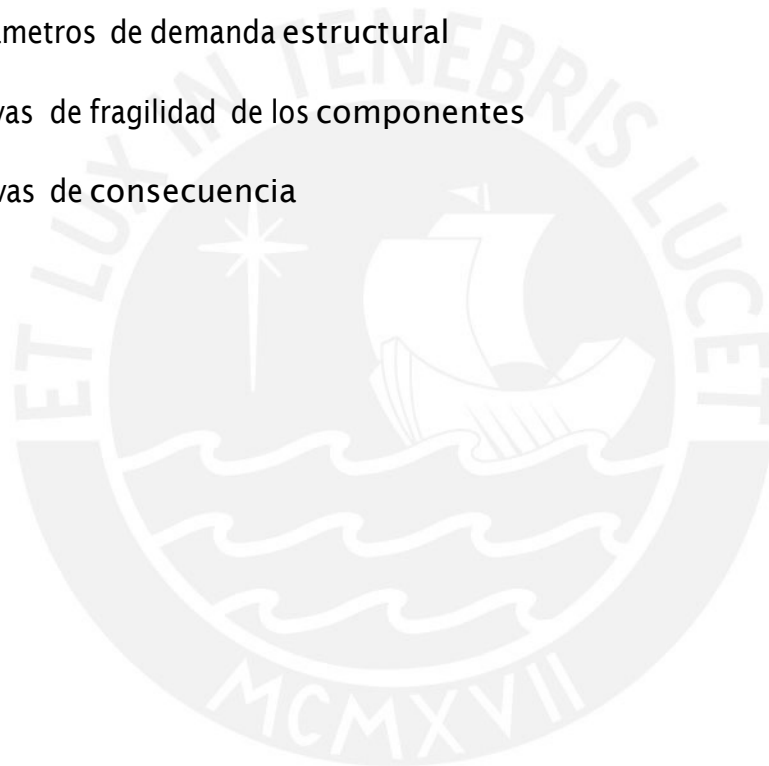
El presente trabajo de investigación inicia con la calibración de los modelos numéricos de elementos representativos de la estructura en el software comercial ETABS, en base a resultados experimentales. Luego, para lo concerniente al enfoque determinista, la curva de capacidad de la estructura se obtuvo a partir de un análisis estático no lineal y los puntos desempeño se calcularon a partir del método de espectros de demanda. Al respecto del enfoque probabilista, la estructura se sometió a 11 señales sísmicas ajustadas a 8 niveles de peligro sísmico con el fin de determinar su respuesta, y a partir de ello los daños y los costos de reparación.

Desde la perspectiva del enfoque determinista, el edificio analizado satisface los objetivos básicos de desempeño. No obstante, tal enfoque ignora el daño y no brinda parámetros de desempeño cuantificables. Los resultados del enfoque probabilista indican que los costos de reparación esperados en el tiempo de vida de la edificación (50 años) son de \$637, 149. La pérdida anual esperada obtenida (\$29, 475) puede ser empleada en un análisis de costo-beneficio.

Índice

1. Generalidades	1
1.1. Introducción y justificación	1
1.2. Objetivos de la investigación	2
1.3. Metodología	3
2. Marco teórico	5
2.1. Ingeniería sísmica basada en objetivos de desempeño	5
2.2. Representación de las demandas sísmicas	8
2.3. Análisis de la respuesta estructural	11
2.3.1. Análisis estático no lineal	13
2.3.2. Cálculo del punto de desempeño	14
2.3.3. Análisis dinámico incremental	17
2.3.4. Curvas de fragilidad de colapso	19
2.4. Representación del comportamiento no lineal	21
2.5. Estados de daño y curvas de fragilidad	23
2.6. Costos de reparación	25
3. Calibración del comportamiento inelástico de elementos representativos	27
3.1. Comparación entre modelos numéricos y resultados experimentales	27
3.1.1. Columnas - Vigas	27
3.1.2. Muros estructurales de concreto armado	32
4. Evaluación del desempeño sísmico: Caso de estudio	36
4.1. Características del edificio multifamiliar: Torre B2	36
4.2. Representación numérica del edificio en estudio	38
4.3. Análisis lineal de primer orden	41
4.3.1. Caracterización del peligro sísmico	41
4.3.2. Estimación de la respuesta estructural	41
4.4. Análisis estático no lineal	43
4.4.1. Curva de capacidad	43
4.4.2. Desempeño del edificio	44
4.4.3. Comparación entre los resultados del análisis no lineal estático y del análisis de primer orden	46
4.5. Análisis dinámico incremental	46
4.5.1. Tratamiento de registros sísmicos	46
4.5.2. Respuesta estructural	48
4.5.3. Curva de colapso	56
4.6. Comparación de resultados	57

4.7. Estimación de los costos probables de reparación	63
4.7.1. Curvas de fragilidad	63
4.7.2. Funciones de consecuencia	69
4.7.3. Curvas de desempeño	72
5. Discusión de resultados	76
6. Conclusiones	85
Bibliografía	87
A. Anexo: Registros sísmicos	91
B. Anexo: Parámetros de demanda estructural	96
C. Anexo: Curvas de fragilidad de los componentes	125
D. Anexo: Curvas de consecuencia	138



Índice de figuras

2.1. Objetivos múltiples de desempeño sísmico. Adaptado de (SEAOC, 1995)	6
2.2. Función de desempeño hipotética. Adaptado de (Applied Technology Council, 2018)	7
2.3. Procedimientos para la caracterización del peligro sísmico	9
2.4. Determinación de los niveles de peligro sísmico. Adaptado de (Applied Technology Council, 2018)	10
2.5. Datos de entrada y procedimiento para el ajuste espectral de registros	11
2.6. Curva de capacidad y tipos de análisis	12
2.7. Curva idealizada fuerza-desplazamiento. Adaptado de (ASCE-41-17, 2017) . .	15
2.8. Curva IDA hipotética	18
2.9. Secuencia lógica en el análisis dinámico incremental	19
2.10. Curva de colapso hipotética	21
2.11. Modelos inelásticos de componentes estructurales. Adaptado de (Deierlein, Reinhorn, y Willford, 2010)	22
2.12. Energía disipada en dos pórticos de concreto armado. Adaptado de (Son y Lee, 2020)	23
2.13. Curva de fragilidad hipotética con tres estados de daño. Adaptado de (Applied Technology Council, 2018)	24
2.14. Curva de consecuencia hipotética asociada a costos de reparación. Adaptado de (Applied Technology Council, 2018)	25
3.1. Dimensiones nominales del pórtico analizado. Adaptado de (Duong, 2006) . . .	28
3.2. Curva de capacidad (Fase I). Adaptado de (Duong, 2006)	29
3.3. Leyes uniaxiales esfuerzo deformación del pórtico calibrado	29
3.4. Fibras longitudinales de acero y concreto para la columna de concreto armado .	30
3.5. Curva envolvente momento rotación backbone.(ASCE-41-17, 2017)	30
3.6. Resultados de la calibración del pórtico de concreto armado para diferentes modelos inelásticos	31
3.7. Acero de refuerzo del muro WSH1. Tomado de (Dazio, Wenk, y Bachmann, 1999)	32
3.8. Histéresis fuerza-desplazamiento para el espécimen WSH1. Adaptado de (Dazio et al., 1999)	33
3.9. Modelo 3D del muro WSH1	33
3.10. Histéresis fuerza-desplazamiento en el modelo computacional comparado con el ensayo	34
3.11. Curva de capacidad del análisis estático no lineal comparado con el experimental	35
4.1. Corte longitudinal edificio Faisanes	36
4.2. Encofrado de techo típico	37

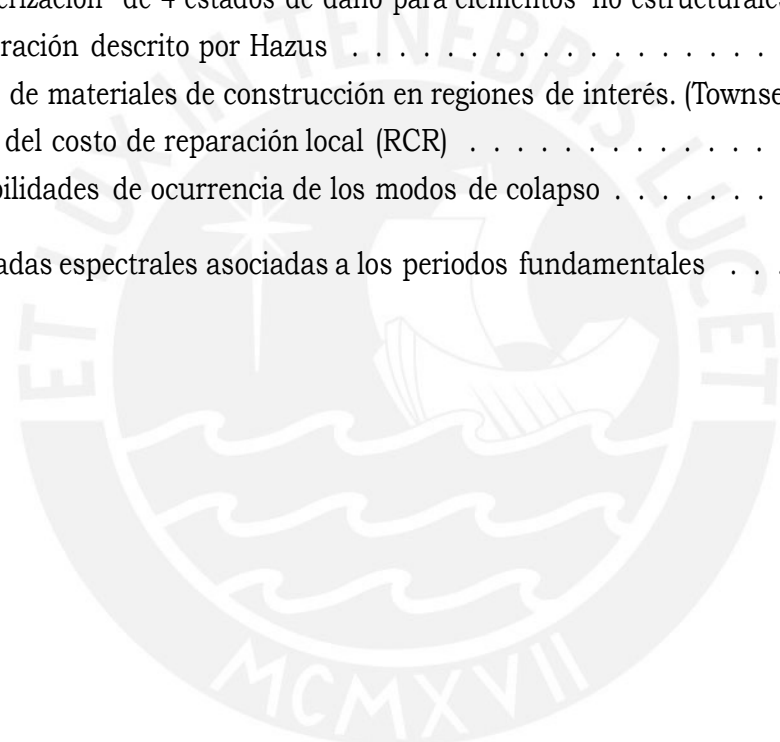
4.3. Modelo computacional torre B2: vista en planta	40
4.4. Modelo computacional torre B2: vista 3D	40
4.5. Espectro de diseño	41
4.6. Derivas de entrepiso: Análisis lineal de primer orden	42
4.7. Desplazamientos laterales: Análisis lineal de primer orden	42
4.8. Curva de capacidad en la dirección XX positivo y negativo	43
4.9. Curva de capacidad en la dirección YY positivo y negativo	43
4.10. Desempeño para ambos sentidos en la dirección XX para un sismo raro	44
4.11. Desplazamiento, cortante basal y deriva máxima en el punto de desempeño en la dirección YY	45
4.12. Curva de peligro sísmico ($\varphi = -12.17^\circ - \lambda = -77^\circ$)	47
4.13. Espectros objetivo	48
4.14. Curva IDA promedio - Derivas de entrepiso	54
4.15. Curva IDA promedio - Desplazamientos	55
4.16. Curva IDA promedio - Aceleraciones de piso	55
4.17. Curva IDA promedio - Rotaciones en vigas	56
4.18. Curva de colapso del edificio analizado	57
4.19. Comparación de desplazamiento en la azotea en análisis no lineal estático y tiempo historia Lima 66	58
4.20. Comparación de cortante basal en análisis no lineal estático y tiempo historia Lima 66	59
4.21. Comparación de desplazamiento en la azotea en análisis no lineal estático y tiempo historia Lima 66 en la dirección YY	61
4.22. Comparación de cortante basal en análisis no lineal estático y tiempo historia Lima 66 en la dirección YY	61
4.23. Curvas de fragilidad para las placas longitudinales PL-01 y PL-02	65
4.24. Curvas de fragilidad para la columna C-06	66
4.25. Curvas de fragilidad para la viga ubicada entre PL-03 y C-03	67
4.26. Curvas de fragilidad para elementos no estructurales sensibles a aceleración	69
4.27. Curva de costos locales de reparación para muros estructurales (DS4)	72
4.28. Diagrama de flujo en el proceso de cada simulación	73
4.29. Pérdidas esperadas en la torre B2 del edificio Faisanes	74
4.30. Pérdidas anuales esperadas en la torre B2 del edificio Faisanes	75
5.1. Error en la estimación de la respuesta estructural a partir de modelos numéricos	76
5.2. Comparación de respuesta estructural máxima PUSHOVER-IDA ($T_{\text{retorno}} = 500\text{años}$)	77
5.3. Respuesta estructural del edificio a partir de una Curva IDA aproximada por interpolación no lineal	78

5.4.	Probabilidad de incurrir en estados de daño para las placas PL-01 y PL-02 . . .	79
5.5.	Probabilidad de incurrir en estados de daño para las vigas ubicadas entre PL-03 y C-03	80
5.6.	Probabilidad de incurrir en estados de daño para los tabiques paralelos a la dirección Y-Y	80
5.7.	Desempeño sísmico en la dirección X-X de la torre B del edificio Faisanes . . .	82
5.8.	Desempeño sísmico en la dirección Y-Y de la torre B del edificio Faisanes . . .	82
5.9.	Porcentajes del costo total del edificio que representan los costos de reparación para diferentes valores de PGA	83
1.1.	Registro corregido de aceleraciones del terreno: Curico	92
1.2.	Registro corregido de aceleraciones del terreno: Hualane	92
1.3.	Registro corregido de aceleraciones del terreno: Maipu	92
1.4.	Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 66NS	93
1.5.	Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 66EW	93
1.6.	Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 70NS	93
1.7.	Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 70EW	94
1.8.	Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 74NS	94
1.9.	Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 74EW	94
1.10.	Registro corregido de aceleraciones del terreno: Talca	95
1.11.	Registro corregido de aceleraciones del terreno: Tocopilla	95

Índice de tablas

2.1. Comparativo de demanda computacional acorde al tipo de análisis	13
2.2. Comparación de desplazamiento objetivo entre el ensayo y método de coeficiente (FEMA) y espectro (ATC) . Adaptado de (Lin, Chang, y Wang, 2004) . .	14
2.3. Valores del factor de modificación C_0 . Adaptado de (ASCE-41-17, 2017) . . .	16
2.4. Valores para factor de masa efectiva C_m . Adaptado de (ASCE-41-17, 2017) . .	17
2.5. Valores de rigidez efectiva para flexión en el plano, flexión fuera del plano y corte. Adaptado de (ACI, 2019)	23
3.1. Valores medios de las propiedades mecánicas del acero de refuerzo. Adaptado de (Duong, 2006)	28
3.2. Comparación de los valores de rigidez lateral y resistencia máxima para el pórtico de concreto armado	31
3.3. Comparación de los valores de rigidez lateral y resistencia máxima para el muro de concreto armado	34
4.1. Propiedades mecánicas de resistencia de los materiales	38
4.2. Representación de los componentes estructurales	38
4.3. Consideraciones para la idealización de la estructura	39
4.4. Cargas muertas	39
4.5. Resultados del análisis sísmico	42
4.6. Desempeño para ambos sentidos en la dirección XX para un sismo raro	45
4.7. Desplazamiento, cortante basal y deriva máxima en el punto de desempeño en la dirección YY	45
4.8. Resumen de los resultados del análisis no lineal estático y de primer orden . . .	46
4.9. Señales sísmicas	47
4.10. Niveles de peligro sísmico: $S_a - T$	48
4.11. Derivas de entrepiso X-X (Δ) - Nivel de peligro sísmico: 4	49
4.12. Derivas de entrepiso Y-Y (Δ) - Nivel de peligro sísmico: 4	50
4.13. Desplazamientos X-X (cm) - Nivel de peligro sísmico: 4	50
4.14. Desplazamientos Y-Y (cm) - Nivel de peligro sísmico: 4	51
4.15. Aceleraciones de piso X-X (m/s^2) - Nivel de peligro sísmico: 4	51
4.16. Aceleraciones de piso Y-Y (m/s^2) - Nivel de peligro sísmico: 4	52
4.18. Rotación vigas largas Y-Y (radianes) - Nivel de peligro sísmico: 4	52
4.19. Rotación vigas cortas Y-Y (radianes) - Nivel de peligro sísmico: 4	53
4.20. Fuerzas cortantes en la base (tonf) - Nivel de peligro sísmico: 4	53
4.21. Valores promedios de demanda estructural máxima - Nivel 4	54
4.22. Condiciones de colapso identificadas en el análisis incremental	56
4.23. Diferencias entre el análisis no lineal estático y dinámico para un nivel de intensidad 4	60

4.24. Respuestas máximas para ANLTH y ANLE en función de parámetros de demanda estructural	60
4.25. Diferencias entre el análisis no lineal estático y dinámico para un nivel de intensidad 4 en la dirección YY	62
4.26. Respuestas máximas para ANLTH y ANLE en función de parámetros de daño en la dirección YY	62
4.27. Parámetros de demanda asociados a los componentes estructurales y no estructurales	64
4.28. Estados de daño de elementos estructurales	64
4.29. Aceleración de entrepiso en (g) y desviación estándar lognormal para definir los estados de daño según HAZUS	68
4.30. Caracterización de 4 estados de daño para elementos no estructurales sensibles a aceleración descrito por Hazus	68
4.31. Costos de materiales de construcción en regiones de interés. (Townsend, 2021)	71
4.32. Ratios del costo de reparación local (RCR)	71
4.33. Probabilidades de ocurrencia de los modos de colapso	73
5.1. Ordenadas espectrales asociadas a los periodos fundamentales	77



1. Generalidades

1.1. Introducción y justificación

Introducción:

A lo largo de la historia, los edificios han presentado fallas parciales o totales durante los terremotos (Villaverde, 2007). Durante el gran terremoto ocurrido en Chile en el año 2010 se evidenciaron daños inesperados en edificios de mediana altura cuya estructura sismorresistente se basaba en muros de corte (Westenenk et al., 2013). En la ciudad de Lima se espera un escenario cuyas consecuencias resultarían similares a lo ocurrido en Chile. Durante los últimos años, en Lima se ha observado una tendencia creciente del número de pisos de los edificios proyectados (BBVA, 2019). Además, el Perú, al formar parte del borde occidental de América del Sur, presenta actividad sísmica de magnitud elevada con relativa frecuencia (Tavera y Buforn, 1998). Frente a lo anterior, la implementación de procedimientos y metodologías que permitan estimar el desempeño de edificios de mediana altura resulta necesaria.

Es aceptado que el diseño sísmico basado en desempeño constituye la principal herramienta para reducir los daños a consecuencia de un sismo (Applied Technology Council, 2018). Así, durante las últimas décadas se han desarrollado metodologías y procedimientos para caracterizar el desempeño sísmico de edificios sobre la base de criterios de desplazamiento, reparación, entre otros (ASCE-41-17, 2017).

La finalidad de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 10 pisos construido en la ciudad de Lima desde las perspectivas de desplazamientos (determinista) y costos probables de reparación (probabilista) ante distintos niveles de peligro sísmico.

Justificación:

En 1995, el gran terremoto ocurrido en Japón causó daños severos y el colapso de muchos edificios. Como consecuencia de ello, se reconoció la necesidad de una nueva generación de diseño sísmico y este reconocimiento condujo a la implementación de la ingeniería basada en el desempeño dentro del código japonés (Midorikawa, Okawa, Iiba, y Teshigawara, 2003).

Muchos de los códigos de construcción actuales, incluido el peruano, intentan producir edificios que cumplan con un nivel de desempeño sísmico específico. No obstante, los códigos no proporcionan a los diseñadores un medio para determinar si se alcanzarían otros niveles de rendimiento (Applied Technology Council, 2018). Así, la evaluación del desempeño sísmico de los edificios de mediana altura diseñados con el código de construcción peruano resulta necesaria para comprender el daño y las pérdidas económicas que pueden ocurrir como resultado de futuros terremotos.

El presente trabajo es útil para dar cuenta de las metodologías tradicionales y de vanguardia

en la evaluación del desempeño sísmico de un tipo de edificio típico peruano de muros estructurales de mediana altura. La evaluación del desempeño a partir de desplazamientos exhibe la practicidad así como las limitaciones de los métodos tradicionales; la evaluación en términos de costos reparación, la gran demanda computacional así como la utilidad de los métodos de vanguardia en el proceso de toma de decisiones. No reconocer naturaleza prescriptiva del código peruano y no evaluar el desempeño de los edificios de mediana altura peruanos, puede conllevar a un escenario similar al ocurrido durante el terremoto de 1995 en Japón.

1.2. Objetivos de la investigación

Objetivos generales: El objetivo principal de este estudio es evaluar el desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 10 pisos construido en la ciudad de Lima desde las perspectivas de desplazamientos y costos probables de reparación.

Objetivos específicos:

1. Presentar y comparar las metodologías tradicionales y de vanguardia para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras con énfasis en las perspectivas de desplazamientos y costos de reparación.
2. Identificar y evaluar los resultados de ensayos experimentales de muros de concreto armado.
3. Calibrar los modelos numéricos de un pórtico y un muro estructural de concreto armado a partir de los resultados de ensayos experimentales.
4. Realizar el modelo numérico del edificio de 10 pisos, considerando el comportamiento no lineal de todos los elementos estructurales.
5. Realizar un análisis estático no lineal según los lineamientos del ASCE/SEI 41-17 y calcular el desempeño por el método de espectros según el FEMA 440.
6. Evaluar la respuesta dinámica no lineal del edificio a 8 niveles de peligro sísmico, aplicando la metodología del FEMA P58.
7. Comparar el desempeño del edificio en un análisis pushover frente a un análisis dinámico no lineal.
8. Generar las curvas de fragilidad para los elementos, considerando los parámetros de demanda y su dispersión.
9. Evaluar el desempeño sísmico del edificio en estudio desde las perspectivas de costos de reparación probables.
10. Comparar los resultados obtenidos y establecer recomendaciones para la toma de decisiones.

Alcances :

Se evalúa el desempeño sísmico de un edificio de 10 pisos de concreto armado en términos de desplazamientos y costos probables de reparación. La determinación del desempeño a partir de desplazamientos se realiza sobre la base de lo establecido por La Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). La respuesta estructural ante la demanda, el daño estructural causado por la respuesta y la pérdida en la estructura ocasionada por el daño se estimara sobre la base de las consideraciones de La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA)

1.3. Metodología

La metodología planteada para el proyecto inicia con la revisión rigurosa de conceptos teóricos y resultados experimentales. Por un lado, los conceptos teóricos están relacionados con el análisis sísmico no lineal, la probabilidad aplicada a la simulación y las consideraciones para la evaluación del desempeño sísmico según los lineamientos de FEMA P-58 y SEAOC (1995). Por otro lado, los resultados experimentales de interés corresponden a la respuesta no lineal de pórticos y muros de concreto armado sometidos a carga lateral. Dichos resultados serán esenciales para el desarrollo y la calibración de modelos numéricos confiables para la evaluación de la capacidad sísmica de la estructura global.

La calibración y el desarrollo del modelo numérico se implementan en el software comercial ETABS. La idealización de los pórticos y muros de concreto armado se realiza a partir de elementos tipo barra y placa, respectivamente. La no linealidad de los materiales se idealizaron a partir de modelos de plasticidad concentrada y distribuida tipo fibra (Deierlein et al., 2010). La no linealidad geométrica corresponde a los efectos de segundo orden $P - \Delta$.

La respuesta estructural del edificio se determinará a partir de dos procedimientos no lineales: estático (ANLE) y con dominio en el tiempo (ANLTH). Si bien ANLTH es el procedimiento más riguroso para calcular las demandas sísmicas, el ANLE requiere menor demanda computacional y proporciona un acercamiento razonable en cuanto a desplazamientos y derivas (R. K. Chopra Anil K y Goel, 2001). Por un lado, los resultados del ANLE permiten determinar el nivel de desempeño a partir de la curva de capacidad para cada una de las direcciones de análisis. Por otro lado, el ANLTH se implementa frente a 8 niveles de peligro sísmico con la finalidad de obtener las demandas sísmicas de desplazamientos, derivas y rotación inelástica local (Applied Technology Council, 2018) (ASCE-41-17, 2017).

El daño estructural a consecuencia de la respuesta estructural se representará a partir de curvas de fragilidad. Dichas curvas representan la probabilidad condicional de que un sistema o elemento falle por un movimiento del terreno específico. El cálculo de la fragilidad se realizará a partir de un modelo doble lognormal (Institute, 2018). Luego, los costos probables de reparación en la estructura ocasionada por el daño se estima sobre la base de los conjuntos de

demanda, y las funciones de fragilidad y consecuencia (Applied Technology Council, 2018).

Por último, se comparan los resultados obtenidos para distintos niveles de peligro sísmico y para ambos métodos de análisis empleados. Además, se determina si el diseño basado en fuerzas establecido en la norma peruana de diseño Sismorresistente E.030 cumple con los niveles de desempeños deseados y se establecen recomendaciones para la toma de decisiones según el costo asociado a diferentes niveles de peligro sísmico. El trabajo propuesto culmina con la redacción del documento final.



2. Marco teórico

2.1. Ingeniería sísmica basada en objetivos de desempeño

Los métodos convencionales de diseño sísmico tienen como principales objetivos el control de daños, y la dotación adecuada de resistencia y ductilidad. Por un lado, se establecen límites en las derivas de entrepiso de tal forma que los daños probables sean reparables. Por otro lado, las resistencias necesarias en los elementos estructurales se determinan a partir de fuerzas internas calculadas sobre la base de niveles prescritos de demandas laterales (Ghobarah, 2001).

Los métodos convencionales así como las normas que los regulan presentan limitaciones. Primero, el comportamiento de los elementos estructurales y sus conexiones se evalúan de forma aislada y no como un sistema (Xi, 2014). Segundo, el diseño sísmico a partir de sollicitaciones elásticas reducidas no hace mucho sentido frente a grandes terremotos, en los cuales se esperan grandes incursiones inelásticas (Deierlein et al., 2010). Tercero, la aleatoriedad de las demandas sísmicas y la incertidumbre en la predicción de la respuesta estructural no son representadas adecuadamente (Ghobarah, 2001). Finalmente, las normas de construcción actuales no proporcionan a los diseñadores herramientas para determinar si se alcanzará el nivel de desempeño deseado (Applied Technology Council, 2018).

Las limitaciones presentadas en el párrafo anterior han generado un creciente acuerdo entre investigadores y profesionales acerca de la necesidad de implementar una metodología para el diseño y la evaluación formal del desempeño sísmico de estructuras. Así, la ingeniería sísmica basada en el desempeño surge como un enfoque emergente que aborda a la estructura como un sistema y mide su desempeño a través de parámetros cuantificables (Xi, 2014). En los siguientes párrafos se da cuenta de la evolución de la metodología desde su origen hasta la actualidad.

(SEAOC, 1995) establece cuatro niveles de desempeño discretos para caracterizar la respuesta probable de una estructura frente a un determinado nivel de peligro sísmico. Los niveles están definidos a partir de rangos aceptables de esfuerzos y deformación, y varían según el sistema estructural. Los niveles de peligro sísmico están asociados a demandas con diferentes probabilidades de excedencia en un determinado periodo de tiempo. Las exigencias de correlación entre los niveles de desempeño y de peligro sísmico varían según la categoría de la estructura y se muestran en la figura 5.

Peligro sísmico	Estado de daño			
	Operacional	Funcional	Resguardo de vida	Cercano al colapso
Sismo frecuente (Tr=45años)				
Sismo ocasional (Tr=75años)				
Sismo raro (Tr=475años)				
Sismo muy raro (Tr=975años)				

Objetivos básicos
 Objetivos esenciales

Figura 2.1: Objetivos múltiples de desempeño sísmico. Adaptado de (SEAOC, 1995)

(ATC-40, 1996) aplica la metodología en la evaluación del desempeño de estructuras de concreto reforzadas. Si bien los estados de daño, los niveles de peligro sísmico así como la correlación entre ellos se mantiene, se cuestiona la aproximación de fuerzas elásticas como medida del desempeño de la estructura dado que la determinación de los estados de daño es más sensible a los desplazamientos que a las fuerzas, en el rango inelástico. Por tal motivo, (ATC, 1996) se enfoca en la determinación del punto de desempeño a partir de los espectros de demanda y capacidad. Luego, el estado de daño se establece a partir de la posición relativa del punto de desempeño respecto a la curva de capacidad.

En el año 2001, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias establece la necesidad de una nueva generación de las metodologías para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras nuevas y existentes. Luego, el trabajo desarrollado bajo la motivación anterior fue publicado en el año 2012 y ha sido actualizado en 2018 a través de un conjunto de reportes bajo la denominación FEMA P58. En esta metodología, el desempeño sísmico de las estructuras se expresa como el daño probable y las consecuencias resultantes asociadas, esto último representado a partir de funciones de desempeño. Éstas funciones representan la probabilidad acumulada de un un parámetro de desempeño y pueden ser empleadas de forma directa en el procedimiento de toma de decisiones de los inversionistas y proyectistas (Applied Technology Council, 2018).

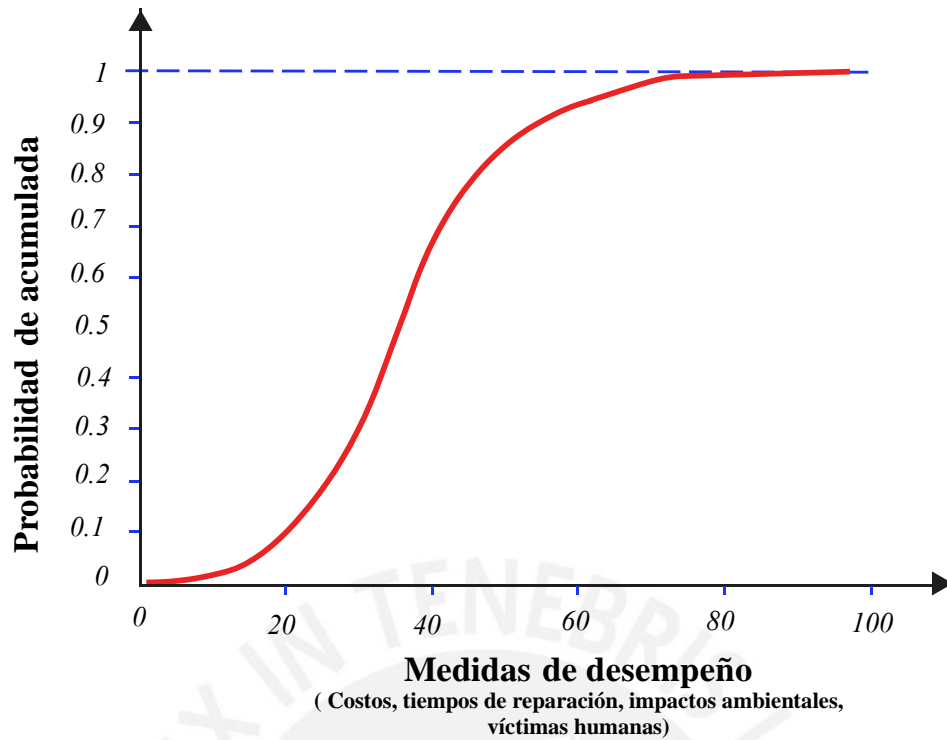


Figura 2.2: Función de desempeño hipotética. Adaptado de (Applied Technology Council, 2018)

La figura 2.2 muestra una función de desempeño hipotética asociada a un nivel específico de peligro sísmico. En el eje de las abscisas se muestra las medidas de desempeño o también denominadas variables de decisión; y en el de las ordenadas, la probabilidad acumulada. El hecho de expresar el desempeño en términos de probabilidades permite la consideración explícita de las variables aleatorias y epistémicas que lo afectan. (Miranda y Aslani, 2003) establecen el primer método racional para la estimación anual de las pérdidas económicas totales a partir de la suma de las pérdidas de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido de la estructura. El método contempló la aplicación de la teoría de probabilidad total para variables continuas de forma recurrente. La ecuación 2.1 muestra la integral de convolución de variables para la estimación de pérdidas para un componente.

$$\lambda(DV) = \int \int \int G(DV | DM) dG(DM | EDP) dG(EDP | IM) d\lambda(IM) \quad (2.1)$$

Donde:

IM: Medida del peligro sísmico.

EDP: Parámetro de la respuesta estructural.

DM: Representación del daño estructural.

DV: Variable de decisión (Pérdida probable).

$G(\cdot)$: Complemento de la función acumulativa: $G(\mathbf{X})= 1-F(\mathbf{x})$

$\lambda(\cdot)$: Función que representa la probabilidad de exceder un valor en el periodo donde se evalúa IM, generalmente anual.

(Yang, Moehle, Stojadinovic, y Der Kiureghian, 2009) advierten la dificultad implicada en la evaluación analítica de la integral de convolución. Así, con la finalidad de establecer un procedimiento práctico y con aplicación a estructuras complejas, el marco teórico se actualiza a partir de la implementación de un enfoque modificado de la técnica de simulación de Monte Carlo. Lo anterior permite llevar a cabo la integración de variables utilizando funciones de distribución estadística inferidas. El enfoque descrito permite representar explícitamente las incertidumbres inherentes en el proceso de estimación del desempeño sísmico y además constituye la base de la metodología presentada por (Applied Technology Council, 2018).

(Applied Technology Council, 2018) generaliza el concepto de pérdida probable para referirse a las variables de decisión mostradas en la figura 5. Al respecto de las variables continuas involucradas en la integral de convolución se establece lo siguiente: primero, la evaluación formal del desempeño sísmico requiere expresar el peligro sísmico a partir de curvas que relacionan las ordenadas espectrales y sus probabilidades de ser excedidas en un periodo de tiempo. Segundo, la respuesta estructural se caracteriza a través de parámetros de demanda tales como las distorsiones de entrepiso, las aceleraciones y velocidades de piso, así como las deformaciones residuales. Tercero, el daño estructural se obtiene a partir de relacionar los parámetros de demanda antes mencionados y curvas de fragilidad que dan cuenta de los estados de daño. Finalmente, las funciones de consecuencia permiten asociar los estados de daño con el dinero y tiempo requerido para que el componente regrese a su estado original. En las siguientes secciones se aborda con mayor detalle la caracterización de las variables descritas previamente.

2.2. Representación de las demandas sísmicas

El peligro sísmico se define, en el sentido más general, como la posibilidad de que se produzcan efectos potencialmente destructivos en un lugar determinado como consecuencia de los movimientos del terreno (Bommer, 2002). Para propósitos de ingeniería, las demandas sísmicas se representan a partir de dos enfoques. Por un lado, la evaluación determinista del peligro sísmico (DSHA) trata cada fuente sismogénica de forma aislada y expresa los parámetros de severidad de los movimientos a partir de las combinaciones más desfavorables de las incertidumbres presentes. Éstas últimas están relacionadas con la ubicación y la magnitud de futuros terremotos, así como las leyes de atenuación (Kramer et al., 1996). Por otro lado, la evaluación probabilista del peligro sísmico (PSHA) identifica todos los posibles terremotos que podrían afectar un sitio e integra todas las combinaciones posibles de las incertidumbres antes descritas. Luego, la intensidad del movimiento del suelo se representa a través de valores de ordenadas espec-

trales asociadas a una probabilidad de excedencia en un periodo de tiempo, por lo general anual (Hanks y Cornell, 1994). La figura 2.3 da cuenta de los procedimientos especificados en (Applied Technology Council, 2018) para la caracterización del peligro sísmico.

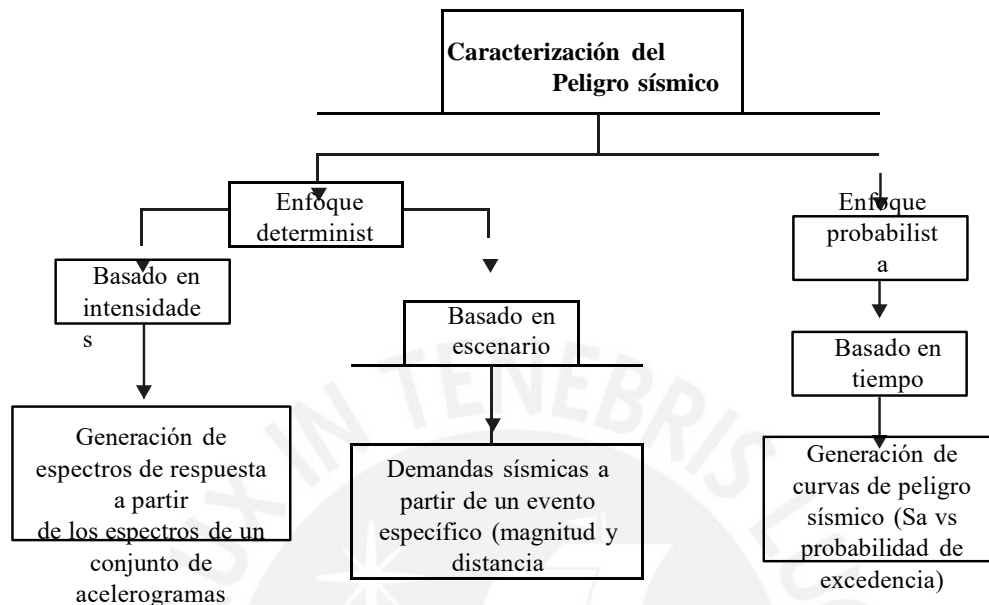


Figura 2.3: Procedimientos para la caracterización del peligro sísmico

En el Perú, actualmente, las curvas de peligro sísmico están definidas para un rango de periodos entre cero y tres segundos así como para fracciones de amortiguamiento crítico que varían entre 2% y 10% (SENCICO, 2016). Luego, el rango de frecuencias de excedencia consideradas en la evaluación del desempeño se establece de tal forma que el rango de aceleraciones espectrales asociadas generar niveles de daño desde un nivel imperceptible hasta un estado de daño completo (Applied Technology Council, 2018). (ASCE, 2013) establece recomendaciones para los valores extremos del rango de frecuencias ha considerarse en la evaluación de estructuras nuevas, lo anterior se resume a continuación.

- S_a (mínimo) = $0.05g$ y su respectiva frecuencia asociada si, $T < 1s$.
- S_a (mínimo) = $0.05g/T$ y su respectiva frecuencia asociada si, $T > 1s$.
- S_a (máximo), aquella asociada a una frecuencia de excedencia de 0.0002

La figura 2.4 muestra una curva de peligro sísmico hipotética en la cual se muestran los valores extremos del rango de intensidades así como los valores medios de aceleraciones máximas del terreno (e_i) y las amplitudes de los intervalos de frecuencia de excedencia ($\Delta\lambda$). (Applied Technology Council, 2018) estipula la consideración de 8 niveles de peligro sísmico los cuales quedan definidos por los dos parámetros presentados previamente.

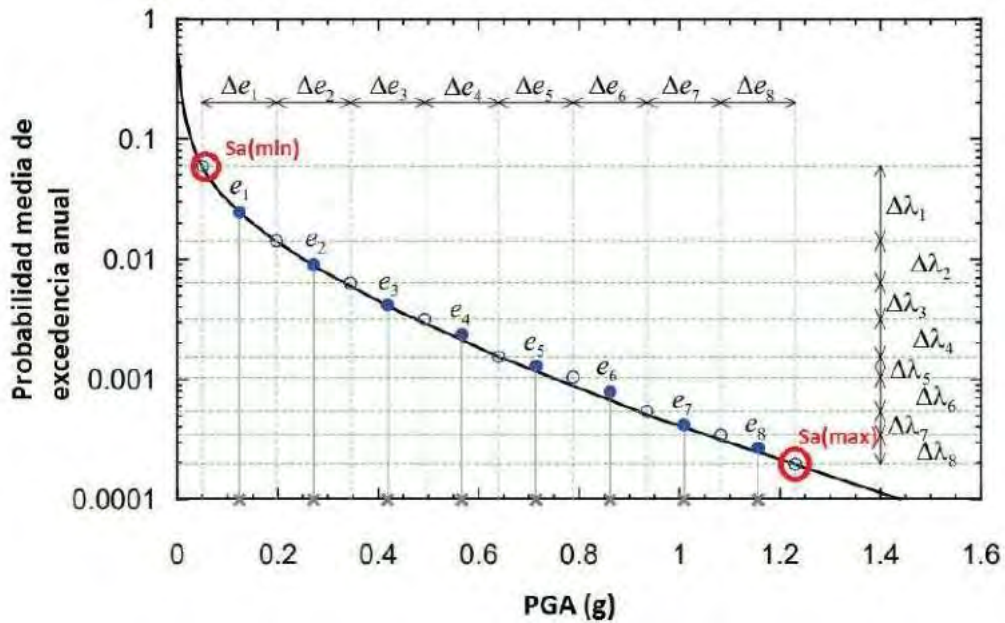


Figura 2.4: Determinación de los niveles de peligro sísmico. Adaptado de (Applied Technology Council, 2018)

Los registros de aceleraciones del terreno permiten representar las sollicitaciones sísmicas de forma completa (Bommer, 2002). En el contexto de la evaluación de la respuesta estructural a partir de análisis dinámicos lineales, la selección y manipulación adecuada de registros resultan importantes para representar los niveles de peligro sísmico objetivos así como para tener respuestas estructurales sin sesgos (Applied Technology Council, 2018). (Yang, Moehle, Stojadinovic, y Der Kiureghian, 2009) cita dos procedimientos para la manipulación de registros: escalamiento por intensidades y por ajuste espectral. Este último procedimiento permite reducir la variabilidad en la respuesta estructural y a la vez constituye una herramienta para la selección de registros.

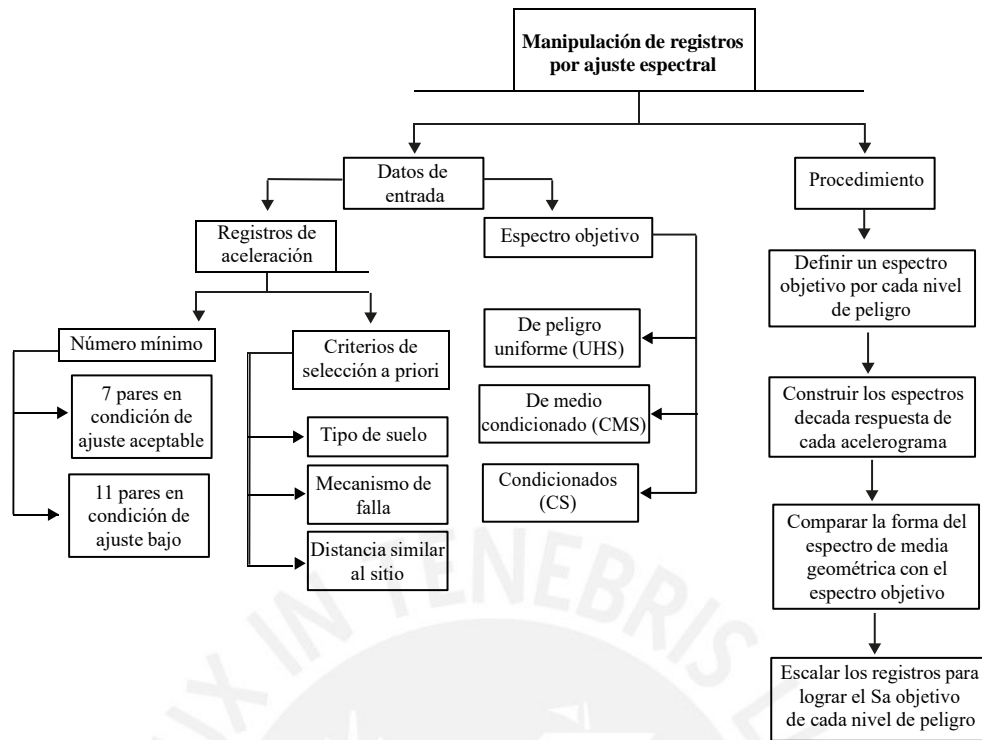


Figura 2.5: Datos de entrada y procedimiento para el ajuste espectral de registros

La figura 2.5 presenta el método de ajuste espectral de registros y da cuenta de la necesidad de selección de un espectro objetivo así como de un intervalo en el que se lleve a cabo la comparación de las formas de los espectros. Por un lado, si bien CMS es considerado como un espectro más realista, UHS permite obtener respuestas estructurales más conservadoras y además requiere menor trabajo para su generación (Applied Technology Council, 2018). Por otro lado, los valores extremos del rango de ajuste de la forma espectral varían según la referencia. Así, (ASCE-41-17, 2017) establece los valores de $0.2T$ y $1.5T$; (Applied Technology Council, 2018), $0.2T$ y $2T$.

2.3. Análisis de la respuesta estructural

El análisis de la respuesta estructural existe de varios tipos y en cada tipo conforme sea más sofisticado se obtiene una respuesta más completa de la estructura y también aumenta el tiempo de uso computacional y el peso de la salida del resultado. Los tipos de análisis existentes son 4 y se presentan a continuación:

- Análisis lineal elástico (ALE) : El análisis lineal elástico no considera la degradación de rigidez de los elementos estructurales y como su nombre lo indica la curva de capacidad de un análisis de este tipo sería una línea con pendiente constante como se muestra en la figura 2.5.
- Análisis dinámico modal espectral (ALD) : En el análisis dinámico modal espectral

se consideran las contribuciones de los modos del edificio el cálculo de la respuesta (A. K. Chopra, 2014). Este análisis no considera la degradación de rigidez, pero sí permite estimar el punto de desempeño de la estructura mediante un procedimiento acorde a la norma sísmica de cada país, en el caso del Perú se calcula acorde al procedimiento de la norma E030. Se logra en este análisis calcular un punto de la curva de capacidad en el rango inelástico que se estima como el punto de desempeño como se muestra en la figura 2.6.

- **Análisis no lineal estático (ANLE)** : El análisis estático no lineal también llamado pushover permite conocer un tramo del rango no lineal en el que incursiona la estructura, como se muestra en la figura 2.6, al ser sometido a una distribución de cargas. Este análisis es el más utilizado en el campo laboral dado que permite conocer el punto de desempeño e incluso un poco más del comportamiento en el rango no lineal con un requerimiento moderado de demanda computacional. Este análisis tiene como limitaciones la regularidad en planta, elevación, pocos pisos y sin problemas de torsión excesiva (Applied Technology Council, 2018).
- **Análisis no lineal dinámico tiempo historia (ANLD)** : Este análisis considera el análisis dinámico además de la no linealidad de los materiales e histéresis y con ello la pérdida de rigidez de la estructura. Se considera actualmente el método más confiable y muestra la curva completa de la estructura hasta el colapso como se muestra en la figura 2.6. El método tiene una gran demanda computacional en tiempo y en tamaño de salida.

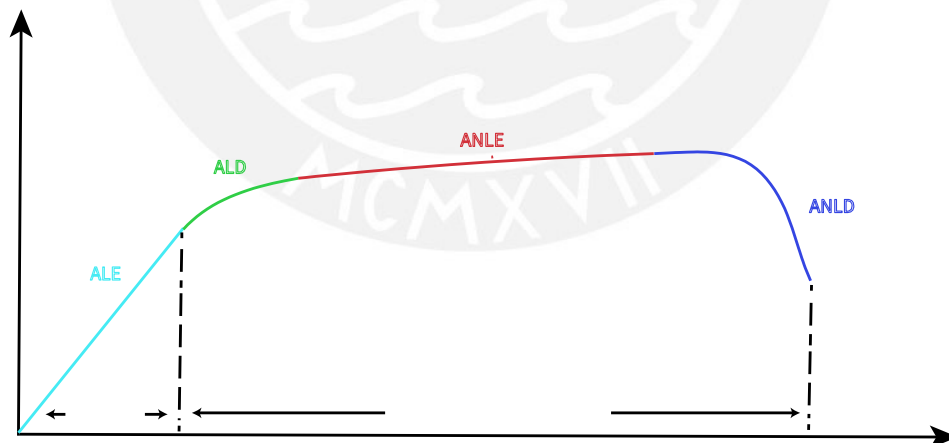


Figura 2.6: Curva de capacidad y tipos de análisis

La comparativa del consumo computacional en cuestión de tiempo y peso de la salida del resultado se muestra en la tabla 2.1 si se tiene como referencia a un edificio de 15 pisos para poder tener una idea de la diferencia existentes entre los tipos de análisis.

Tabla 2.1: Comparativo de demanda computacional acorde al tipo de análisis

Tipo	Tiempo (seg)	Salida (Mb)	Número de pasos
Análisis lineal elástico	30		
Análisis dinámico modal espectral	30		
Análisis no lineal estático	2400	3150	200
Análisis no lineal dinámico tiempo historia	9000	18500	1000

(Krawinkler y Seneviratna, 1998) menciona que el análisis no lineal sirve para obtener información que no se puede obtener de un análisis estático o dinámico lineal. Se mencionan algunas de las ventajas que se obtiene en un análisis no lineal:

- Identificar zonas críticas donde la deformación es alta y la secuencia de ellas.
- Observar las consecuencias del deterioro de resistencia de elementos en el comportamiento del sistema global.
- Identificar elementos que pueden obtener fallas potencialmente frágiles como lo son las fallas por corte.
- Estimar la deformación de los elementos estructurales que tienen deformación inelástica con el fin de considerar la disipación de energía a la estructura.
- Estimar las derivas para el control de daño y evaluar la necesidad de un análisis P-Delta.
- Verificar la integridad y adecuada ruta de la carga, al considerar todos los elementos estructurales, todas las conexiones, rigidez de los elementos y la interacción suelo-estructura.

2.3.1. Análisis estático no lineal

El análisis estático no lineal (pushover) no tiene una base rigurosa teórica, el análisis es basado en la asunción que la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) puede estar relacionada con la respuesta de un sistema de un único grado de libertad (SDOF); por ello, implica que la respuesta es controlada por un único modo y que este permanece constante a pesar del nivel de deformación (Krawinkler y Seneviratna, 1998). La primera norma en plantear una metodología para el análisis pushover fue el ATC-40 en 1996, posterior a este sugieren varias normas que plantean mejoras o sugerencias entre ellas está el FEMA 273 (1997), FEMA 440 (2005), ASCE 41 (2007), FEMA 440A (2009), ATC 58 (2009), PEER ATC (2010), ASCE 41-17 (2017).

El análisis estático no lineal (NSP) se realiza según la norma (ASCE-41-17, 2017) en el que se establecen las siguientes consideraciones:

1. Se considera como caso inicial el de cargas de gravedad

2. El modelo debe de estar discretizados para representar la respuesta de fuerza y desplazamiento inelástica en conjunto y de cada componente.
3. Se deben de incluir las componentes principales y secundarias con responsabilidad sísmica en el modelo.
4. El comportamiento no lineal de las componentes estructurales deben de ser incluidos en el modelo al utilizar la envolvente de capacidad (backbone) que incluyan la degradación de fuerza y fuerza residual.
5. El control de desplazamiento se debe de realizar en el último techo del edificio y en un punto ubicado lo más cercano posible al centro de masas.
6. El patrón de cargas a utilizar debe de ser proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección en consideración.
7. Para el cálculo de desempeño se debe de utilizar el método de coeficientes planteado.

2.3.2. Cálculo del punto de desempeño

El análisis pushover necesita de un procedimiento para calcular el desempeño de la estructura acorde al movimiento del suelo al que está sometido. El cálculo del desempeño se puede realizar mediante dos procedimientos: método de coeficientes, y método de espectro de demanda y capacidad. Inicialmente, el método del espectro de demanda se realizaba según el ATC-40; el método de coeficientes, bajo los lineamientos del FEMA-273. El desplazamiento objetivo del método de coeficientes es determinado con el espectro elástico de desplazamiento y un factor de modificación; mientras que en el método del espectro es obtenido mediante un sistema equivalente lineal de un grado de libertad. (Lin et al., 2004) muestra que el método de coeficientes sobreestima el punto de desempeño y el método del espectro lo subestima, se realiza la comparación en 3 ensayos pseudodinámicos de columnas como se observa en la tabla 2.2.

Tabla 2.2: Comparación de desplazamiento objetivo entre el ensayo y método de coeficiente (FEMA) y espectro (ATC) . Adaptado de (Lin et al., 2004)

PGA (g)	Desplazamiento de desempeño (mm)			Comparación respecto al ensayo (h)	
	Ensayo	FEMA-273	ATC-40	FEMA - 273	ATC-40
0.33	20.5	27.5	17	34	-17
0.36	23.5	30	18.9	28	-20
0.38	26.1	31.7	19.9	21	-24
Promedio				28	-20

El método de coeficientes en promedio sobreestima en un 28% y el espectral subestima en un 20%. Se realiza el cálculo por el método de coeficientes del ASCE 41-17 por ser la norma más

actual y también por brindar un resultado un poco más conservador.

Método de coeficientes

Para realizar el método de coeficientes primero se tiene que idealizar la curva esfuerzo desplazamiento como se muestra en la figura 2.7. La rigidez lateral efectiva, K_e , debe ser calculado para una fuerza igual al 60% de la fuerza de fluencia, V_y . La segunda línea debe ser calculado como la línea que une los puntos de fluencia (l_y, V_y) y el punto final de pendiente positiva (l_d, V_d). La última línea empieza en el punto final de la pendiente positiva y termina en la intersección con la línea de $0.6V_y$.

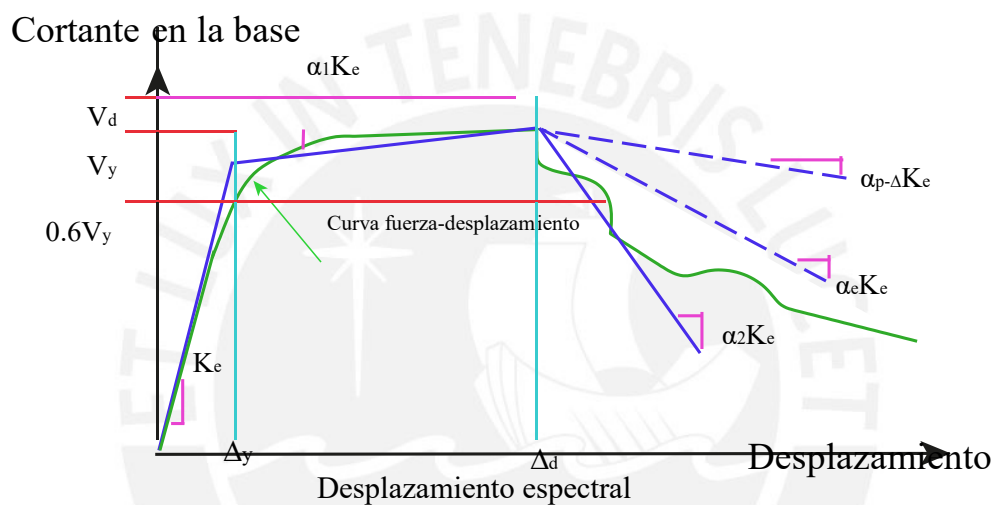


Figura 2.7: Curva idealizada fuerza-desplazamiento. Adaptado de (ASCE-41-17, 2017)

Para edificios con diafragma rígido, el desplazamiento objetivo δ_t se puede calcular con la ecuación 2.15.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.2)$$

Donde:

S_a = La aceleración del espectro de respuesta en el periodo efectivo fundamental del edificio en la dirección en consideración.

g = Aceleración de la gravedad

C_0 = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento de un SDOF al desplazamiento de un MDOF calculado con la tabla 2.4.

Tabla 2.3: Valores del factor de modificación C0. Adaptado de (ASCE-41-17, 2017)

Número de pisos	Edificios de corte		Otro edificio
	Patrón triangular	Patrón uniforme	Otro patrón de cargas
1	1	1	1
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

C_1 = El factor que relaciona el máximo desplazamiento inelástico con la respuesta elástica lineal con la ecuación 2.16. Para periodos menores a 0.2 segundos no puede ser tomado menor al valor de $T = 0.2$ segundos. Para periodos mayores a 1, $C_1 = 1$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{\alpha T_e^2} \quad (2.3)$$

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (2.4)$$

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.5)$$

a = factor de clase de sitio, 130 para clase A y B, 90 para clase C.

T_i = Periodo elástico fundamental en la dirección en consideración calculado en un análisis dinámico lineal.

K_i = Rigidez elástica lateral del edificio en la dirección en consideración.

K_e = Rigidez lateral efectivo del edificio en la dirección en consideración.

V_y = Cortante de fluencia en la dirección en consideración de la curva idealizada fuerza-desplazamiento.

W = Peso sísmico efectivo (carga muerta más una porción de carga viva).

C_m = Factor de masa efectiva, se calcula mediante la tabla 2.5. C_m puede ser considerado 1 si el periodo fundamental, T , es mayor a 1 segundo.

Tabla 2.4: Valores para factor de masa efectiva C_m . Adaptado de (ASCE-41-17, 2017)

Número de pisos	Pórticos de concreto	Muros de corte de concreto	Pórticos de acero
1-2	1	1	1
3 o más	0.9	0.8	0.9

C_2 = Factor de modificación para presentar el efecto de histéresis, degradación de rigidez cíclica y deterioro de la fuerza en el máximo desplazamiento calculado por la ecuación 2.19. Para periodos mayores que 0.7 segundos, $C_2 = 1$.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \frac{\mu_{st} \text{rengt h} - 1}{T_c^2} \quad (2.6)$$

Una vez definido todos los parámetros se puede calcular el desplazamiento objetivo y formar la bilinealización de la curva capacidad hasta el punto de desempeño.

2.3.3. Análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental (IDA) es un análisis emergente con el que se puede conocer la respuesta de una estructura para distintos niveles de demanda sísmica mediante el uso de una serie de análisis dinámicos no lineales. La demanda sísmica se caracteriza a partir de un conjunto de registros de movimiento del suelo, los cuales son escalados a diferentes niveles de intensidad para producir diversos puntos de respuesta que al unirse forman la curva IDA como se muestra en la figura 2.8 (Vamvatsikos y Cornell, 2004a).

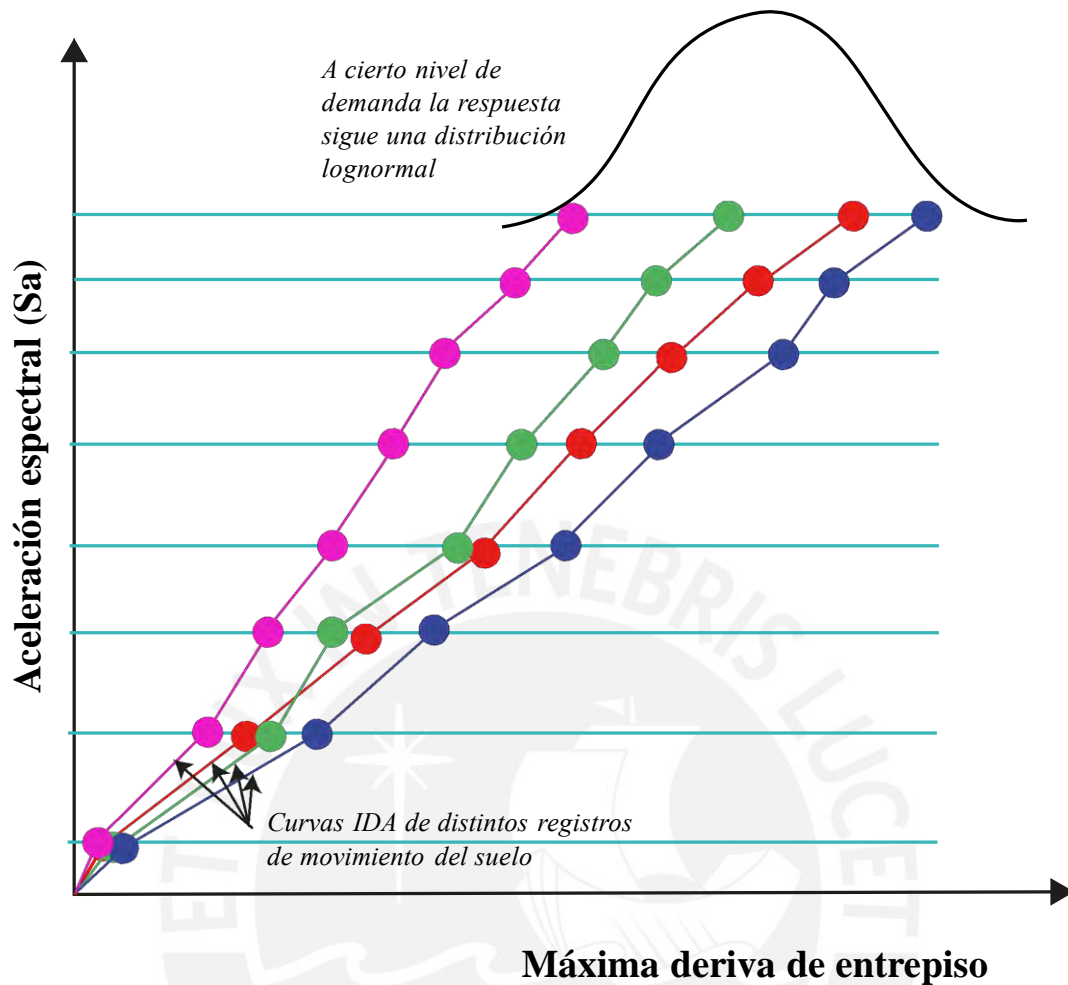


Figura 2.8: Curva IDA hipotética

(Vamvatsikos y Cornell, 2002) mencionan algunos propósitos y objetivos al realizar un análisis IDA:

- Mejor entendimiento del rango de respuesta asociada a un rango específico de niveles de intensidad de movimiento del suelo.
- Mejor entendimiento de las implicaciones estructurales correspondientes a niveles severos de movimiento del suelo.
- Mejor entendimiento de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural en función de los incrementos de intensidades del movimiento del suelo (cambios en los patrones de deformación con la altura, el inicio de la degradación de rigidez y la resistencia).
- Estimar la capacidad dinámica de la estructura como un sistema global y finalmente comprender la estabilidad frente a diversos registros sísmicos.

(Applied Technology Council, 2018) estipula una secuencia lógica para llevar a cabo el análisis incremental dinámico, lo anterior se resume a continuación.

1. Construcción de un modelo matemático que represente la estructura.
2. Seleccionar un registro de movimiento del suelo, considerando el peligro sísmico del sitio.
3. Ajustar el espectro de respuesta de los registros seleccionados a partir del espectro objetivo correspondiente a la menor intensidad del movimiento del suelo considerada.
4. Analizar el modelo matemático para el registro ajustado y determinar el máximo valor de un parámetro de respuesta tales como derivas, desplazamientos, aceleraciones, entre otros.
5. Incrementar la intensidad del movimiento del suelo y ajustar los registros de aceleración.
6. Analizar el modelo matemático para el registro incrementalmente escalado y registrar los valores de respuesta estructural de interés.

La figura 2.9 da cuenta de los pasos antes listados. La curva IDA mostrada en tal figura corresponde a un único registro de aceleraciones.

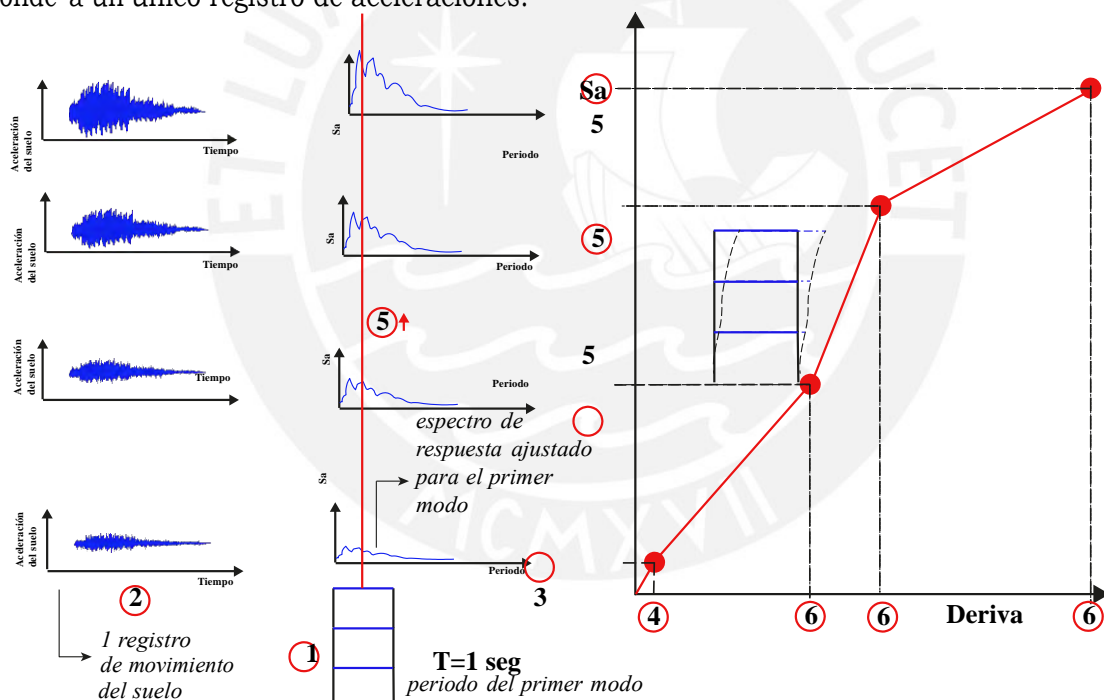


Figura 2.9: Secuencia lógica en el análisis dinámico incremental

2.3.4. Curvas de fragilidad de colapso

El colapso es considerado como el estado último de estabilidad dinámica y/o en el cual se produce una pérdida de la capacidad de carga vertical de los componentes (Zareian y Krawinkler,

2007). Tradicionalmente, el colapso potencial se caracteriza a partir de una curva de fragilidad la cual indica la probabilidad de colapso en función de la aceleración espectral asociada al modo fundamental de una estructura. La determinación de este último parámetro resulta muy sensitivo a muchos factores tales como las asunciones en la construcción del modelo matemático, el tratamiento de los registros sísmicos, el software de análisis empleado, entre otros (Ibarra y Krawinkler, 2005).

La literatura existente da cuenta de procedimientos para la estimación de la curva de fragilidad de colapso. Por un lado, existen procedimientos simplificados para edificios bajos basados en resultados de análisis no lineales estáticos (Applied Technology Council, 2018). Por otro lado, (Kircher et al., 2010) indican un procedimiento basado en los resultados del análisis dinámico incremental. Tal procedimiento consiste en la determinación de la aceleración espectral asociada al primer modo $S - a(T)$. Dicha aceleración debe generar que el 50% de los análisis realizados exhiban una o varias condiciones de colapso, las cuales se listan a continuación.

- Incrementos grandes de desplazamiento lateral debido a incrementos pequeños en la intensidad, lo cual denota el inicio de la inestabilidad dinámica.
- Inestabilidad numérica.
- Demandas excesivas que pueden afectar la capacidad de las componentes que soportan cargas de gravedad.

La figura 2.10 muestra el valor de $S - a(T)$ asociado a la mediana de la distribución lognormal, la cual se obtiene a partir del procedimiento previamente descrito. Así mismo, se muestra un valor de dispersión de $\beta = 0.6$. Dicho valor resulta válido para estructuras regulares y toma en cuenta las incertidumbres asociadas a la representación numérica, la calidad de la construcción y la variabilidad registro a registro (Applied Technology Council, 2018).

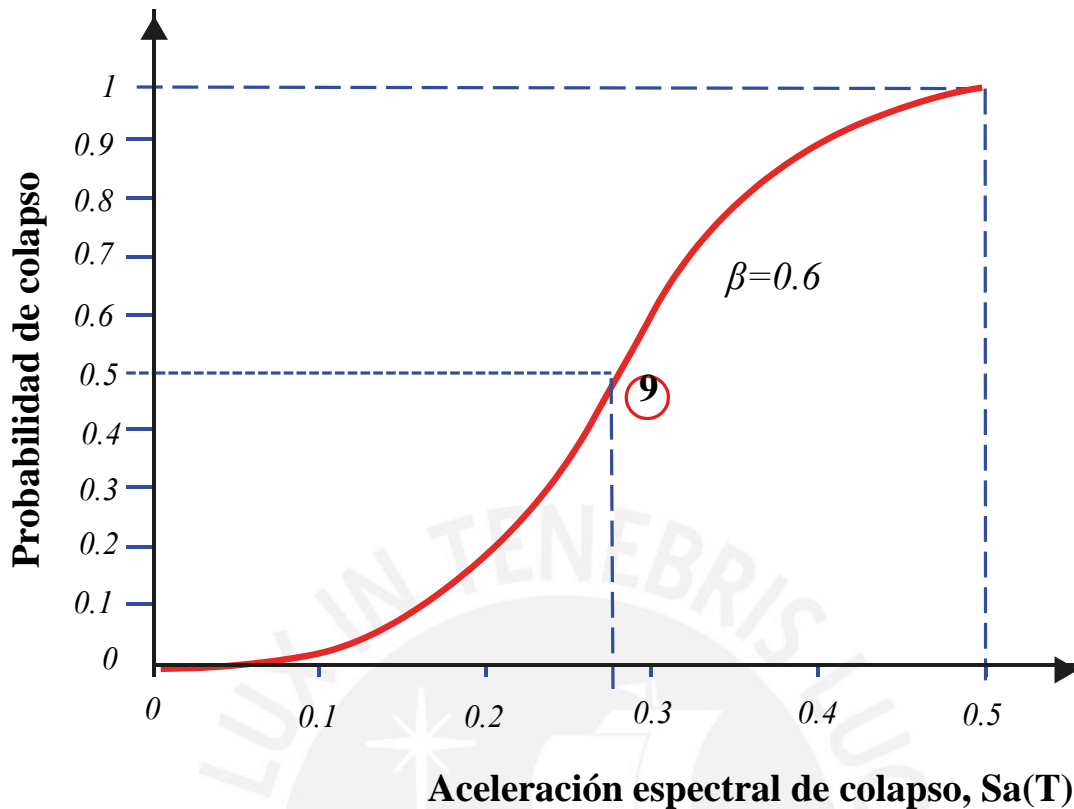


Figura 2.10: Curva de colapso hipotética

2.4. Representación del comportamiento no lineal

La respuesta no lineal de una estructura toma en cuenta el deterioro de la resistencia y rigidez, los cuales están asociados al comportamiento inelástico del material y los grandes desplazamientos que puede experimentar la estructura (Deierlein et al., 2010). Por un lado, la no linealidad del material toma en consideración las relaciones esfuerzo-deformación, el comportamiento histerético, el agrietamiento, así como posibles efectos de pandeo producto de las fuerzas de compresión en las barras de acero. Por otro lado, la no linealidad geométrica toma en consideración los efectos de la configuración deformada en el cálculo iterativo de la compatibilización de deformaciones y el equilibrio (McGuire, Gallagher, y Ziemian, 2000).

Los modelos inelásticos de los componentes estructurales pueden ser diferenciados según la forma en que la plasticidad está distribuida a través de la sección transversal y la longitud de los elementos (Kim y Lee, 2002). La figura 2.11 da cuenta de los modelos inelásticos considerados en el desarrollo del presente trabajo. La elección del modelo depende de varios factores entre ellos el tipo de componente estructural, las fuerzas internas que actúan así como la interacción entre ellas.

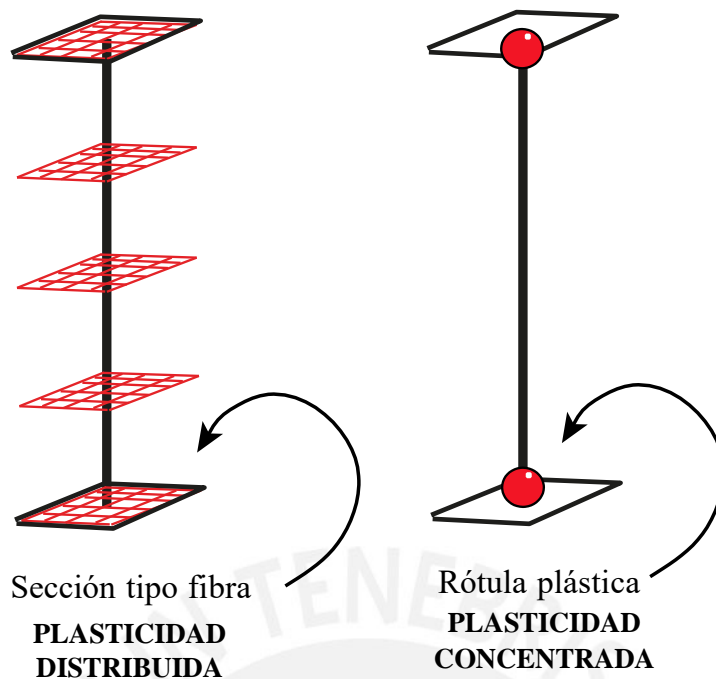


Figura 2.11: Modelos inelásticos de componentes estructurales. Adaptado de (Deierlein et al., 2010)

Los modelos de rótulas concentradas consideran que las deformaciones inelásticas se concentran en los extremos de los elementos. Si bien este modelo no considera la interacción fuerza axial-momento flector, logran reducir eficientemente la formulación numérica. En el contexto de análisis dinámico no lineal, el modelado directo con rótulas concentradas requiere determinar curvas envolventes de comportamiento monotónico así como la regla de histéresis. Por un lado, (ASCE-41-17, 2017) estipula puntos notables para definir la curva envolvente cíclica conocida como backbone, la cual considera la degradación de la resistencia debido a la carga cíclica. Al respecto, (Jeong, Kang, Yoon, y Klemencic, 2020) establecen que los resultados obtenidos con las curvas envolventes son conservadores en comparación con aquellos obtenidos a partir de ensayos experimentales.

Los modelos de plasticidad distribuida discretizan los componentes estructurales en segmentos longitudinales y porciones finitas de la sección transversal (Izadpanah y Habibi, 2015). Tal discretización, para los modelo tipo fibra, incluye fibras de concreto y de acero de refuerzo. Cada una de dichas fibras agrupa porciones de material adyacentes a su posición y su respuesta no lineal queda definida por las curvas uniaxiales de esfuerzo-deformación del material (SAP2000-Linear, 2011). Este tipo de modelo inelástico toma en cuenta la degradación de rigidez de forma explícita y además es capaz de capturar la interacción de fuerza axial y momento flector en una o ambas direcciones (Deierlein et al., 2010).

La tabla 2.5 da cuenta de los modelos inelásticos que se utilizará en el presente trabajo y las

rigideces efectivas consideradas para idealizar los diferentes componentes estructurales acorde al (ACI, 2019). Los muros de concreto armado así como columnas donde se esperan grandes variaciones de fuerza axial serán idealizados a partir de secciones tipo fibra; las vigas y columnas sin variación importante de fuerza axial, a partir de rótulas plásticas. Al respecto de la no linealidad del material frente a la sollicitación por corte, (Deierlein et al., 2010) establecen que en edificios nuevos en los que se ha tomado en cuenta el diseño por capacidad, la probabilidad de ocurrencia de fallas por corte es menor a aquella correspondiente a las fallas por debido a flexión. Por tal motivo, las rótulas concentradas tipo corte no se incluyen.

Tabla 2.5: Valores de rigidez efectiva para flexión en el plano, flexión fuera del plano y corte. Adaptado de (ACI, 2019)

Componente estructural	Modelo Inelástico	Rigidez efectiva
Muros	Modelo tipo fibra (P-M)	$E_c I_g - 0.2E_c A_g - 0.4E_c I_g$
Columnas	Modelo tipo fibra (P-M-M)	$E_c I_g - 0.4E_c A_g - 0.4E_c I_g$
	Rótula plástica (P-M-M)	$0.7E_c I_g - 0.4E_c A_g - 0.4E_c I_g$
Vigas	Modelo tipo fibra (P-M)	$E_c I_g - 0.4E_c A_g - 0.4E_c I_g$
	Rótula plástica (P-M)	$0.3E_c I_g - 0.4E_c A_g - 0.4E_c I_g$

La elección de un modelo de histéresis adecuado resulta importante ya que permite reflejar la cantidad de energía disipada así como un buen ajuste de las curvas de histéresis. En tal sentido, (Son y Lee, 2020) establecen que, para estructuras de concreto armado, el modelo de histéresis tipo Pivot resulta más pertinente. La figura muestra la cantidad de energía disipada obtenida a partir de cuatro modelos histeréticos en dos pórticos de concreto armado. Se observa que el error promedio respecto a los resultados experimentales se minimiza para el modelo tipo Pivot.

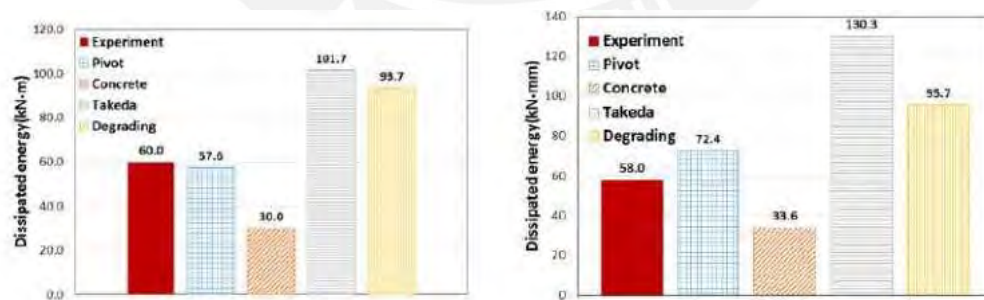


Figura 2.12: Energía disipada en dos pórticos de concreto armado. Adaptado de (Son y Lee, 2020)

2.5. Estados de daño y curvas de fragilidad

El tipo y la extensión del daño que experimentará un componente a consecuencia del movimiento del terreno son inciertos (Applied Technology Council, 2018). No obstante, la necesidad de

establecer una medida del daño radica en su aplicación para vincular la respuesta estructural con el dinero necesario para reparar los componentes. (Yang et al., 2009) indica que la probabilidad condicional de incurrir en cierto nivel de daño se puede representar a partir de las curvas de fragilidad.

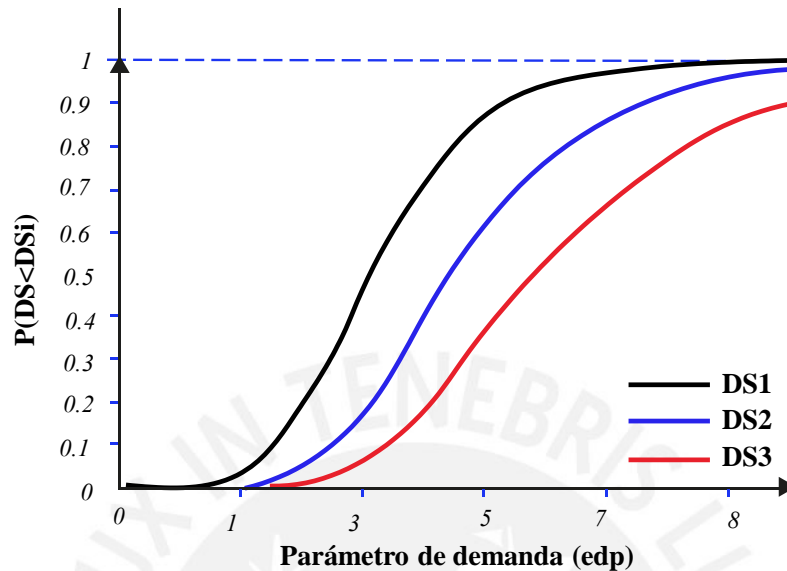


Figura 2.13: Curva de fragilidad hipotética con tres estados de daño. Adaptado de (Applied Technology Council, 2018)

La figura 2.13 muestra la representación condicional del daño que experimenta un componente en función de un parámetro de demanda. (K. A. Porter, Kiremidjian, y LeGrue, 2001) indican que si bien el daño puede estimarse de forma más adecuada a partir de dos o más parámetros de demanda, por simplicidad se considera que el daño solo depende de un único parámetro.

La representación del daño, en estricto, debe ser secuencial y expresado de forma continua. Sin embargo, el daño se puede caracterizar a partir de niveles discretos secuenciales (K. A. Porter et al., 2001). Así, (Miranda y Taghavi, 2002) aceptan el uso de al menos tres estados de daño por cada componente ya sea estructural o no estructural. Es por ello que en la figura 2.13 se muestran tres curvas, las cuales quedan definidas por el valor medio de un parámetro de demanda y la desviación estándar logarítmica. (Yang et al., 2009) establecen que las curvas de fragilidad se pueden desarrollar a partir del trabajo de laboratorio, reportes de sismos pasados o expresiones analíticas con criterio de ingeniería.

Dado que la medida del daño se estima sobre la base de un único parámetro de demanda, (Applied Technology Council, 2018) establece la necesidad de incluir cada uno de los elementos de un edificio dentro de un grupo de fragilidad. Éstos últimos agrupan elementos con características similares en cuanto a materiales, proceso constructivo, modos de falla y consecuencias a causa del daño. Luego, dado que los parámetros de demanda varían por piso y

dirección de análisis, resulta imperante la división de los grupos de fragilidad en subgrupos de desempeño.

2.6. Costos de reparación

Los costos probables de reparación y/o reemplazo, como medidas cuantificables del desempeño sísmico, permiten determinar acciones para la reducción del riesgo implícito así como comunicar las consecuencias a las partes interesadas, contribuyendo así con la resiliencia de una determinada comunidad (Calvi, Sullivan, y Welch, 2014). La determinación de los costos probables implica el uso de funciones de consecuencia, las cuales relacionan un estado de daño con el dinero requerido para restaurar o reemplazar un componente (Applied Technology Council, 2018).

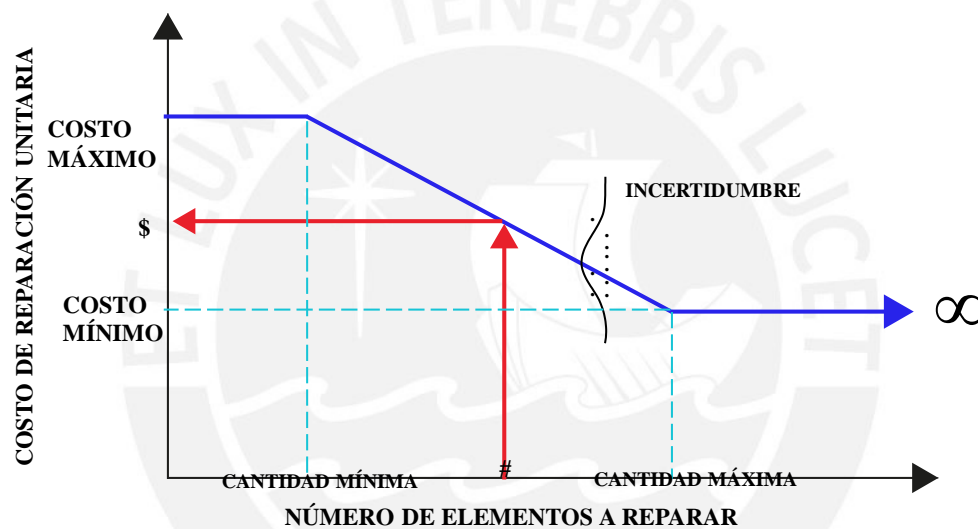


Figura 2.14: Curva de consecuencia hipotética asociada a costos de reparación. Adaptado de (Applied Technology Council, 2018)

En la figura 2.14 se muestra una curva de consecuencia hipotéticas así como los parámetros que la definen. Al respecto se da cuenta de tres consideraciones. Primero, en cada punto de la curva de consecuencia existe una distribución de probabilidades que toma en cuenta la dispersión de los datos. Segundo, para cada estado de daño se define una única función de consecuencia, la cual se obtiene a partir de los costos asociados a los métodos de reparación requeridos. Tercero, la forma de una función de consecuencia obedece a la consideración asociada al decremento del costo en función de la escala de trabajo y la eficiencia al efectuar un trabajo repetitivo (Applied Technology Council, 2018).

Las funciones de consecuencia especificadas por (Applied Technology Council, 2018) han sido desarrolladas sobre la base de la realidad local de Carolina del Norte (USA) del año 2011. Debido a lo anterior, resulta necesaria la conversión de los datos para la implementación de la

metodología en una locación y época diferente. Así, (Silva, Castro, y Monteiro, 2020) establecen un método racional que toma en cuenta la inflación, los costos de reparación locales y el tipo de cambio de la moneda local con respecto al dólar. Las ecuaciones 2.7 y 2.8 dan cuenta de los factores implicados en la conversión

$$\text{Costo}_{\text{local}} = \text{Costo}_{\text{FEMAP58}} \cdot \text{RCR} \quad (2.7)$$

$$\text{RCR} = [(1 - f_{\text{lab}}) \cdot r_{\text{mat}} + f_{\text{lab}} \cdot r_{\text{lab}}] \quad (2.8)$$

Donde:

RCR: Ratio del costo de reparación local respecto del lugar de referencia

f_{lab} : Denota la fracción del costo total unitario de un método de reparación que se asocia a la mano de obra.

r_{mat} : Denota el valor relativo de los materiales de construcción locales respecto a la referencia.

r_{lab} : Denota el valor relativo de la mano de obra local respecto a la referencia.

En el presente trabajo, las pérdidas esperadas se estiman a partir de los costos de reparación de elementos estructurales y tabiquería. La inclusión de los costos de reparación asociados a los acabados, instalaciones y equipos se aproximan a través de un factor de correlación. (Hirakawa y Kanda, 1997), basados en el análisis de 210 edificios, establecen que los costos de reparación asociados a elementos estructurales representan el 40% de los costos totales. Así, el costo de reparación total se estimará como se muestra en la expresión 2.9.

$$\text{Costo}_{\text{total}} = 2.5 \cdot \text{Costo}_{\text{est}} \quad (2.9)$$

Donde:

$\text{Costo}_{\text{est}}$: Costo de reparación asociado a elementos estructurales y tabiquería.

3. Calibración del comportamiento inelástico de elementos representativos

El análisis no lineal constituye una herramienta poderosa para estimar la respuesta estructural más allá del rango elástico. En tal contexto, el desarrollo de las tecnologías informáticas así como la disponibilidad de resultados experimentales permiten desarrollar modelos computacionales con suficiente confiabilidad (Gomez-Rivas, Pincus, y Tito, 2012). El grado de confiabilidad se determina a partir de la calibración, proceso en el que de forma iterativa se apunta a lograr el mayor grado de correlación entre los resultados de los modelos físicos y computacionales. En el contexto de la respuesta no lineal, los criterios de comparación están relacionados a la rigidez, la resistencia, la deformación y la apertura de los lazos histeréticos (Galvez, 2020). Una vez calibrados los modelos computacionales, se acepta que sus resultados predicen de forma adecuada el comportamiento de la estructura real (Gomez-Rivas et al., 2012). En la presente sección se da cuenta de los resultados experimentales de muros y pórticos de concreto armado así como la calibración de sus modelos inelásticos.

3.1. Comparación entre modelos numéricos y resultados experimentales

En la presente sección se da cuenta de los resultados de los modelos físicos de laboratorio y aquellos correspondientes a los modelos computacionales desarrollados en el software ETABS V18.1.1. En el contexto de la respuesta en el plano de los componentes analizados, los criterios de comparación de los resultados están relacionados a la rigidez, la resistencia máxima, la capacidad de deformación y la disipación de energía.

3.1.1. Columnas - Vigas

Modelo físico experimental

En el laboratorio de la Universidad de Toronto, (Duong, 2006) ensayó un pórtico de concreto armado de base fija, de dos pisos y una única crujía. La geometría del pórtico y el acero de las secciones transversales de las vigas y columnas se muestran en la figura 3.1.

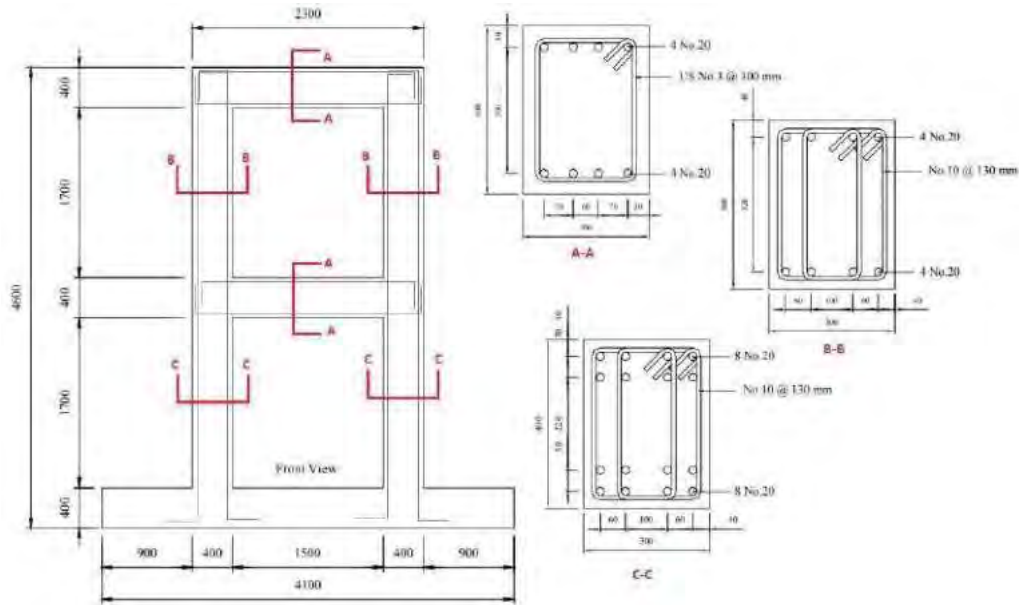


Figura 3.1: Dimensiones nominales del pórtico analizado. Adaptado de (Duong, 2006)

(Duong, 2006) da cuenta de los valores medidos y de diseño de las propiedades mecánicas de los materiales. Por un lado, para la resistencia de diseño a compresión del concreto a los 28 días se especificó un valor de 20 MPa, sin embargo el valor medido fue de 30 MPa. Por otro lado, las resistencias y capacidades de deformación de los aceros de refuerzo se resumen en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Valores medios de las propiedades mecánicas del acero de refuerzo. Adaptado de (Duong, 2006)

Diámetro de barra	Deformación unitaria ($\times 10^{-3}$)		Esfuerzos (Mpa)	
	Fluencia	Última	Fluencia	Último
No. 10	2.38	22.8	455	583
No. 20	2.25	17.1	447	603
US #3	2.41	28.3	506	615

El pórtico antes descrito se sometió a dos fases de carga lateral con la aplicación simultánea de carga vertical de 420KN en cada columna. Primero, se llevó a cabo un ensayo controlado por fuerza en ambos sentidos. Luego, a partir de las condiciones de la primera fase, se llevó a cabo un ensayo cíclico quasi-estático controlado por desplazamiento. La figura 3.2 da cuenta de la respuesta estructural del pórtico para la primera fase del ensayo, la cual es empleada en el proceso de calibración.

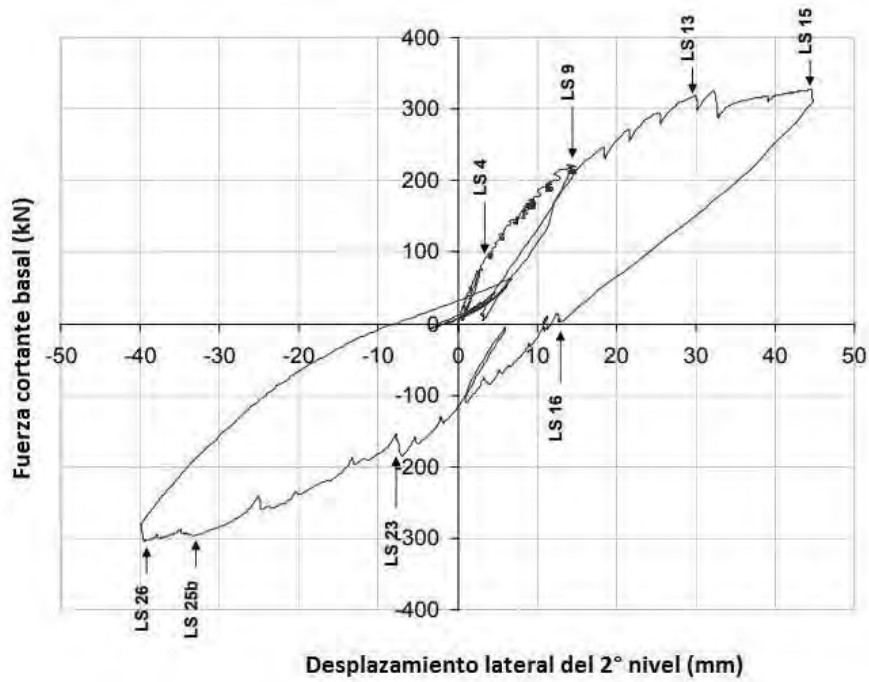
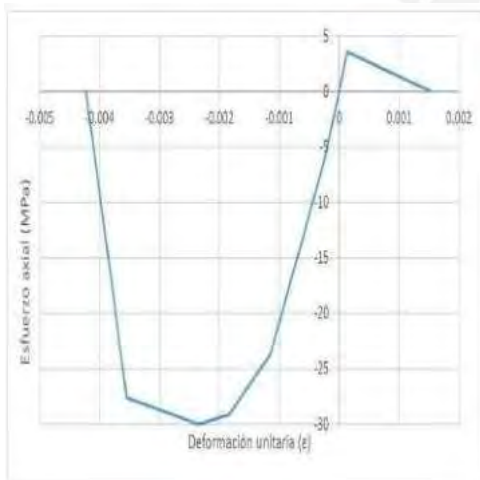


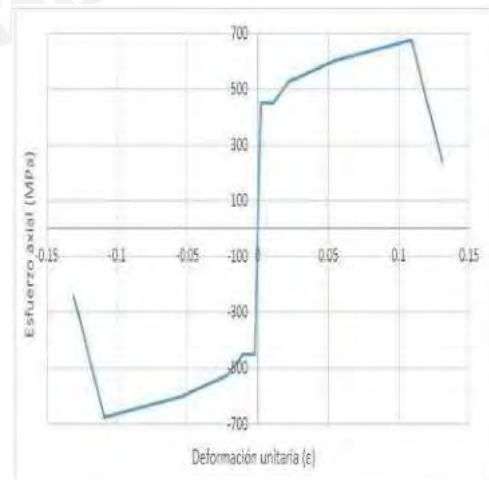
Figura 3.2: Curva de capacidad (Fase I). Adaptado de (Duong, 2006)

Modelo computacional

Los componentes del pórtico analizado se idealizaron a partir de dos modelos inelásticos: tipo fibra y rótulas concentradas para elementos tipo barra. Al respecto del modelo tipo fibra, las propiedades mecánicas de los materiales se caracterizaron a partir de leyes uniaxiales esfuerzo-deformación, las cuales se muestran en las figura 3.3a y 3.3b. La figura 3.4 muestra la sección de la columna del primer nivel idealizada a partir de las fibras longitudinales de concreto y acero.



(a) Concreto



(b) Acero de refuerzo

Figura 3.3: Leyes uniaxiales esfuerzo deformación del pórtico calibrado

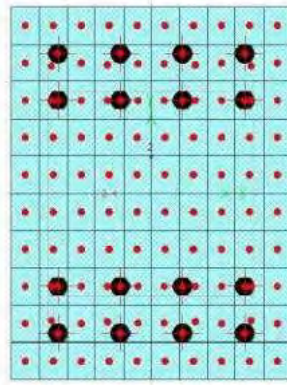


Figura 3.4: Fibras longitudinales de acero y concreto para la columna de concreto armado

Al respecto del modelo de rótulas concentradas, la no linealidad del material se representó a partir de las curvas envolventes backbone estipuladas por (ASCE-41-17, 2017) y los factores de rigidez efectiva mostrados en la tabla 2.5. Los puntos notables considerados para caracterizar la relación momento curvatura se muestran en la figura 3.5.

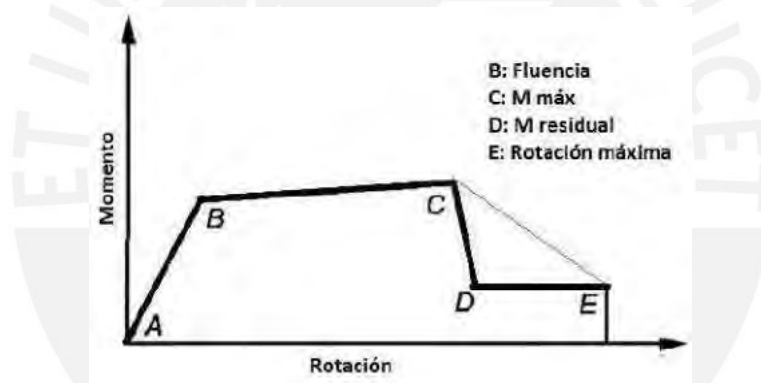


Figura 3.5: Curva envolvente momento rotación backbone.(ASCE-41-17, 2017)

La simulación de la primera fase se llevó a cabo a partir de un análisis no lineal tiempo historia cuya solución se obtiene por integración directa. Con la finalidad de eliminar las vibraciones, se asignó una fracción de amortiguamiento de 50% y el intervalo de tiempo entre cada instante de carga se consideró igual a un segundo. La figura 3.6 da cuenta de la respuesta experimental y aquella obtenida a partir de los modelos computacionales.

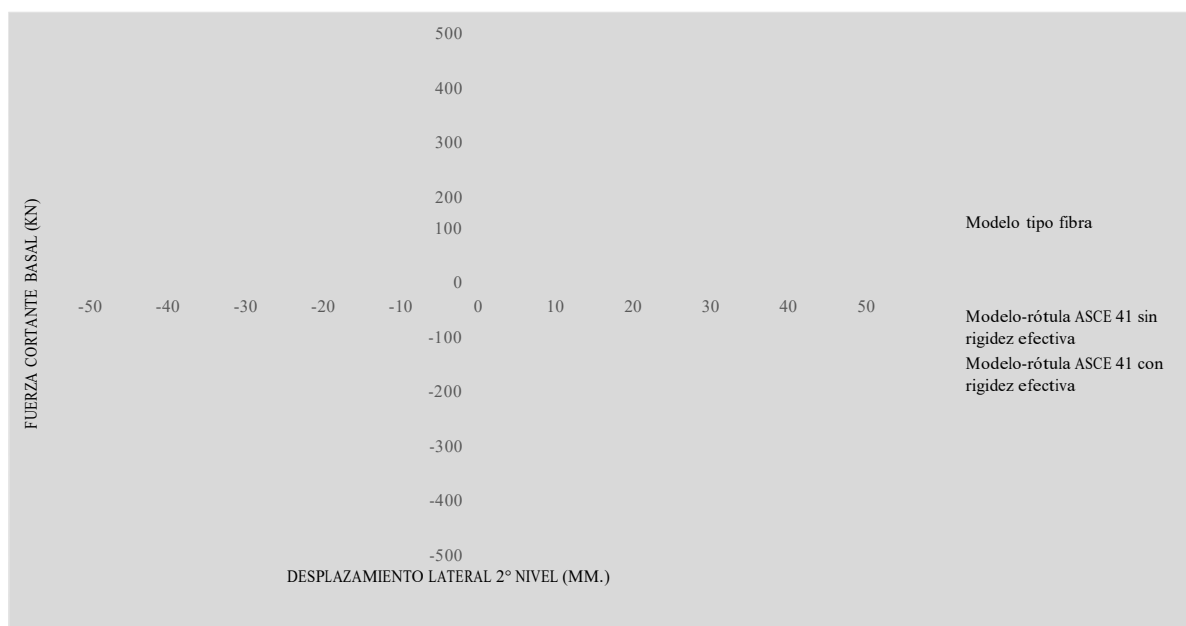


Figura 3.6: Resultados de la calibración del pórtico de concreto armado para diferentes modelos inelásticos

La tabla 3.2 resume los valores de rigidez inicial para cada modelo analizado así como la resistencia máxima en el ciclo correspondiente a la primera fase de carga.

Tabla 3.2: Comparación de los valores de rigidez lateral y resistencia máxima para el pórtico de concreto armado

Modelo	Klat (KN/m)	Vmax(KN)
Tipo fibra	12555	326
Rotula sin rigidez efectiva	16222	373
Rotula con rigidez efectiva	10555	338
Físico	13666	327

Sobre la base de lo anterior, se establece que el modelo de plasticidad concentrada sin considerar factores de rigidez efectiva sobreestima los valores de rigidez inicial así como la resistencia máxima. Tanto el modelo tipo fibra como el de plasticidad concentrada con factores de rigidez efectiva aproximan la resistencia máxima con errores de 0.3% y 3.3% respectivamente. Al respecto de la rigidez inicial, los valores encontrados con plasticidad concentrada y factores de rigidez (-22%) resultan conservadores en comparación con aquellos encontrados con el modelo tipo fibra (-8.1%). La apertura del único lazo analizado se correlaciona de forma adecuada para ambos modelos. Sobre la base de lo anterior, se establece que los modelos de plasticidad concentrada (con factores de rigidez) y distribuida logran simular adecuadamente el comportamiento en el plano de un pórtico de concreto armado. El modelo de plasticidad distribuida

tipo fibra es empleado en la idealización del edificio a analizar en el capítulo 4 dado que no requiere de factores de rigidez efectiva, los cuales son inciertos para condiciones de carga no contempladas en los códigos internacionales.

3.1.2. Muros estructurales de concreto armado

Modelo físico experimental

En el laboratorio ETH Zurich en Alemania se ensayaron bajo carga cíclica quasi-estática 6 muros de concreto armado empotrados en su base. El muro seleccionado para el proceso de calibración corresponde a aquel denominado como WSH1. Dicho muro fue concebido como parte del sistema lateral sismorresistente de un edificio prototipo de 6 pisos y se construyó el espécimen de los niveles inferiores a escala de 1:2.

Las características geométricas y las propiedades mecánicas de los materiales del muro WSH1 se resumen a continuación. Primero, el muro posee un espesor, largo y altura de 0.15m, 2.0m y 4.60m, respectivamente. La relación de aspecto de la altura respecto a la base queda caracterizada por el valor de 2.3, así el muro cae dentro de la categoría de muros esbeltos. Segundo, el acero de refuerzo posee una resistencia de fluencia de 550MPa; última de 620MPa y una elongación de 3.2%. El acero horizontal satisface el diseño por capacidad así como las cuantías mínimas. Tercero, el concreto tiene una resistencia característica de compresión de 45 MPa y un módulo de elasticidad de 44.4GPa(Dazio et al., 1999). La figura 3.7 muestra la sección transversal del muro WSH1. Tal sección da cuenta de los aceros longitudinales y transversales.

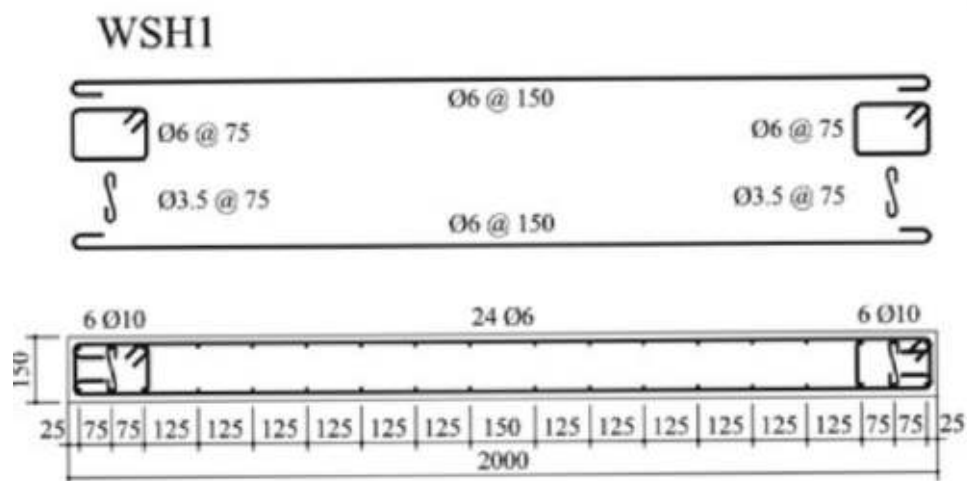


Figura 3.7: Acero de refuerzo del muro WSH1. Tomado de (Dazio et al., 1999)

La curva experimental fuerza-desplazamiento para el espécimen WSH1 se muestra en la figura 3.8.

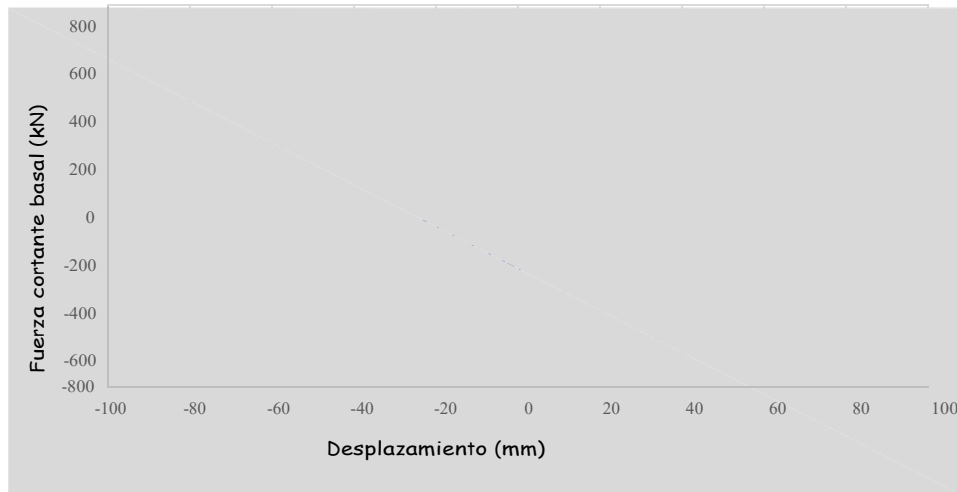


Figura 3.8: Histéresis fuerza-desplazamiento para el espécimen WSH1. Adaptado de (Dazio et al., 1999)

Modelo computacional

La figura 3.9 muestra el modelo computacional realizado en el software ETABS V18.1.1. La propiedades mecánicas del concreto y el acero de refuerzo se caracterizaron a partir de las curvas experimentales reportadas por (Dazio et al., 1999).

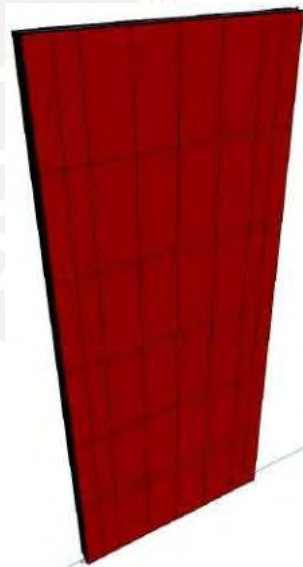


Figura 3.9: Modelo 3D del muro WSH1

El tipo de análisis implementado así como las consideraciones para el amortiguamiento y el intervalo de tiempo de la historia de cargas son las mismas que aquellas consignadas en la sección 3.1.1. La figura 3.10 muestra la histéresis fuerza-desplazamiento del modelo computacional así como el resultado experimental.

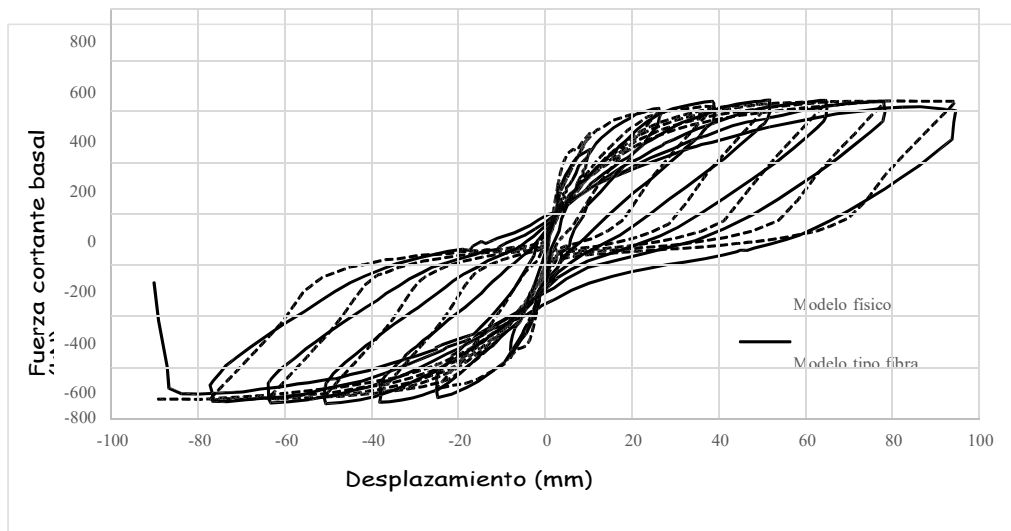


Figura 3.10: Histéresis fuerza-desplazamiento en el modelo computacional comparado con el ensayo

Se observa que la apertura de los lazos histeréticos así como la posición de los puntos que actúan como pivotes obtenidos a partir del modelo numérico se correlacionan adecuadamente con los resultados experimentales. La tabla 3.3 muestra los valores máximos de fuerza cortante y de rigidez lateral inicial para ambos sentidos de análisis. En promedio, se ha identificado que el modelo computacional subestima la resistencia máxima en 0.93% y que subestima la rigidez lateral inicial en 1.20%. Para fines de ingeniería, las diferencias encontradas se consideran aceptables.

Tabla 3.3: Comparación de los valores de rigidez lateral y resistencia máxima para el muro de concreto armado

Modelo	Sentido XX+		Sentido XX-	
	Klat (KN/m)	Vmax (KN)	Klat (KN/m)	Vmax (KN)
Tipo fibra	102531	583	103832	591
Físico	104285	586	104582	599

Se ha realizado un análisis estático no lineal, también denominado pushover. Esto con la finalidad de verificar que la curva de capacidad estimada a partir del modelo computacional sea comparable con la curva envolvente del ensayo de laboratorio. La curva de capacidad del análisis pushover así como la curva experimental se muestran en la figura 3.11.

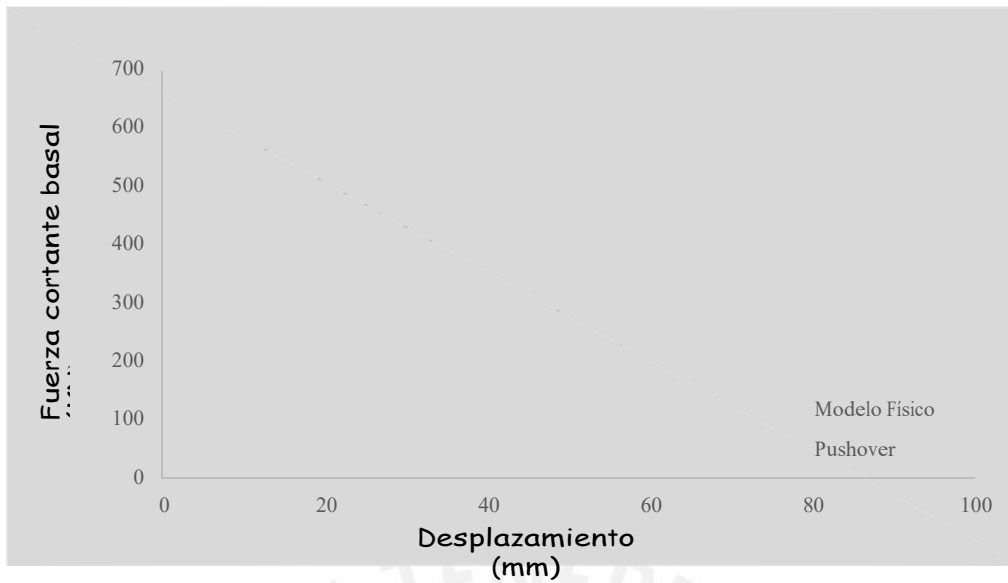


Figura 3.11: Curva de capacidad del análisis estático no lineal comparado con el experimental

La curva de capacidad obtenida muestra valores de fuerza cortante y rigidez lateral mayores a los de la envolvente del ensayo experimental, tal como se espera de un ensayo monotónico frente a uno cíclico (Deierlein et al., 2010). Por lo tanto, se concluye que el software ETABS V18.1.1 con los parámetros adecuados puede simular el comportamiento no lineal estático y cíclico de un muro de concreto armado esbelto. Sobre la base de lo anterior, la idealización de los muros de concreto armado del edificio analizado en el capítulo 4 se desarrolló a partir del modelo tipo fibra implementado en elementos shell.

4. Evaluación del desempeño sísmico: Caso de estudio

El presente capítulo da cuenta del análisis por desempeño de un edificio de concreto armado de 10 pisos. En primer lugar, se describe la arquitectura y el sistema estructural del edificio. Segundo, se presentan los resultados del análisis elástico de primer orden llevado a cabo sobre la base de las consideraciones de la norma E.030. Tercero, se presentan las consideraciones para la concepción del modelo computacional con fuentes de no linealidad geométricas y de material. Cuarto, se establecen comparaciones acerca de la respuesta estructural obtenida a partir de análisis no lineales de segundo orden estático y dinámico. Finalmente, se presentan las curvas de consecuencia asociada a costos de reparación.

4.1. Características del edificio multifamiliar: Torre B2

El edificio Faisanes proyectado en el distrito de Chorrillos, Lima está destinado a viviendas multifamiliares y comprende cuatro torres de diez pisos y un sótano común para estacionamientos. La figura 4.1 muestra un corte longitudinal del edificio y da cuenta de la ubicación de la torre B2, la cual constituye el caso de estudio.

Las plantas típicas poseen 7 departamentos y un pasadizo común. La torre B2 posee un área en planta de 440m^2 y una altura de piso a piso de 2.67m. Los ambientes están separados con tabiques de concreto y arcilla cuyos espesores son 10cm y 15cm, respectivamente.

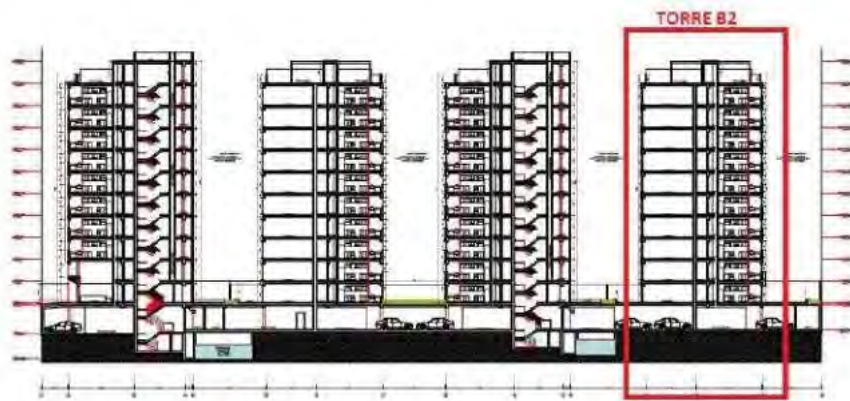


Figura 4.1: Corte longitudinal edificio Faisanes

El sistema estructural resistente a cargas verticales y sísmicas corresponde a muros estructurales y pórticos de concreto armado en ambas direcciones. La cimentación está conformada por plateas de concreto armado cimentadas a una profundidad mínima de 80cm por debajo del nivel de piso terminado correspondiente al primer sótano. Los elementos verticales y las vigas poseen anchos entre 20cm y 40cm. Todas las vigas poseen peraltes de 55cm en todos los niveles de la estructura. La figura 4.2 muestra el encofrado de techo de los pisos típicos y da cuenta de la distribución de los sistemas de techo, los cuales corresponden a losas aligeradas pretensadas y losas macizas convencionales de 20cm de espesor.

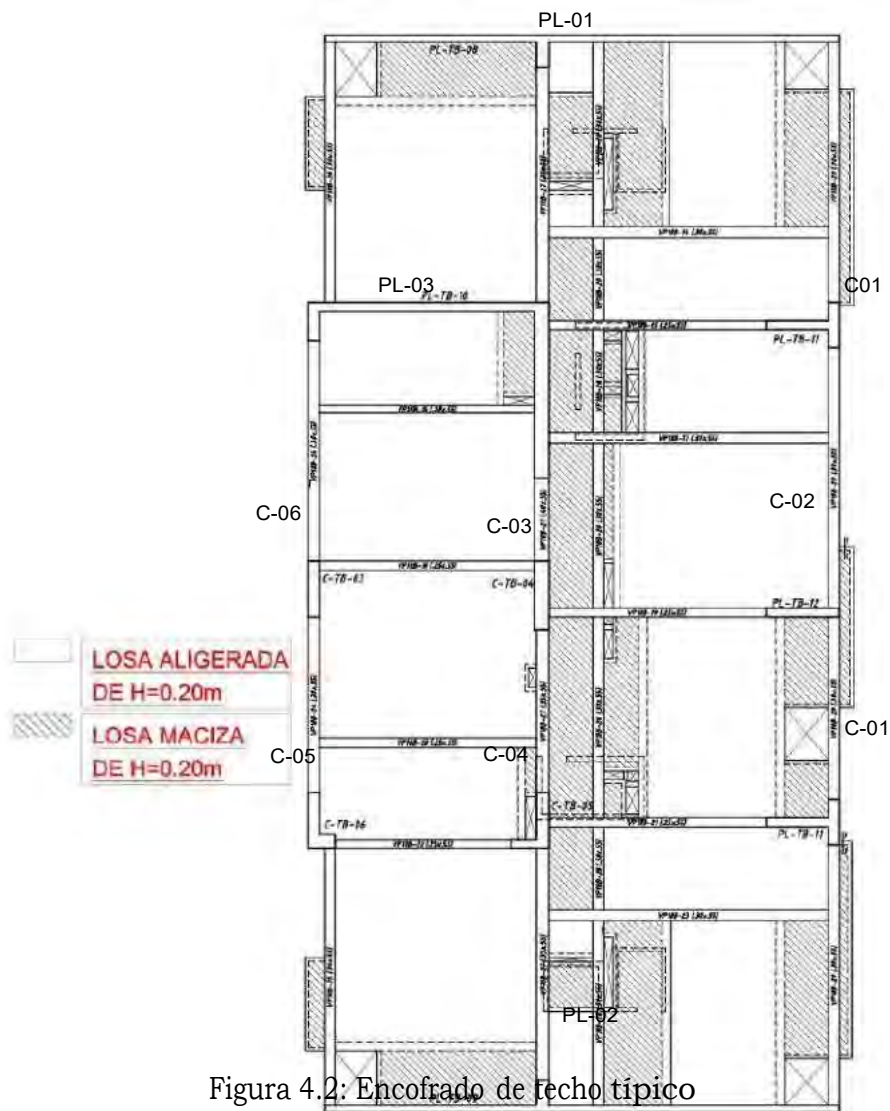


Figura 4.2: Encofrado de techo típico

La tabla 4.1 muestra las propiedades mecánicas de resistencia de los materiales empleados. Se hace diferencia entre los valores de diseño y los valores probables o esperados. Los valores de diseño se emplean para el análisis elástico de primer orden; los valores probables, para el análisis inelástico de segundo orden.

Tabla 4.1: Propiedades mecánicas de resistencia de los materiales

Elementos	f'c / fy (kg/cm ²)	
	Valor de diseño	Valor probable
Cimentación	280	1.2*(f'c+50)=396
Placas - Columnas (2do piso hacia abajo)	280	1.2*(f'c+50)=396
Placas - Columnas (3er piso hacia arriba)	210	1.2*(f'c+50)=312
Vigas - Losas	210	1.2*(f'c+50)=312
Acero de refuerzo	4200	1.1*fy=4620

4.2. Representación numérica del edificio en estudio

El modelo computacional de la torre B2 se desarrolló en el software Etabs V17. Dicho modelo, además de la estructura de la torre B2, incluye una porción del sótano de estacionamiento común. La tabla 4.2 da cuenta de los tipos de elementos empleados para la representación de las placas, columnas, vigas y losas de techo.

Tabla 4.2: Representación de los componentes estructurales

Elemento	Representación	Justificación
Placas	Elemento Shell thin	Deformación transversal por corte no significativa, ausencia de aberturas y relación de aspecto longitud/espesor<10.
Columnas - Vigas	Elemento frame	Elementos capaces de capturar las deformaciones y esfuerzos por corte, torsión, solicitaciones axiales y flexión biaxial
Losas	Elemento membrana	Se desprecia la rigidez fuera el plano de las losas. Permite transferir el 100% de la carga vertical a las vigas.

La tabla 4.3 presenta las simplificaciones e hipótesis tomadas en cuenta para la idealización de la estructura.

Tabla 4.3: Consideraciones para la idealización de la estructura

Geometría	Las distancias entre ejes se redondearon a múltiplos de 5cm
Apoyos	Los elementos verticales se consideraron empotrados en su base
Restricciones laterales	Se restringen los desplazamientos laterales del techo del sótano
Conexión entre elementos	Los extremos de vigas perpendiculares a columnas o muros delgados se rotulan. Las vigas chatas se biarticulan en sus extremos
Diafragmas rígidos	La rigidez axial de las losas macizas y aligeradas así como la relación de aspecto de la planta ($L/D > 4$) permiten considerar diafragmas rígidos en cada nivel.

Las cargas verticales que soporta la estructura se agrupan en cargas muertas y vivas. Por un lado, las cargas muertas comprenden el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales. La tabla 4.4 da cuenta de las cargas muertas consideradas. Por otro lado, la carga viva hace referencia a la sobrecarga repartida, la cual depende del uso de la estructura. Para la torre B2 se ha considerado una carga viva de $200\text{kg}/\text{m}^2$.

Tabla 4.4: Cargas muertas

Elementos	Peso específico/ Peso por unidad de área
Placas - Vigas - Losas macizas	$2400 \text{ kgf}/\text{m}^3$
Losas aligeradas pretensadas	$290 \text{ kgf}/\text{m}^2$
Piso terminado	$30 \text{ kgf}/\text{m}^2$
Tabiques de concreto	$2000 \text{ kgf}/\text{m}^3$
Tabiques de arcilla	$1800 \text{ kgf}/\text{m}^3$

Las figuras 4.3 y 4.4 muestran las vistas en planta y 3D del modelo computacional desarrollado.

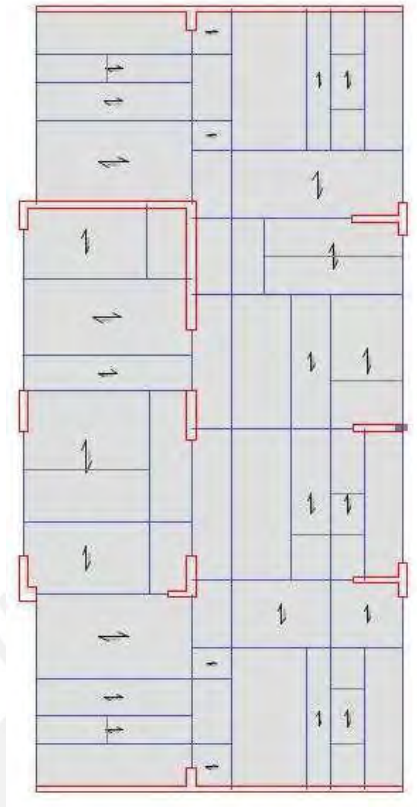


Figura 4.3: Modelo computacional torre B2: vista en planta

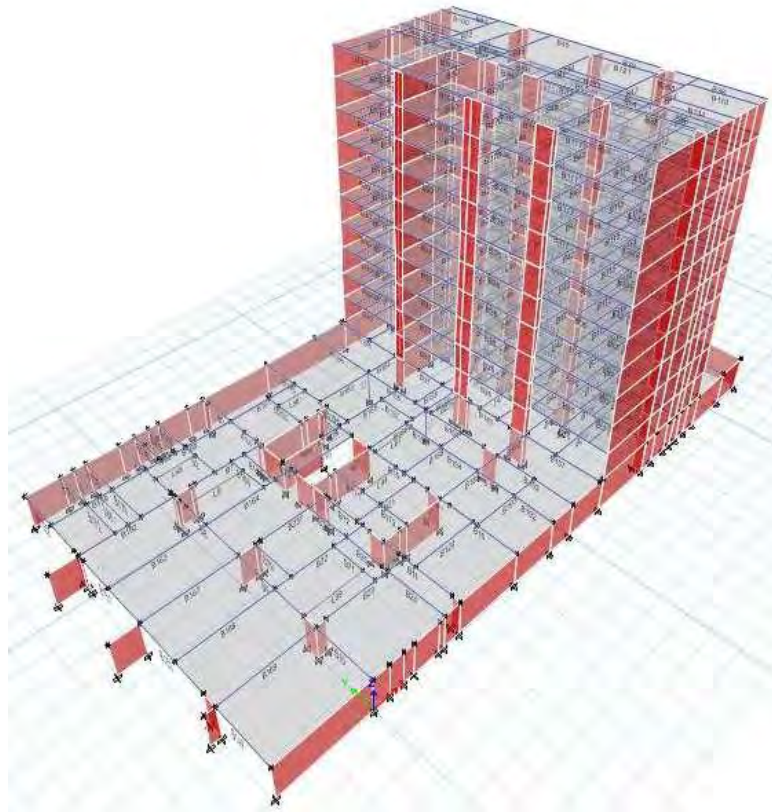


Figura 4.4: Modelo computacional torre B2: vista 3D

4.3. Análisis lineal de primer orden

4.3.1. Caracterización del peligro sísmico

El peligro sísmico se caracteriza a partir de espectros de respuesta derivados a partir de eventos sísmicos específicos. Las ordenadas espectrales (figura 4.5) empleadas en el análisis elástico se obtuvieron a partir de los parámetros sísmicos estipulados en la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

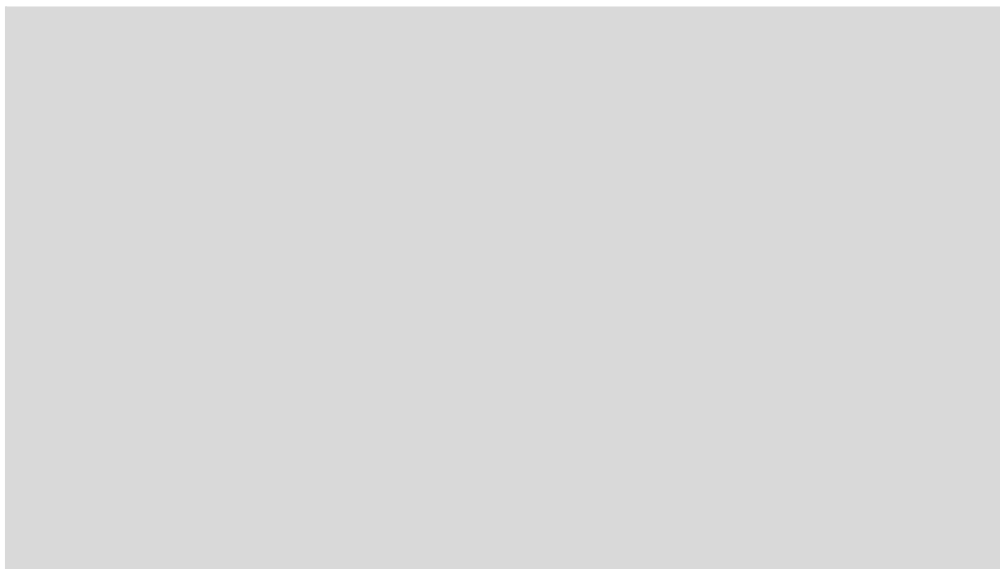


Figura 4.5: Espectro de diseño

4.3.2. Estimación de la respuesta estructural

El análisis lineal de primer orden se realizó de forma independiente en las direcciones ortogonales predominantes. Las consideraciones del análisis se resumen a continuación. Primero, el peso sísmico se definió como la suma del 100 % de la carga muerta y el 25 % de la carga viva. Segundo, para el análisis dinámico modal espectral se empleó el criterio de combinación CQC y se consideró 5 % de excentricidad accidental. Tercero, los desplazamientos laterales se obtuvieron al multiplicar por $0.75R$ los resultados del análisis lineal, donde R hace referencia al coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas ($R=6$). Finalmente, la fuerza cortante en la base se escaló al 80 % de la fuerza calculada sobre la base de fuerzas estáticas equivalentes.

La tabla 4.5 presenta los periodos de vibración fundamentales en traslación pura así como el peso sísmico y las fuerzas cortantes en la base. Sobre la base de dichos resultados se concluye que las fuerzas de diseño representan el 15 % y 11:1 % del peso sísmico en las direcciones X e Y, respectivamente

Tabla 4.5: Resultados del análisis sísmico

	Periodo (seg)	Peso sísmico (tonf)	V_{estt} (ton f)	V_{dinn} (ton f)	V_{disco} (ton f)
X-X	0.45	5020	988	716	791
Y-Y	0.85		698	532	558

Las figuras 4.6 y 4.7 dan cuenta de los desplazamientos laterales y derivas de entrepiso en cada nivel. El valor máximo de las derivas se presenta en el quinto piso y en la dirección Y.

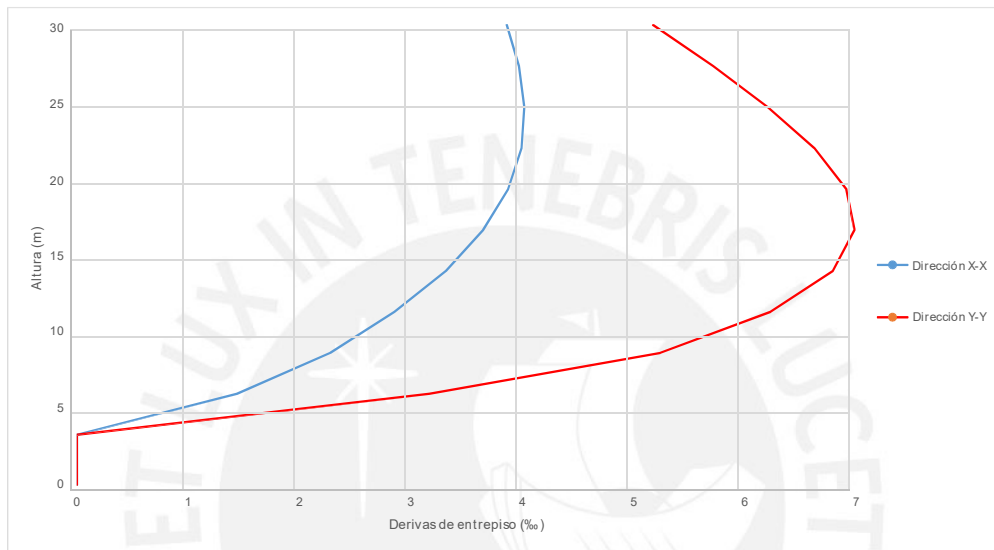


Figura 4.6: Derivas de entrepiso: Análisis lineal de primer orden

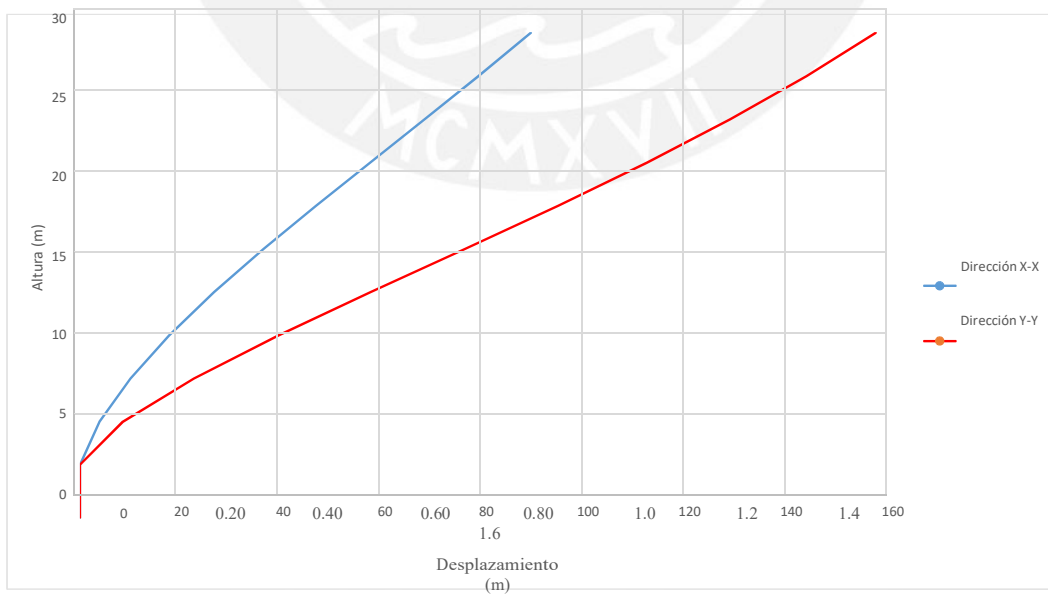


Figura 4.7: Desplazamientos laterales: Análisis lineal de primer orden

4.4. Análisis estático no lineal

Acorde a los lineamientos y marco teórico planteados en 2.3.1 se procede a mostrar los resultados, curva de capacidad, desempeño del edificio para ambas direcciones y sentidos, y un comparativo entre los resultados del análisis no lineal estático y del análisis de primer orden.

4.4.1. Curva de capacidad

Las figuras 4.8 y 4.9 muestran las curvas de capacidad del edificio analizado para las direcciones de análisis X e Y, respectivamente. Tales curvas relacionan la fuerza cortante en la base del primer piso y el desplazamiento del centro de masa del último nivel



Figura 4.8: Curva de capacidad en la dirección XX positivo y negativo



Figura 4.9: Curva de capacidad en la dirección YY positivo y negativo

Los resultados encontrados se correlacionan con las características de los sistemas estructurales en ambas direcciones de análisis. Primero, la estructura analizada posee un rigidez lateral en la dirección XX ($K_{lat} = 40000\text{Ton/m}$) equivalente a cuatro veces la rigidez lateral en la dirección YY ($K_{lat} = 10000\text{Ton/m}$). Segundo, la resistencia máxima obtenida para la dirección XX ($V_{max} = 2080\text{Ton}$) supera en 85 % la resistencia máxima en la dirección YY ($V_{max} = 1125\text{Ton}$). Tercero, para la dirección de análisis YY, la estructura presenta una mayor capacidad de deformación más allá del rango elástico, esto dado que resulta más flexible y simétrico que la configuración en la dirección XX. Cuarto, para cada dirección de análisis, se aprecia que la respuesta estructural en ambos sentidos es similar.

4.4.2. Desempeño del edificio

El desempeño del edificio es calculado acorde al método de coeficientes estipulado en ASCE/SEI 41-17, el cual fue detallado en la sección 2.3.2 del presente documento. La evaluación del punto de desempeño se realiza para un sismo raro cuyo periodo de retorno es igual a 500 años.

Desempeño en la dirección XX

La figura 4.10 muestra la ubicación de los puntos de desempeño para la dirección XX en los sentidos positivo y negativo.



Figura 4.10: Desempeño para ambos sentidos en la dirección XX para un sismo raro

La tabla 4.6 da cuenta de los valores de desplazamiento lateral y fuerza cortante basal asociados a los puntos de desempeño mostrados en la figura 4.10.

Tabla 4.6: Desempeño para ambos sentidos en la dirección XX para un sismo raro

ANLE	Desplazamiento(cm)	Cortante basal (tonf)	Deriva (h)
XX+	5.2	1511	2.77
XX-	5.8	1540	3.5

Desempeño en la dirección YY

La figura 4.11 muestra la ubicación de los puntos de desempeño para la dirección YY en los sentidos positivo y negativo.



Figura 4.11: Desplazamiento, cortante basal y deriva máxima en el punto de desempeño en la dirección YY

La tabla 4.7 da cuenta de los valores de desplazamiento y fuerza cortante basal asociados a los puntos de desempeño mostrados en la figura 4.11.

Tabla 4.7: Desplazamiento, cortante basal y deriva máxima en el punto de desempeño en la dirección YY

ANLE	Desplazamiento(cm)	Cortante basal (tonf)	Deriva (h)
YY+	14.45	846	6.3
YY-	13.47	752	5.8

Al observar la ubicación de los puntos de desempeño respecto de su curva de capacidad y de acuerdo a lo establecido por (SEAOC, 1995), se establece que el nivel de desempeño estructural para un sismo con periodo de retorno igual a 500 años es el de funcional, lo anterior supera las

aspiraciones plasmadas en la norma de diseño sismorresistente E.030, la cual indica que para estructuras convencionales expuestas a sismos raros, la estructura debe alcanzar como máximo un nivel de desempeño correspondiente al resguardo de vida.

4.4.3. Comparación entre los resultados del análisis no lineal estático y del análisis de primer orden

En la tabla 4.8 se presentan los resultados de los valores máximos de desplazamientos y derivas, así como fuerzas cortantes en la base para los análisis no lineal estático y de primer orden.

Tabla 4.8: Resumen de los resultados del análisis no lineal estático y de primer orden

Tipo de análisis	Desplazamiento(cm)	Cortante basal (tonf)	Deriva (h)
ANLE XX	5.8	1540	3.5
LINEAL XX	8.7	791	4.0
ANLE YY	14.45	846	6.3
LINEAL YY	15.5	558	7.0

En la dirección de análisis XX, los resultados de desplazamientos máximos de los análisis lineal y estático no lineal difieren en 50%; las derivas máximas, en 14%. Al respecto de las fuerzas cortantes en la base, existe una sobrerresistencia de 1.95 respecto a la fuerza de diseño.

En la dirección de análisis YY, los resultados de desplazamientos máximos de los análisis lineal y estático no lineal difieren en 7.20%; las derivas máximas, en 11.1%. Al respecto de las fuerzas cortantes en la base, existe una sobrerresistencia de 1.52 respecto a la fuerza de diseño.

4.5. Análisis dinámico incremental

4.5.1. Tratamiento de registros sísmicos

La manipulación de registros por ajuste espectral inicia con la selección de once señales, acorde a lo indicado en la figura 2.3. Los criterios de selección considerados están asociadas al tipo de suelo y el tipo de falla. La tabla 4.9 da cuenta de las señales consideradas. Cada una de las señales listadas se corrigieron por línea base (ajuste cuadrático segmental) y banda de frecuencias.

Tabla 4.9: Señales sísmicas

SEÑAL	PGA (g)	Duración (s)	Fuente
LIMA 66EW	0.18	65	CISMID
LIMA 66NS	0.27	65	CISMID
LIMA 70EW	0.11	45	CISMID
LIMA 70NS	0.1	45	CISMID
LIMA 74EW	0.19	98	CISMID
LIMA 74NS	0.18	98	CISMID
CURICO	0.47	180	RENADIC
HUALANE	0.38	144	RENADIC
MAIPU	0.48	167	RENADIC
TALCA	0.47	148	RENADIC
TOCOPILLA	0.35	200	RENADIC

Los espectros objetivos para cada uno de los ocho niveles de peligro sísmico poseen ordenadas espectrales con la misma probabilidad de ocurrencia. La determinación de los espectros UHS inició con la identificación del rango de probabilidades de excedencia anual. Los valores mínimos y máximos de dicho rango se determinaron a partir de lo establecido por (ASCE-41-17, 2017) y se muestran en la figura 4.12. La curva de peligro sísmico mostrada está asociada al periodo fundamental de la estructura analizada y a un amortiguamiento del 5%.

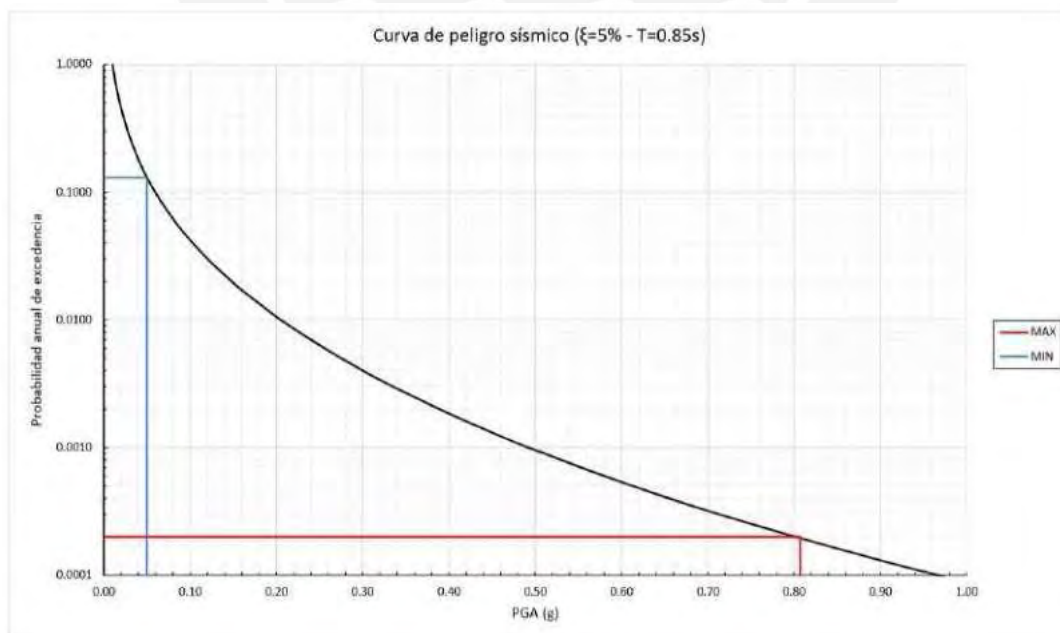


Figura 4.12: Curva de peligro sísmico ($\varphi = -12.17^\circ - \lambda = -77^\circ$)

Luego, a partir de los valores máximos y mínimos del rango de probabilidades de excedencia y

lo establecido por (Applied Technology Council, 2018), se estimaron las aceleraciones espectrales y los periodos de retorno para cada nivel de peligro sísmico. Lo anterior, se resume en la tabla 4.10. Sa* hace referencia a la aceleración espectral para T=0.85s

Tabla 4.10: Niveles de peligro sísmico: Sa - T

Nivel	Sa*(g)	PGA(g)	P(x>Z)	Periodo de retorno
1	0.098	0.0867	0.1000	10
2	0.193	0.2281	0.0140	71
3	0.288	0.3601	0.0045	222
4	0.383	0.4857	0.0020	500
5	0.478	0.5611	0.0013	769
6	0.573	0.7111	0.0006	1563
7	0.668	0.9050	0.0003	3448
8	0.763	1.0134	0.0002	5000

La figura 4.13 muestra los espectros objetivos para cada nivel de peligro sísmico. A partir de dichas curvas, las señales se escalaron de tal forma que la media geométrica de sus espectros se ajusten a la forma de los espectros objetivos. Los valores extremos del intervalo de ajuste considerado corresponde a $0.2T_{\min} = 0.2 \times 0.45 = 0.09s$ y $2T_{\max} = 2 \times 0.86 = 1.72s$

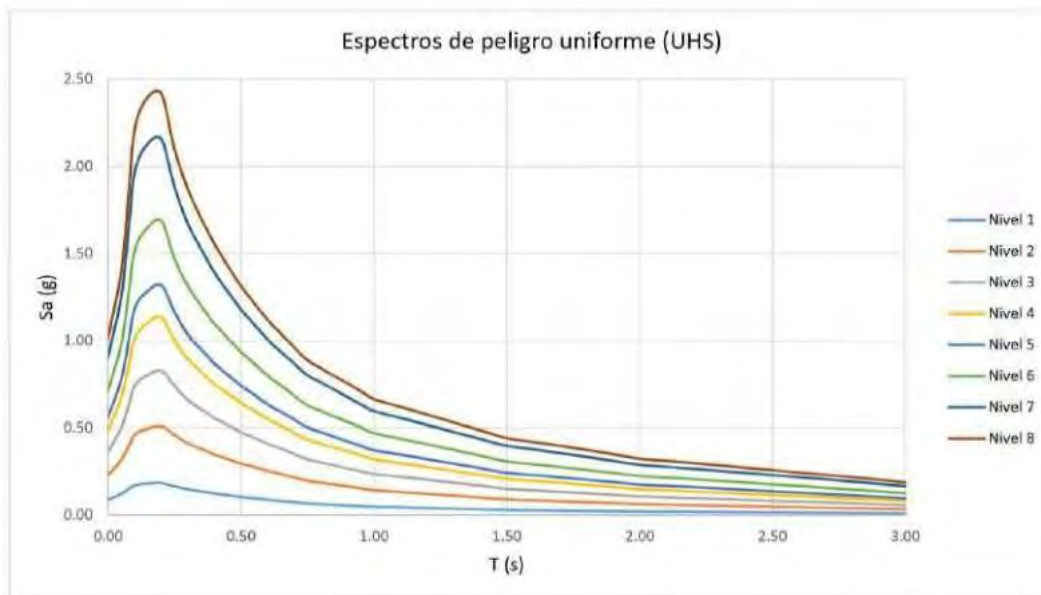


Figura 4.13: Espectros objetivo

4.5.2. Respuesta estructural

La respuesta estructural se obtuvo a partir de la solución por integración directa de la ecuación de equilibrio con dominio en el tiempo. Las consideraciones acerca de las condiciones

iniciales, el método de integración y el amortiguamiento considerado se resumen a continuación. Primero, las condiciones iniciales están asociadas a las fuerzas internas y deformaciones correspondientes al cien por ciento de la carga muerta más el veinticinco por ciento de la carga viva. Segundo, el método de integración implícito corresponde a Hilber-Hughes-Taylor cuyos parámetros γ y β son 0.5 y 0.25, respectivamente. Dichos valores permiten que el método sea incondicionalmente estable y preciso para obtener la respuesta de segundo orden. Tercero, el amortiguamiento de Rayleigh considerado resulta proporcional a las matrices de masa y rigidez. Para ello, se definieron los amortiguamientos de tres por ciento para los siguientes periodos: $0.2T_{\min} = 0.2 \times 0.45 = 0.09s$ y $2T_{\max} = 2 \times 0.86 = 1.72s$.

Los resultados asociados a los parámetros de demanda estructural para el nivel 4 de peligro sísmico se muestran en las tablas 4.11 a 4.20. Los resultados para los demás niveles de peligro sísmico se muestran en el Anexo 2 del presente documento.

Tabla 4.11: Derivas de entrepiso X-X (h) - Nivel de peligro sísmico: 4

PISO	SEÑAL							\bar{X}	σ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	4.10	4.41	4.41	3.02	4.17	4.21	3.82	4.18	0.220
T9	4.14	4.47	4.47	3.07	4.24	4.26	3.88	4.24	0.222
T8	4.18	4.50	4.50	3.10	4.27	4.29	3.92	4.28	0.221
T7	4.20	4.45	4.45	3.09	4.25	4.28	3.91	4.25	0.198
T6	4.19	4.41	4.41	3.05	4.18	4.22	3.85	4.21	0.202
T5	4.12	4.24	4.24	2.91	4.03	4.08	3.72	4.07	0.196
T4	3.95	4.01	4.01	2.67	3.73	3.81	3.43	3.82	0.225
T3	3.55	3.60	3.60	2.32	3.23	3.34	2.96	3.38	0.254
T2	2.77	2.95	2.95	1.67	2.49	2.66	2.30	2.69	0.261
T1	1.48	1.57	1.57	0.81	1.29	1.42	1.23	1.43	0.143
MAX	4.20	4.50	4.50	3.10	4.27	4.29	3.92	4.28	0.220

Tabla 4.12: Derivas de entrepiso Y-Y (h) - Nivel de peligro sísmico: 4

PISO	SEÑAL							\bar{X}	σ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	5.57	5.08	5.14	7.14	5.77	5.39	6.59	5.59	0.553
T9	5.83	5.16	5.26	7.42	5.99	5.64	6.85	5.79	0.610
T8	6.09	5.37	5.29	7.61	6.11	5.83	7.02	5.95	0.629
T7	6.33	5.53	5.33	7.68	6.10	5.96	7.08	6.05	0.621
T6	6.50	5.58	5.39	7.55	5.92	5.97	6.88	6.04	0.558
T5	6.54	5.69	5.41	7.08	5.60	5.83	6.25	5.89	0.427
T4	6.36	5.66	5.26	6.08	5.15	5.49	5.26	5.53	0.447
T3	5.87	5.28	4.68	4.81	4.58	4.84	3.96	4.87	0.651
T2	4.88	4.72	4.06	3.56	3.80	3.80	2.66	3.99	0.794
T1	2.52	2.65	2.22	1.67	2.03	1.92	1.22	2.09	0.509
MÁX	6.54	5.69	5.41	7.68	6.11	5.97	7.08	6.13	0.600

Tabla 4.13: Desplazamientos X-X (cm) - Nivel de peligro sísmico: 4

PISO	SEÑAL							\bar{X}	σ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	9.79	10.31	10.31	27.14	9.58	9.77	8.81	9.76	0.554
T9	8.70	9.13	9.13	24.16	8.47	8.64	7.79	8.64	0.497
T8	7.59	7.94	7.94	21.16	7.34	7.50	6.76	7.51	0.441
T7	6.48	6.74	6.74	18.15	6.20	6.36	5.71	6.37	0.385
T6	5.36	5.55	5.55	15.15	5.06	5.22	4.67	5.23	0.336
T5	4.24	4.37	4.37	12.15	3.94	4.09	3.64	4.11	0.284
T4	3.14	3.24	3.24	9.21	2.87	3.00	2.65	3.02	0.233
T3	2.08	2.17	2.17	6.34	1.87	1.98	1.73	2.00	0.174
T2	1.13	1.21	1.21	3.64	1.01	1.09	0.94	1.10	0.107
T1	0.40	0.42	0.42	1.23	0.34	0.38	0.33	0.38	0.038
MÁX	9.79	10.31	10.31	27.14	9.58	9.77	8.81	9.76	0.554

Tabla 4.14: Desplazamientos Y-Y (cm) - Nivel de peligro sísmico: 4

PISO	SEÑAL							X	σ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	15.08	13.54	12.83	36.92	13.63	13.53	14.36	13.83	0.782
T9	13.59	12.18	11.46	33.17	12.09	12.09	12.60	12.34	0.716
T8	12.04	10.81	10.05	29.32	10.49	10.59	10.77	10.79	0.668
T7	10.41	9.37	8.64	25.39	8.86	9.03	8.89	9.20	0.641
T6	8.72	7.90	7.22	21.37	7.23	7.44	7.00	7.58	0.635
T5	6.99	6.41	5.78	17.29	5.65	5.84	5.17	5.97	0.636
T4	5.24	4.89	4.33	13.17	4.16	4.29	3.50	4.40	0.606
T3	3.54	3.38	2.93	9.11	2.78	2.82	2.10	2.92	0.511
T2	1.98	1.97	1.68	5.22	1.56	1.53	1.04	1.62	0.347
T1	0.67	0.71	0.59	1.73	0.54	0.51	0.33	0.56	0.136
MÁX	15.08	13.54	12.83	36.92	13.63	13.53	14.36	13.83	0.782

Tabla 4.15: Aceleraciones de piso X-X (m/s^2) - Nivel de peligro sísmico: 4

PISO	SEÑAL							\bar{X}	σ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	13.008	12.929	12.929	14.82	14.14	14.2	14.6	13.80	0.827
T9	10.271	10.228	10.228	11.87	12.08	12.1	12.5	11.33	1.030
T8	7.6555	7.3703	7.3703	9.46	10.04	10.2	10.4	8.93	1.401
T7	6.643	6.2017	6.2017	7.95	8.58	8.45	8.31	7.48	1.082
T6	6.4081	7.1533	7.1533	7.45	7.37	7.79	7.6	7.27	0.446
T5	7.204	7.8028	7.8028	7.66	7.17	7.71	8.06	7.63	0.328
T4	7.9342	7.5751	7.5751	7.49	6.46	7.08	7.69	7.40	0.487
T3	7.6314	7.2724	7.2724	6.92	5.35	5.89	6.35	6.67	0.833
T2	6.0777	5.8458	5.8458	5.31	3.99	4.28	4.42	5.11	0.864
T1	3.8659	4.2895	4.2895	3.99	3.46	2.3	2	3.46	0.940
MÁX	13.008	12.929	12.929	14.82	14.14	14.2	14.6	13.80	0.827

Tabla 4.16: Aceleraciones de piso Y-Y (m/s^2) - Nivel de peligro sísmico: 4

PISO	SEÑAL							\bar{X}	σ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	9.3388	12.305	8.1724	9.96	8.87	9.71	10.6	9.85	1.333
T9	5.2302	6.4628	5.2956	8.76	8.02	7.3	8.13	7.03	1.404
T8	3.6369	3.8675	3.2685	7.63	7.12	5.36	6.73	5.37	1.812
T7	3.7125	3.8126	4.1227	6.59	6.14	5.17	7.98	5.36	1.616
T6	5.5249	5.4509	5.7079	6.58	7.33	6.39	7.39	6.34	0.816
T5	6.1461	6.5322	6.0064	6.22	6.91	7.62	7.93	6.77	0.755
T4	6.7035	6.6054	5.4955	6.03	6.66	7.54	7.61	6.66	0.757
T3	6.6445	6.2918	6.0484	5.75	5.85	6.61	6.17	6.19	0.347
T2	5.4194	4.4607	5.9382	4.46	4.47	4.58	4.17	4.79	0.641
T1	3.6624	3.7922	4.5144	2.52	2.02	2.08	1.89	2.93	1.048
MÁX	9.3388	12.305	8.1724	9.96	8.87	9.71	10.6	9.85	1.333

Tabla 4.18: Rotación vigas largas Y-Y (radianes) - Nivel de peligro sísmico: 4

PISO	SEÑAL							\bar{X}	σ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	0.0075	0.0070	0.0070	0.0012	0.0060	0.0070	0.0080	0.0062	0.0023
T9	0.0075	0.0070	0.0070	0.0012	0.0074	0.0070	0.0080	0.0064	0.0023
T8	0.0090	0.0080	0.0078	0.0011	0.0075	0.0078	0.0090	0.0072	0.0027
T7	0.0090	0.0080	0.0078	0.0011	0.0075	0.0078	0.0090	0.0072	0.0027
T6	0.0090	0.0080	0.0078	0.0011	0.0073	0.0080	0.0090	0.0072	0.0027
T5	0.0083	0.0075	0.0076	0.0010	0.0071	0.0080	0.0090	0.0069	0.0027
T4	0.0083	0.0075	0.0076	0.0009	0.0070	0.0080	0.0080	0.0068	0.0026
T3	0.0083	0.0075	0.0076	0.0090	0.0060	0.0070	0.0080	0.0076	0.0010
T2	0.0075	0.0072	0.0062	0.0080	0.0050	0.0070	0.0070	0.0068	0.0010
T1	0.0075	0.0072	0.0062	0.0080	0.0050	0.0050	0.0070	0.0066	0.0012
MÁX	0.0090	0.0080	0.0078	0.0090	0.0075	0.0080	0.0090	0.0083	0.0006

Tabla 4.19: Rotación vigas cortas Y-Y (radianes) - Nivel de peligro sísmico: 4

PISO	SEÑAL							\bar{X}	σ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	0.0160	0.0155	0.0128	0.0220	0.0090	0.0160	0.0190	0.0158	0.0042
T9	0.0160	0.0155	0.0128	0.0220	0.0090	0.0160	0.0190	0.0158	0.0042
T8	0.0170	0.0164	0.0136	0.0220	0.0100	0.0160	0.0190	0.0163	0.0038
T7	0.0170	0.0164	0.0136	0.0220	0.0100	0.0160	0.0190	0.0163	0.0038
T6	0.0170	0.0164	0.0136	0.0021	0.0100	0.0160	0.0200	0.0136	0.0059
T5	0.0180	0.0174	0.0144	0.0200	0.0090	0.0160	0.0200	0.0164	0.0038
T4	0.0180	0.0174	0.0144	0.0190	0.0080	0.0140	0.0160	0.0153	0.0037
T3	0.0180	0.0174	0.0144	0.0180	0.0080	0.0100	0.0160	0.0145	0.0040
T2	0.0150	0.0145	0.0120	0.0170	0.0070	0.0070	0.0150	0.0125	0.0040
T1	0.0150	0.0145	0.0120	0.0160	0.0070	0.0070	0.0110	0.0118	0.0037
MÁX	0.0180	0.0174	0.0144	0.0220	0.0100	0.0160	0.0200	0.0168	0.0039

Tabla 4.20: Fuerzas cortantes en la base (tonf) - Nivel de peligro sísmico: 4

SEÑAL	DIRECCIÓN X-X	DIRECCIÓN Y-Y
66EW	1862	1502
70EW	2169	1624
74EW	2168	1320
CURICO	2030	1458
HUALANE	1960	1251
MAIPU	2000	1532
TALCA	2054	1437
X	2035	1446
σ	110	127

Los valores promedios así como la desviación estándar de los parámetros de demanda máximos del nivel de peligro sísmico se extraen de las tablas 4.11 a 4.20 y se muestran en la tabla 4.21. Los resultados obtenidos guardan relación con las características de la configuración estructural en cada dirección. Primero, los valores de derivas y desplazamientos en la dirección X-X son menores en comparación a aquellos correspondientes a la dirección Y-Y. Segundo, los valores de aceleraciones de piso y fuerza cortante en la base son mayores en la dirección X-X con respecto a Y-Y. Tercero, las rotaciones en las vigas orientadas en la dirección Y-Y son mayores a aquellas orientadas en la dirección X-X. Además de lo anterior, se identificó que la dispersión de los valores alrededor del valor promedio son mayores en Y-Y para todos los parámetros de demanda estructural.

Tabla 4.21: Valores promedios de demanda estructural máxima - Nivel 4

		X	σ
DERIVAS	X-X	4.28	0.22
	Y-Y	6.13	0.6
DESPLAZAMIENTOS	X-X	9.76	0.55
	Y-Y	13.83	0.78
ACELERACIONES	X-X	13.8	0.83
	Y-Y	9.85	1.33
ROTACIONES	X-X	0.0068	0.0003
	Y-Y (Largas)	0.0083	0.0006
	Y-Y (Cortas)	0.0168	0.0039

Sobre la base de los resultados de la tabla 4.21 y aquellos correspondiente a los resultados de los demás niveles de peligro sísmico se construyen las curvas del análisis incremental, las cuales relacionan los niveles de peligro sísmico y los parámetros de demandas promedio. Las figuras 4.14 a 4.17 muestran las curvas IDA asociadas a derivas de entrepiso, desplazamientos, aceleraciones de piso y rotaciones en ambas direcciones de análisis.

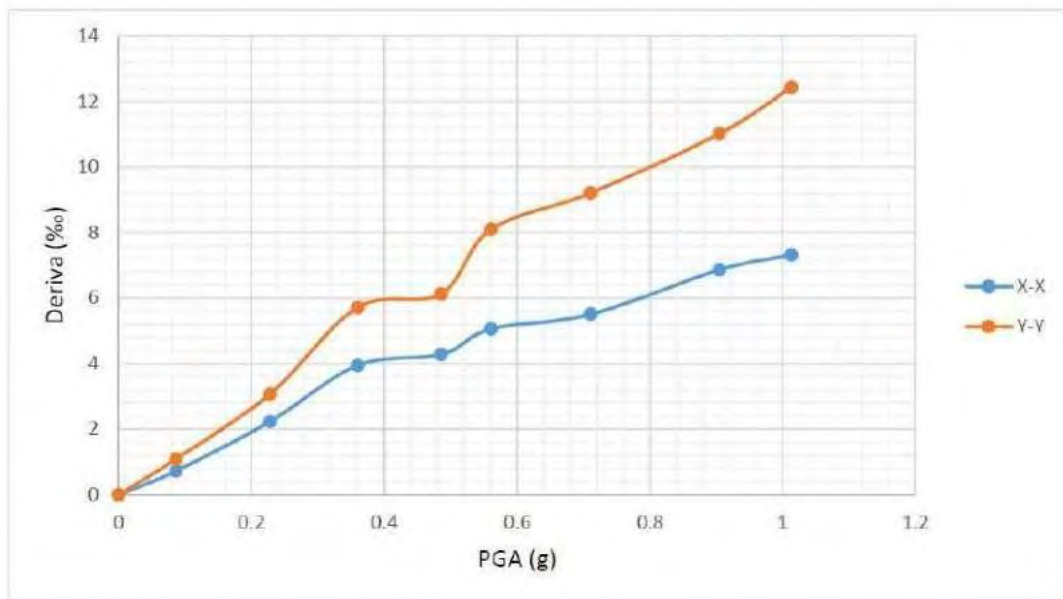


Figura 4.14: Curva IDA promedio - Derivas de entrepiso

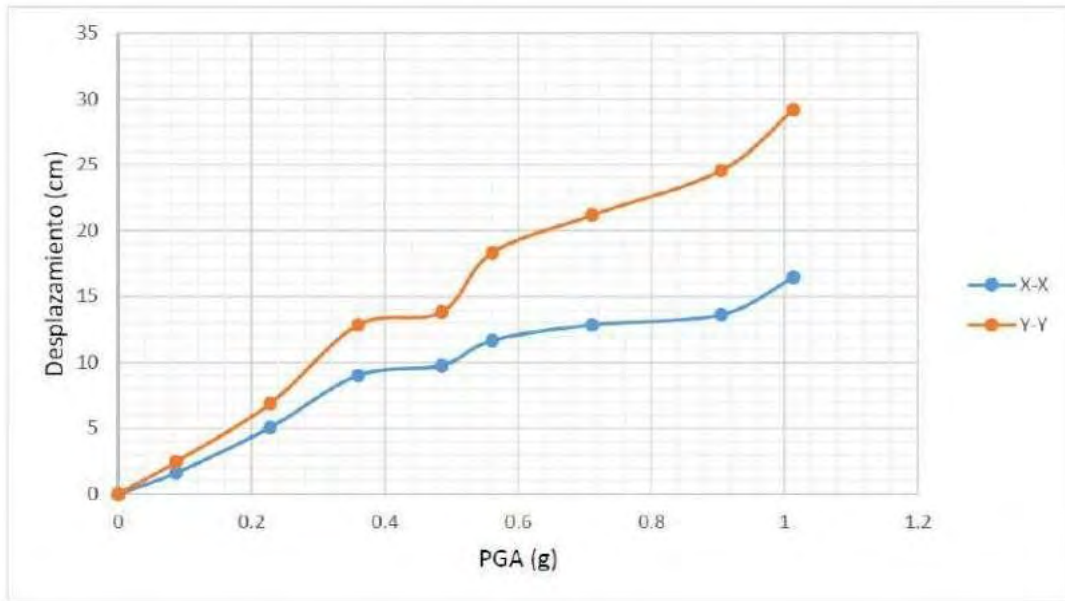


Figura 4.15: Curva IDA promedio - Desplazamientos

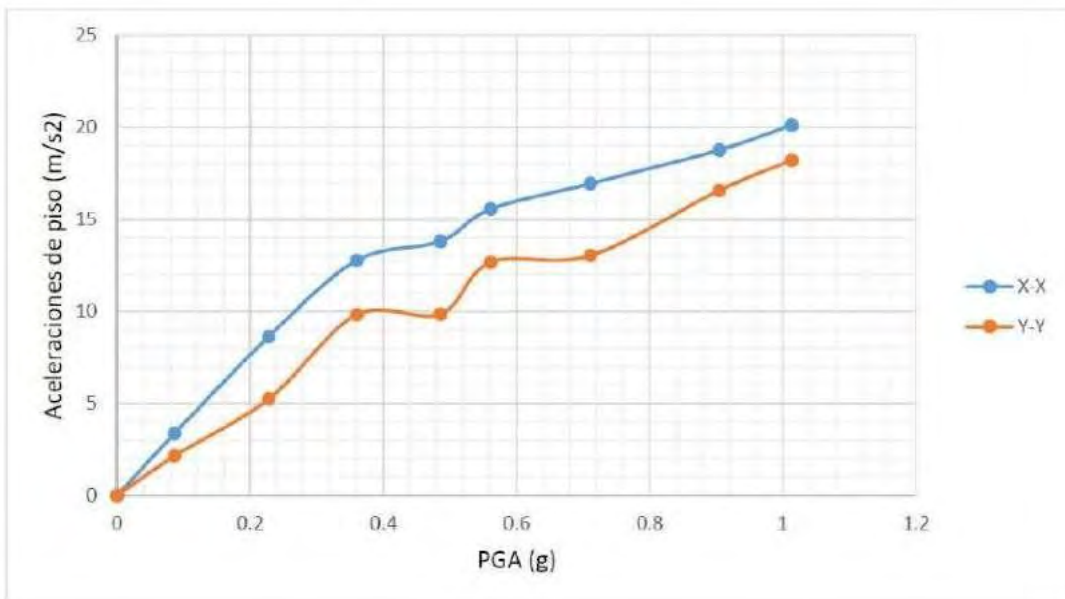


Figura 4.16: Curva IDA promedio - Aceleraciones de piso

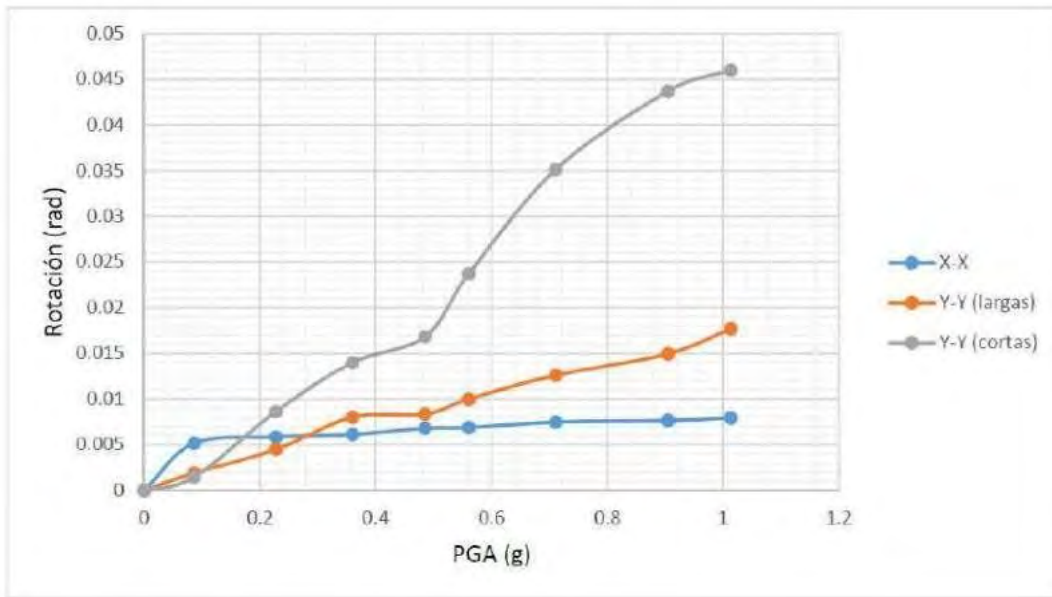


Figura 4.17: Curva IDA promedio - Rotaciones en vigas

Los valores de los parámetros de demanda estructural obtenidos en la presente sección constituyen datos de entrada para la simulación de los costos de reparación de la estructura. Los datos ingresados en el software PACT corresponden a las derivas, desplazamientos, rotaciones de vigas y las aceleraciones por cada nivel y por cada registro sísmico considerado.

4.5.3. Curva de colapso

La curva de colapso de la estructura analizada se definió a partir del valor de la mediana de la aceleración espectral y el valor de dispersión de $\beta = 0.60$, según las consideraciones establecidas en la sección 2.3.4. La tabla 4.22 da cuenta del número de ocurrencias identificadas en cada una de las intensidades del análisis dinámico incremental. Una ocurrencia hace referencia a la condición de inestabilidad lateral y/o inestabilidad numérica.

Tabla 4.22: Condiciones de colapso identificadas en el análisis incremental

Nivel de intensidad	Sa (T)	Nº de ocurrencias
1	0.098	0
2	0.193	0
3	0.288	0
4	0.383	0
5	0.478	0
6	0.573	1
7	0.668	3
8	0.763	4

Sobre la base de los resultados presentados y las consideraciones de la sección 2.3.4, se establece que el valor que caracteriza la mediana de la curva de colapso es igual a $S_a(T) = 0.763$. Finalmente, la figura 4.18 muestra la curva de fragilidad de la estructura analizada. Tal curva constituye un dato de entrada para el proceso de estimación de pérdidas a partir de simulación presentado en la sección .

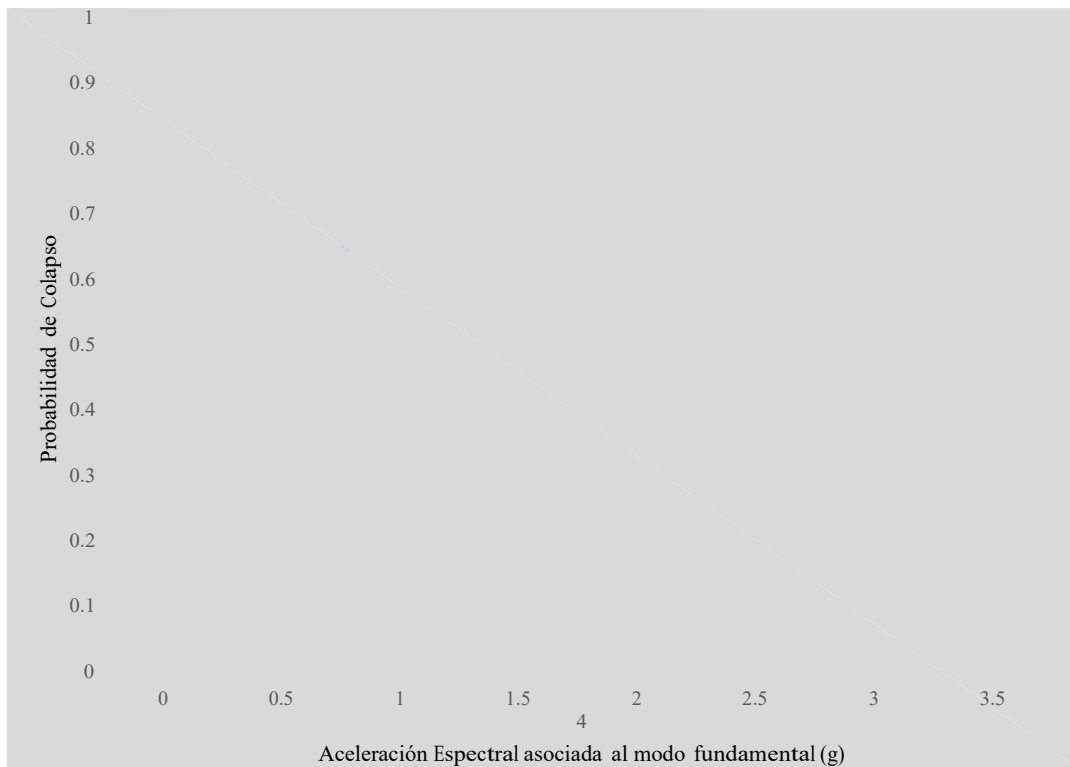


Figura 4.18: Curva de colapso del edificio analizado

4.6. Comparación de resultados

En la presente sección se presenta una comparación entre el análisis no lineal estático y no lineal dinámico para evaluar su representatividad ante un nivel de peligro sísmico del nivel 4, el cual es el más cercano al exigido por la norma peruana sismorresistente E030. Acorde al capítulo 7 del (ASCE-41-17, 2017) la representatividad del análisis no lineal estático (ANLE) está condicionada por la masa participativa asociada al modo fundamental. Luego, si bien el edificio analizado presenta poca torsión, éste posee varios niveles y debido a esto su masa participativa es de 65% en ambas direcciones de análisis, por lo cual se espera que el ANLE no sea totalmente representativo.

Comparativa en la dirección XX

En términos de desplazamiento del último nivel en el punto más cercano del centro de masa se observa la respuesta en el tiempo para el sismo de Lima 66 y el resultado del análisis no lineal



estático para ambos sentidos en la figura 4.19 y en términos de fuerza se muestra en la figura 4.20.

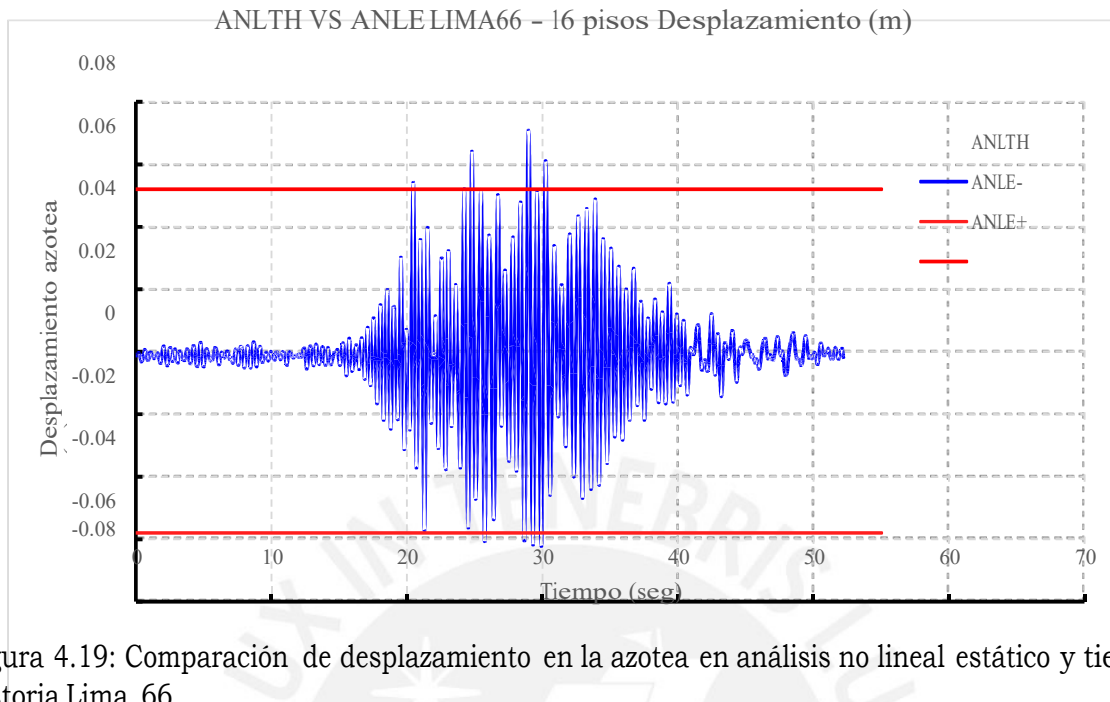


Figura 4.19: Comparación de desplazamiento en la azotea en análisis no lineal estático y tiempo historia Lima 66

En términos de desplazamiento se observa que la línea del ANLE abarca casi todas las respuestas del análisis no lineal tiempo historia, sin embargo hay un pico máximo de desplazamiento positivo de 7cm frente al 5.2cm del ANLE, lo cual en respuestas máximas genera una diferencia del 25%. En el sentido negativo se observa un desplazamiento máximo en el tiempo de 6.2cm frente a los 5.8cm del ANLE, lo cual genera una diferencia de 6%. En conclusión, se observa que el ANLE en términos de desplazamiento logra abarcar una gran cantidad de respuestas, pero en ingeniería estructural se evalúa en función de valores máximos, por lo tanto un 25% de error podría ser una estimación que no refleje la realidad.

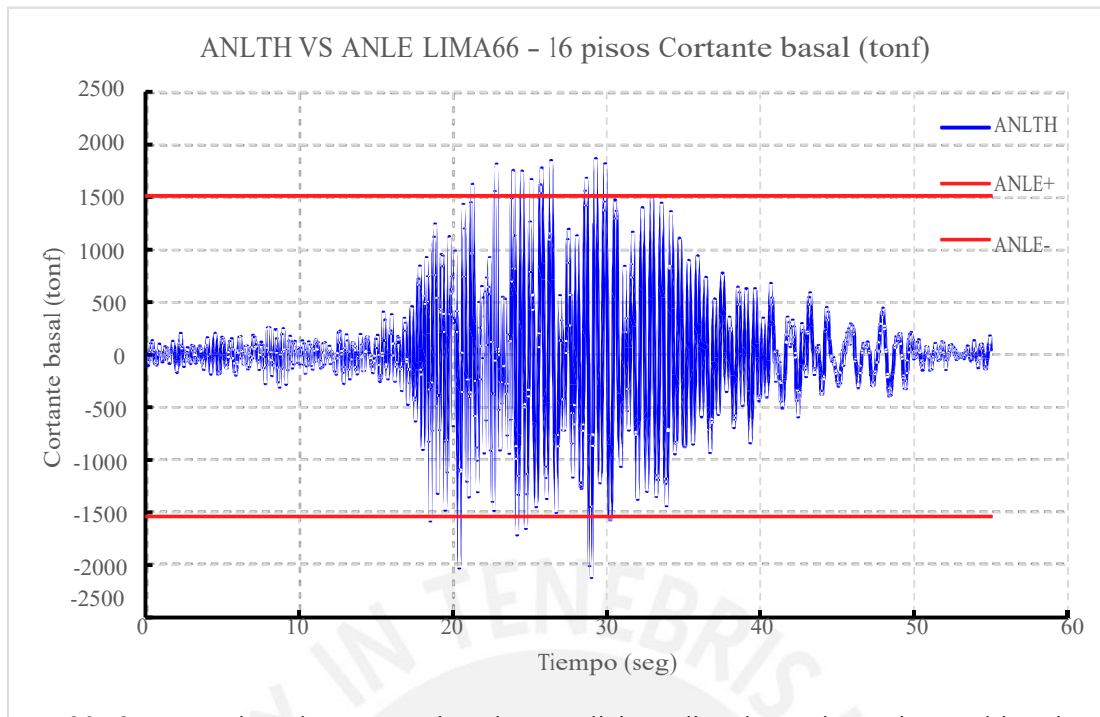


Figura 4.20: Comparación de cortante basal en análisis no lineal estático y tiempo historia Lima 66

En términos de cortante basal se observa que la línea del ANLE abarca casi todas las respuestas del análisis no lineal tiempo historia, sin embargo hay un pico máximo de cortante basal positivo de 1862tonf frente a los 1511tonf del ANLE, lo cual en respuestas máximas genera una diferencia del 19%. En el sentido negativo se observa una cortante basal máxima en el tiempo de 2116tonf frente a los 1540tonf del ANLE, lo cual genera una diferencia de 27.2%. En conclusión, se observa que el ANLE en términos de cortante basal logra abarcar una gran cantidad de respuestas, pero en ingeniería estructural se evalúa en función de valores máximos, por lo tanto un 27.2% de error podría ser una estimación que no refleje la realidad.

En función de derivas y cortantes máximas de los 7 registros utilizados y la respuesta máxima en el análisis no lineal estático se presentan las diferencias en la tabla 4.23.

Tabla 4.23: Diferencias entre el análisis no lineal estático y dinámico para un nivel de intensidad 4

Dirección XX				
Tipo de análisis	Cortante basal (tonf)	Diferencia (%)	Deriva máxima(r)	Diferencia (%)
ANLE XX	1540	0	3.5	0
ANLTH 66EW	1862	17.29	4.18	16.27
ANLTH 70EW	2169	29.00	4.5	22.22
ANLTH 74EW	2168	28.97	4.5	22.22
ANLTH CURICO	2030	24.14	3.1	-12.90
ANLTH HUALANE	1960	21.43	4.27	18.03
ANLTH MAIPU	2000	23.00	4.29	18.41
ANLTH TALCA	2054	25.02	3.92	10.71

Las diferencias en cortante basal máxima varían de 17 a 29% con un promedio de 24% y en derivas varían de -12.9 a 22% con un promedio de 14.5%, por lo cual se observa que en términos de derivas el análisis no lineal estático logra captar mejor la respuesta que en fuerzas.

En términos de daño, la evaluación se realiza en función de derivas para las placas, rotaciones para las vigas y de aceleración de piso para elementos no estructurales. La figura 4.24 muestra la respuesta máxima promedio del ANLTH y la respuesta máxima del ANLE en función de parámetros de demanda estructural.

Tabla 4.24: Respuestas máximas para ANLTH y ANLE en función de parámetros de demanda estructural

Demanda	Respuesta promedio máxima en ANLTH	Respuesta máxima de ANLE	Diferencia(%)
Aceleraciones(m/s^2)	13.8	9.5236	30.99
Rotaciones en vigas (rad)	6.8/1000	6.67/1000	1.9
Derivas (r)	4.28	3.5	14.63

Se concluye que en función de las rotaciones de viga la diferencia es poca con un valor de 1.9%, en función de derivas para evaluar el daño en muros es regular de 14.6% y es relativamente alta en aceleraciones para evaluación de elementos no estructurales con un valor de 31%.

Dirección YY

De la misma manera que se analizó en la dirección XX, también se muestra el desplazamiento y cortante basal comparando el análisis no lineal estático y no lineal tiempo historia para LIMA

66 como se observa en la figura 4.21 y 4.22.

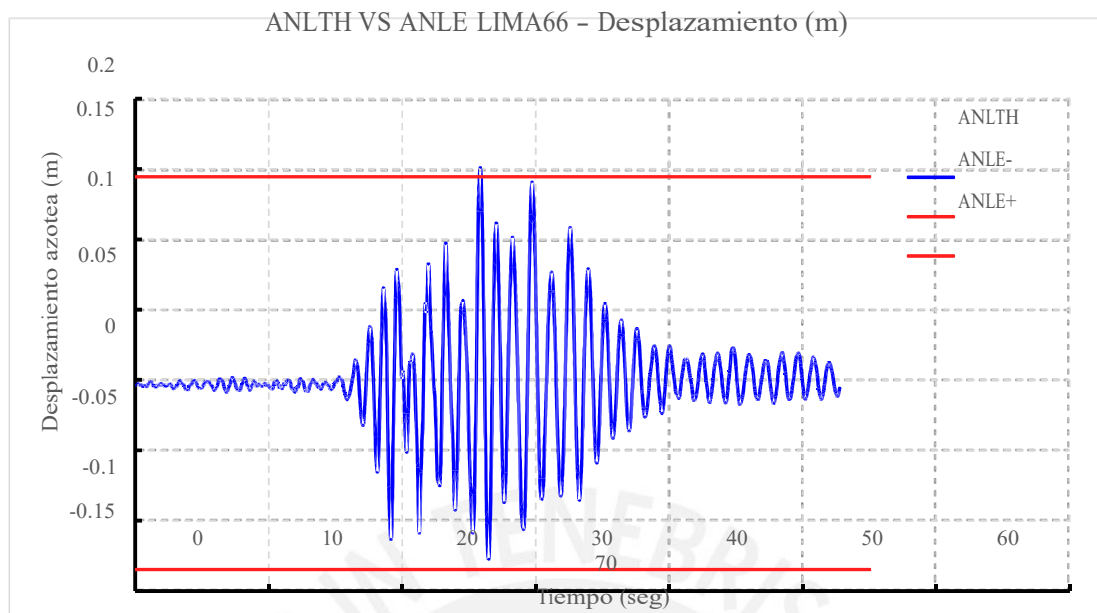


Figura 4.21: Comparación de desplazamiento en la azotea en análisis no lineal estático y tiempo historia Lima 66 en la dirección YY

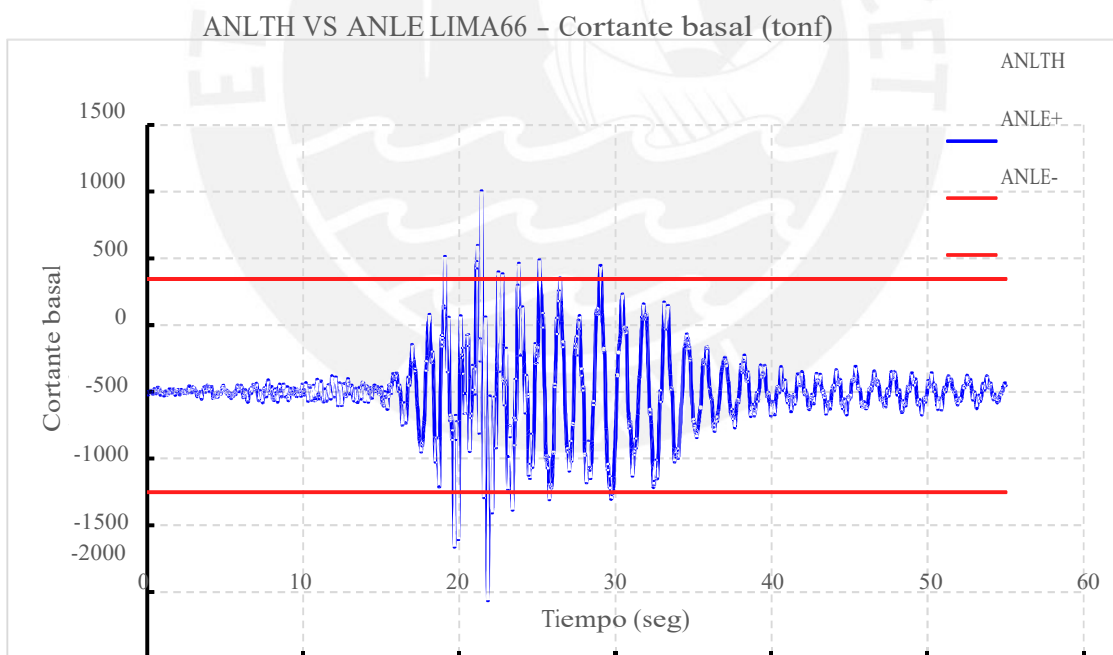


Figura 4.22: Comparación de cortante basal en análisis no lineal estático y tiempo historia Lima 66 en la dirección YY

De forma similar que en la dirección XX, se observa que los resultados de fuerza cortante y desplazamientos obtenidos a partir del ANLE cubren gran parte de la respuesta en el tiempo.

Sin embargo, se observa que en este caso el desplazamiento tiene un error mínimo, mientras que en términos de cortante basal existe un máximo de 1561 tonf en el ANLTH LIMA 66; en el ANLE, un valor de 846 tonf, lo cual genera una diferencia de 46%.

En función de derivas y cortantes máximas de los 7 registros utilizados y la respuesta máxima en el análisis no lineal estático se presentan las diferencias en la tabla 4.25.

Tabla 4.25: Diferencias entre el análisis no lineal estático y dinámico para un nivel de intensidad 4 en la dirección YY

Dirección YY				
Tipo de análisis	Cortante basal (tonf)	Diferencia (%)	Deriva máxima(Γ)	Diferencia (%)
ANLE YY	846	0	6.3	0
ANLTH 66EW	1862	54.56	6.54	3.67
ANLTH 70EW	2169	61.00	5.69	-10.72
ANLTH 74EW	2168	60.98	5.41	-16.45
ANLTH CURICO	2030	58.33	7.68	17.97
ANLTH HUALANE	1960	56.84	6.11	-3.11
ANLTH MAIPU	2000	57.70	5.97	-5.53
ANLTH TALCA	2054	58.81	7.08	11.02

Se observa que en términos de cortante basal hay una amplificación en el ANLTH que varía de 54% a 61% y en promedio 58%, en términos de deriva hay una variación de -16.45% a 18% que en promedio es de 0.8%. Se concluye que en términos de fuerza hay un valor superior en cortante en el ANLTH y en términos de deriva en promedio se obtiene un valor similar en ambos análisis.

En términos de daño, la evaluación se realiza en función de derivas para las placas, rotaciones para las vigas y de aceleración de piso para elementos no estructurales. Se muestra la respuesta máxima promedio del ANLTH y la respuesta máxima del ANLE en función de las variables de daño en la figura 4.26.

Tabla 4.26: Respuestas máximas para ANLTH y ANLE en función de parámetros de daño en la dirección YY

Demanda	Respuesta promedio máxima en ANLTH	Respuesta máxima de ANLE	Diferencia (%)
Aceleraciones(m/s^2)	9.85	4.872	50.54
Rotaciones en vigas Largas	8.3/1000	8.1/1000	2.4
Rotaciones en vigas Cortas (rad)	16.8/1000	15/1000	10
Derivas (Γ)	6.35	6.3	0.79

Se concluye que en función de las rotaciones de viga la diferencia es poca con un valor de 2.4%, en función de derivas para evaluar el daño en muros es regular de 0.79% y es alta en aceleraciones para evaluación de elementos no estructurales con un valor de 50.54%.

La conclusión de la comparación entre ambos tipos de análisis es que en términos de respuesta máxima de fuerza y aceleraciones de entrepiso hay una diferencia alta, por lo que no se considera que el análisis no lineal estático sea representativo, se estima que se puede deber a la influencia de los modos propios de edificaciones de mayor altura. En términos de desplazamiento y rotación se concluye que el análisis no lineal estático otorga un valor representativo al del no lineal dinámico TH.

4.7. Estimación de los costos probables de reparación

La determinación de los costos probables de reparación implica el uso de funciones de consecuencia, las cuales relacionan un estado de daño con el dinero requerido para restaurar o reemplazar un componente. El dinero requerido se asocia al costo de los métodos de reparación necesarios para restablecer un elemento que ha experimentado un determinado nivel de daño. En la presente sección se da cuenta de las consideraciones para la determinación de las curvas de fragilidad que caracterizan los estados de daño de los elementos, las funciones de consecuencia para cada estado de daño y tipo de elemento, así como la estimación de las curvas de desempeño asociadas a los costos de reparación para cada nivel de intensidad de movimiento del terreno.

4.7.1. Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad son, en esencia, curvas de probabilidad acumulada (CDF) de incurrir en cierto estado de daño (Birely, 2012). En el presente documento, la distribución acumulada log-normal se emplea para definir las curvas. Para definir cada una de las curvas se ha seleccionado un parámetro de demanda así como sus valores medios y de desviación estándar para cada estado de daño.

Las curvas de fragilidad se pueden desarrollar a partir de resultados experimentales u opiniones de expertos (Birely, 2012). En el presente documento, frente a la ausencia de resultados experimentales, los valores promedios de los parámetros de demanda para cada estado de daño se estimaron a partir de los valores esperados obtenidos del análisis estático no lineal del que se da cuenta en la sección 4.4. (Applied Technology Council, 2018) establece que ante la ausencia de resultados experimentales, el valor máximo de la dispersión se puede tomar como 0.5, valor que toma en consideración la dispersión inherente de los materiales y aquella correspondiente a la concepción del modelo físico del comento real. Además, adoptar un valor uniforme de la desviación estándar evita posibles valores de probabilidad negativa en las colas de las curvas de fragilidad (Birely, 2012).

Los parámetros de demanda asociados a los componentes estructurales y no estructurales se

muestran en la tabla 4.27; los estados de daño; en la tabla 4.28

Tabla 4.27: Parámetros de demanda asociados a los componentes estructurales y no estructurales

Componente	Parámetro de demanda (EDP)
Columnas - Placas	Deriva de entrepiso
Vigas	Rotación
Tabiques - Parapetos	Aceleración de piso

Tabla 4.28: Estados de daño de elementos estructurales

Estados de Daño	Caracterización
DS1	Agrietamiento por flexión del concreto
DS2	Fluencia del acero longitudinal (deformación unitaria de 0.0021)
DS3	Degradación de la resistencia a compresión del concreto en un 25% ó deformación unitaria de 0.004
DS4	Pandeo de las barras longitudinales (Deformación unitaria total de 0.02)

Las figuras 4.23, 4.23 y 4.25 muestran las curvas de fragilidad de la placa PL-01, la columna C-06 (ver nomenclatura en la figura 4.2) y la viga ubicada entre PL-03 y C-03. La interpretación de las probabilidades de incurrir en los estados de daño secuenciales se presentan debajo de cada figura. Las curvas de fragilidad de los demás elementos se presentan en el anexo C.

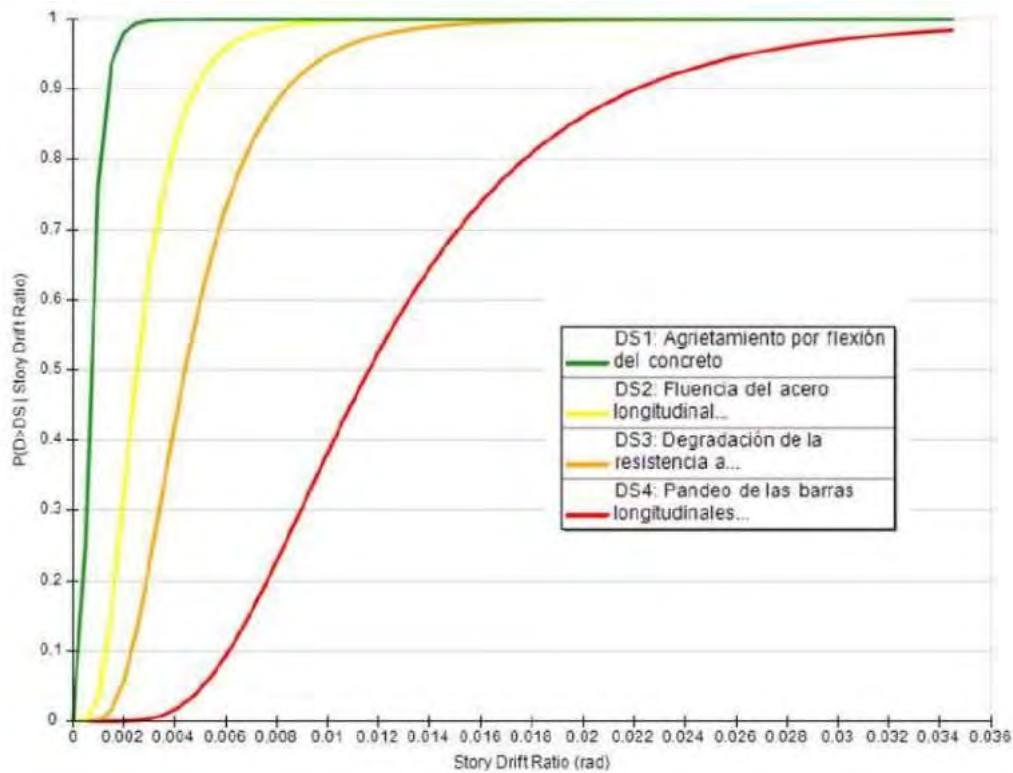


Figura 4.23: Curvas de fragilidad para las placas longitudinales PL-01 y PL-02

La figura 4.23 muestra la curva fragilidad de 4 estados de daño secuenciales para las placas perimetrales orientadas en la dirección de análisis X-X. La interpretación de los resultados de tales curvas ejemplifica como sigue. Para un nivel de distorsión de 0.007, considerado como valor límite de distorsión de elementos de concreto armado en la Norma de Diseño Sismorresistente E030, se tiene las siguientes probabilidades de incurrir en cada uno de los estados de daño. Primero, la probabilidad de alcanzar un estado de daño asociado al pandeo longitudinal de barras de refuerzo (DS4) es de 53%. Segundo, la probabilidad de alcanzar un estado de daño DS3 está dada por la diferencia entre la probabilidad del umbral del estado DS3 (78.5%) menos la probabilidad de daño del estado DS4 para un mismo nivel de distorsión, siendo el valor de 25.5%; del mismo modo las probabilidades de alcanzar los estado de daño DS2 Y DS1 son de 20.5% y 1.0%, respectivamente.

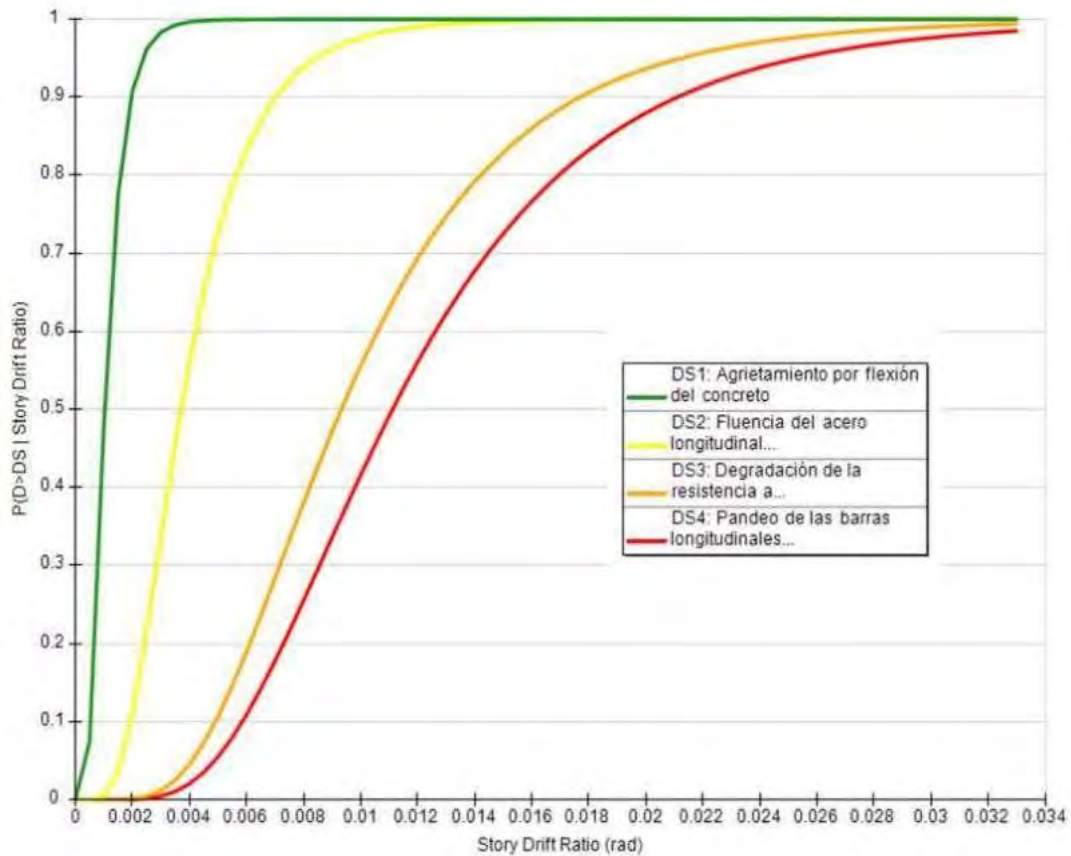


Figura 4.24: Curvas de fragilidad para la columna C-06

La figura 4.23 muestra la curva fragilidad de 4 estados de daño secuenciales para las placas perimetrales orientadas en la dirección de análisis X-X. La interpretación de los resultados de tales curvas ejemplifica como sigue. Para un nivel de distorsión de 0.007, considerado como valor límite de distorsión de elementos de concreto armado en la Norma de Diseño Sismorresistente E030, se tiene las siguientes probabilidades de incurrir en cada uno de los estados de daño. Primero, la probabilidad de alcanzar un estado de daño asociado al pandeo longitudinal de barras de refuerzo (DS4) es de 18%. Segundo, la probabilidad de alcanzar un estado de daño DS3 está dada por la diferencia entre la probabilidad del umbral del estado DS3 (29.4%) menos la probabilidad de daño del estado DS4 para un mismo nivel de distorsión, siendo el valor de 11.4%; del mismo modo las probabilidades de alcanzar los estado de daño DS2 Y DS1 son de 61.6% y 9.0%, respectivamente.

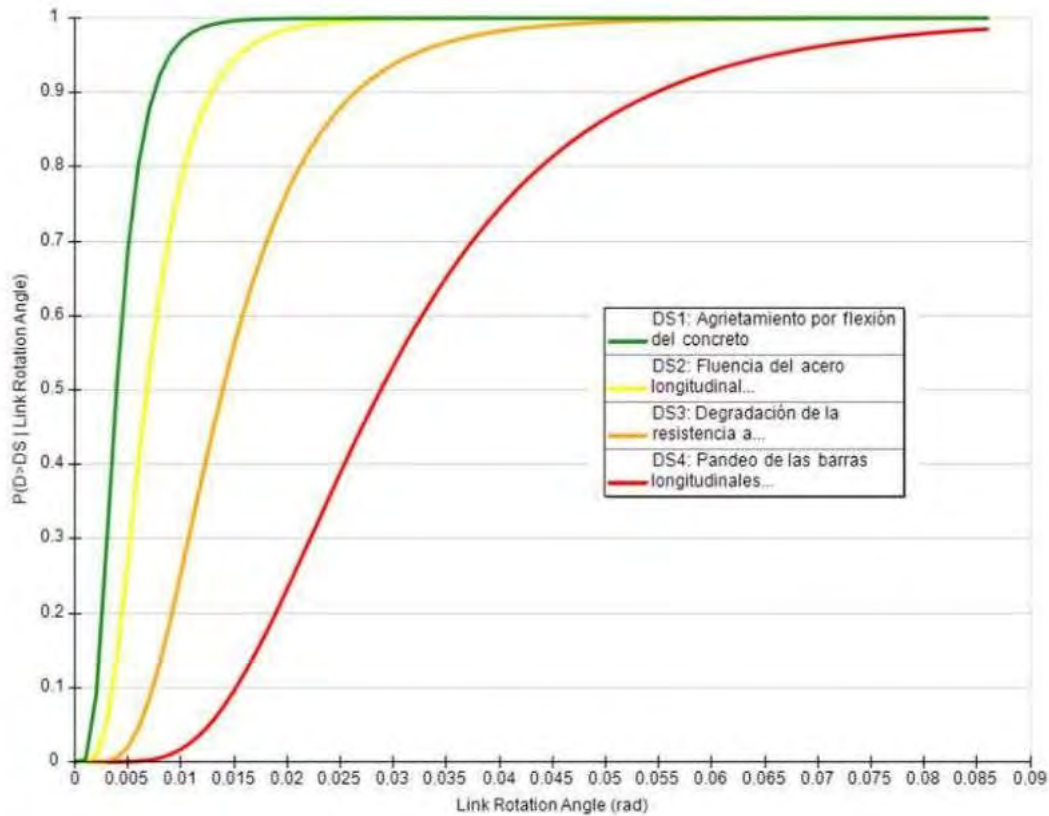


Figura 4.25: Curvas de fragilidad para la viga ubicada entre PL-03 y C-03

La figura 4.25 muestra la curva fragilidad de 4 estados de daño secuenciales para la viga ubicada entre la placa PL-03 y la columna C-03. La interpretación de los resultados de tales curvas ejemplifica como sigue. Para un nivel de rotación de 0.015 se tiene las siguientes probabilidades de incurrir en cada uno de los estados de daño: primero, la probabilidad de alcanzar un estado de daño asociado al pandeo longitudinal de barras de refuerzo (DS4) es de 8.5%. Segundo, la probabilidad de alcanzar un estado de daño DS3 está dada por la diferencia entre la probabilidad del umbral del estado DS3 (55%) menos la probabilidad de daño del estado DS4 para un mismo nivel de distorsión, siendo el valor de 46.5%; del mismo modo las probabilidades de alcanzar los estado de daño DS2 Y DS1 son de 39.2% y 5.8%, respectivamente.

Los elementos no estructurales como parapetos y muros aislados que son sensibles a la aceleración de piso, parámetro de demanda a considerar. Los estados de daño según (FEMA, 1999) se dividen en 4 tipos: ligero (DS1), moderado (DS2), extensivo (DS3) y completo (DS4). Para una edificación considerada alta y de configuración estructural de muros de concreto armado considerada como C2H bajo un código de nivel de sismo de diseño moderado se define en la tabla 4.30 la aceleración media (μ) y desviación lognormal (β) y en la tabla 4.29 la caracterización de cada estado de daño.

Tabla 4.29: Aceleración de entrepiso en (g) y desviación estándar lognormal para definir los estados de daño según HAZUS

Clasificación Hazus	Aceleración media de entrepiso (g) y desviación lognormal estándar							
	Ligero		Moderado		Extensivo		Completo	
	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta
C2H para nivel de código moderado	0.25	0.66	0.5	0.65	1	0.65	2	0.65

Tabla 4.30: Caracterización de 4 estados de daño para elementos no estructurales sensibles a aceleración descrito por Hazus

Estado de daño	Caracterización
DS1	Algunas grietas son observadas en la intersección de muros y en las esquinas de las puertas
DS2	Las grietas observada son más extensas y en mayor cantidad que se requieren reparar y repintar
DS3	La mayoría de elementos tienen grietas significantes en algunas partes que van a requerir ser reparadas
DS4	La mayoría de los acabados y marcos necesitan ser removidos y reemplazados, los muros necesitan ser restaurados. Algunos marcos en puertas o ventanas necesitan ser reparados y reemplazados

En base a la aceleración media y desviación estándar lognormal de la tabla 4.29 se formaron las curvas de fragilidad para cada estado de daño, tal como se muestra en la figura 4.26.

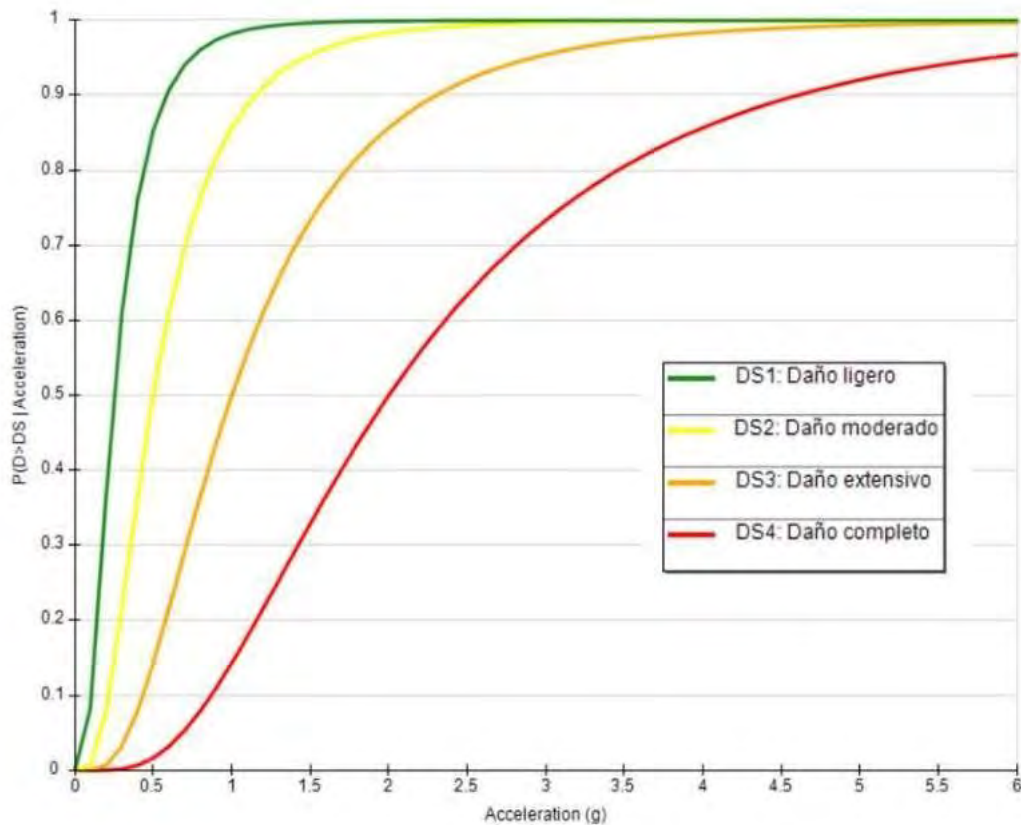


Figura 4.26: Curvas de fragilidad para elementos no estructurales sensibles a aceleración

La interpretación de los resultados de tales curvas ejemplifica como sigue. Para un nivel de aceleración de entrepiso de 1g, considerado como valor de la aceleración de la gravedad, se tiene las siguientes probabilidades de incurrir en cada uno de los estados de daño. Primero, la probabilidad de alcanzar un estado de daño severo (DS4) es de 14.3%. Segundo, la probabilidad de alcanzar un estado de daño DS3 está dada por la diferencia entre la probabilidad del umbral del estado DS3 (50%) menos la probabilidad de daño del estado DS4 para un mismo nivel de aceleración, siendo el valor de 35.7%; del mismo modo las probabilidades de alcanzar los estado de daño DS2 Y DS1 es de 35.6% y 12.5%, respectivamente.

Finalmente, las curvas de fragilidad mostradas en el anexo C son empleadas para caracterizar el estado de daño en el que incurre un elemento en cada una de las simulaciones llevadas a cabo durante el procedimiento de estimación del desempeño, lo anterior se aborda en la sección 4.7.3

4.7.2. Funciones de consecuencia

Las funciones de consecuencia estipuladas en la base de datos de la herramienta de cálculo de evaluación de desempeño (PACT) se modifican de tal forma que reflejen las características únicas del emplazamiento del edificio analizado. Para tal fin, se empleó el método racional de conversión descrito en el capítulo 2.6. En la presente sección se da cuenta de la caracterización de los factores de conversión así como de las funciones de consecuencia asociadas a costos

de reparación para muros estructurales. Las curvas correspondientes al resto de elementos se muestran en el anexo D.

Por un lado, la fracción del costo unitario en dólares que representa los costos de los materiales y de mano de obra (f_{lab}) se caracteriza a partir de los valores especificados por (K. Porter, Farokhnia, Vamvatsikos, y Cho, 2014). Tales factores asumen procesos y técnicas de construcción similares en la región de (New York) y la realidad latinoamericana. Los valores de f_{lab} dependen de la necesidad de reemplazo o reparación de los componentes y son los que se muestran a continuación.

- $f_{lab} = 0.9$ (para los casos en los cuales se requiera reparación, pero no reemplazo de los componentes arquitectónicos y estructurales, mecánicos, eléctricos, o equipo de plomería) (Daño intermedio)
- $f_{lab} = 0.5$ (para los casos en los cuales se requiera reemplazar componentes arquitectónicos y estructurales) (Daño severo)
- $f_{lab} = 0.1$ (para los casos en los cuales se requiera reemplazar componentes mecánicos, eléctricos, o equipo de plomería) (Daño severo)

Por otro lado, los ratios del costo de los materiales así como de la mano de obra local respecto a los de la región de referencia se obtienen del reporte de la Encuesta Internacional del Mercado de la Construcción 2021 (Townsend, 2021). El reporte da cuenta del salario promedio por hora en dólares desde la vista del empleador, no solo del salario, esto quiere decir que incluye seguro de salud, costos de viaje, contribuciones a la pensión y otros beneficios. Así, al comparar el salario promedio en Sudamérica respecto a aquel correspondiente a New York, se obtiene lo siguiente:

$$r_{lab} = \frac{\$7.7}{\$109.9} = 0.07 \quad (4.1)$$

Con la finalidad de obtener el ratio del costo de los materiales (r_{mat}) se compararon los costos locales de New York y los correspondientes a Sudamérica. Los materiales considerados en la evaluación del ratio así como sus costos se muestran en la tabla 4.31. El valor de r_{mat} encontrado es igual a 0.45.

Tabla 4.31: Costos de materiales de construcción en regiones de interés. (Townsend, 2021)

Material	Costo (\$)		Ratio
	New York	Sudamérica	
Placa de yeso 13mm (m2)	12	5.5	0.46
Concreto f'c= 30MPa (m3)	165	91	0.55
Bloque de hormigón (400 x 200) (millar)	1425	585	0.41
Cable de cobre (m)	9	3.5	0.39
Tubería de cobre 15 mm (m)	17	4.7	0.28
Panel de vidrio templado de 10 mm (m2)	285	61	0.21
Barra de refuerzo de 16 mm (Ton)	1232	1025	0.83
Ladrillos estándar (millar)	610	167	0.27
Vigas de acero estructural (Ton)	4250	2599	0.61
		Ratio promedio	0.45

Sobre la base de los valores de f_{lab} , r_{lab} y r_{mat} presentados previamente, se establecen los valores de los ratios del costo de reparación local respecto al lugar de referencia (RCR). La tabla 4.32 da cuenta de dichos valores según la necesidad de reemplazo o reparación de los componentes.

Tabla 4.32: Ratios del costo de reparación local (RCR)

Nivel de daño	f_{lab}	RCR
Intermedio	0.9	0.108
Severo	0.5	0.260
Severo	0.1	0.412

Como ejemplo, se presenta la curva de consecuencia asociada a los costos locales de reparación de muros estructurales. Las consideraciones para la determinación de la curva así como su interpretación se resumen a continuación. Primero, la curva se obtuvo a partir del escalamiento de las ordenadas de la curva especificada para muros esbeltos en la base de datos del PACT. El escalamiento se realizó a partir de considerar el valor de RCR igual a 0.26, esto último debido a que la curva presentada corresponde a los costos asociados a los métodos de reparación para un componente que ha incurrido en el estado de daño cuatro (Ver tabla 4.28). Segundo, los costos de reparación mostrados consideran una unidad básica de medida de 13m² de muro estructural reparado. Tercero, los valores mostrados en el eje de las abscisas así como los valores de dispersión no han sido modificados respecto a la base de datos del PACT debido a que la metodología de conversión considera procesos y técnicas de construcción similares respecto al lugar de referencia.

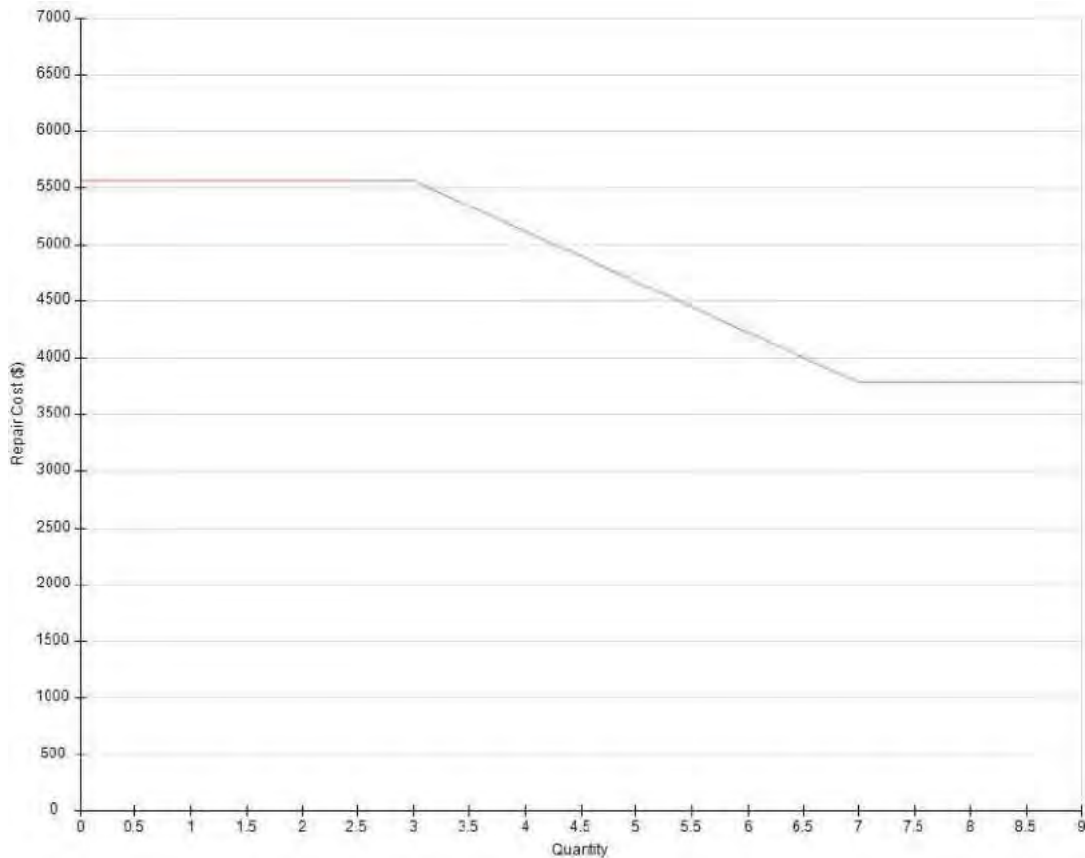


Figura 4.27: Curva de costos locales de reparación para muros estructurales (DS4)

Finalmente, los factores de conversión presentados así como las curvas de consecuencia de la base de datos del PACT permiten obtener las curvas de consecuencia locales mostradas en el anexo D. Dichas curvas son empleadas durante el procedimiento de estimación del desempeño del edificio analizado, lo anterior se aborda en la siguiente sección.

4.7.3. Curvas de desempeño

El procedimiento de estimación del desempeño del edificio analizado se basa en la técnica de simulación de Monte Carlo y se implementó a partir de la herramienta de cálculo de evaluación del desempeño (PACT). Los datos de entrada en tal herramienta corresponden a los resultados obtenidos en las secciones previas: parámetros de demanda estructural obtenidos a partir del análisis incremental, curva de colapso, estados de daño de los componentes caracterizados a través de las curvas de fragilidad y los costos locales de los métodos reparación plasmados en las curvas de consecuencia.

Dado que el procedimiento de simulación no se presenta de forma explícita en el presente documento, la figura 4.28 muestra el diagrama de flujo de los pasos seguidos en cada una de las simulaciones. Las notas indicadas a la izquierda de algunos de los pasos seguidos hacen referencia a las herramientas y datos de entrada empleados.

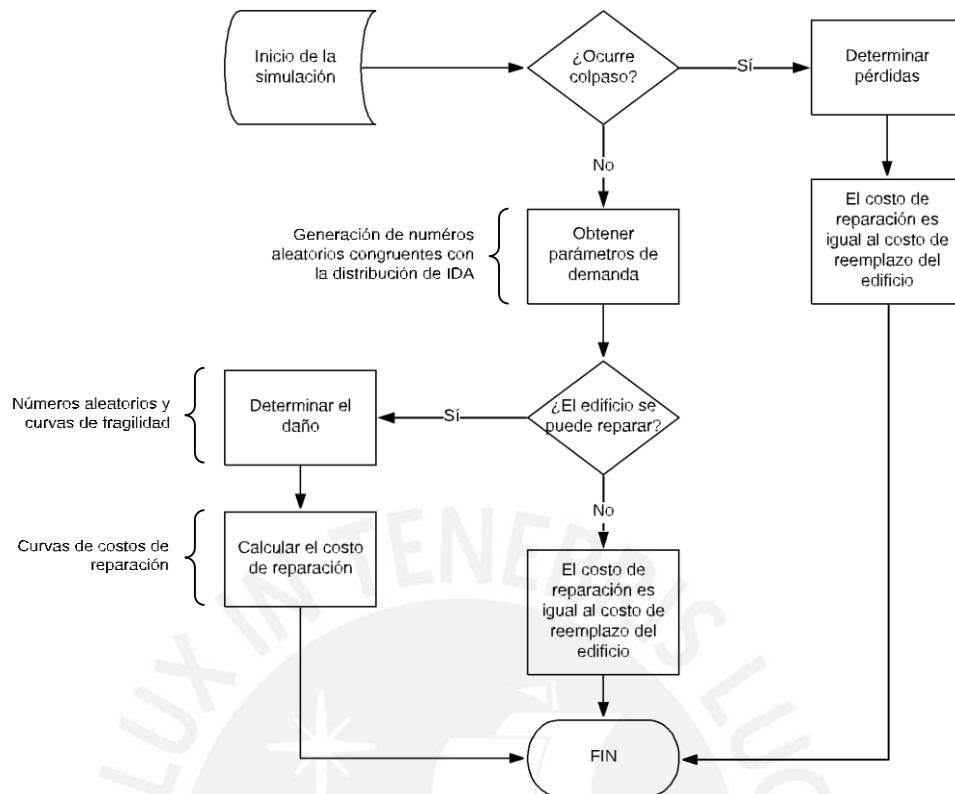


Figura 4.28: Diagrama de flujo en el proceso de cada simulación

La ocurrencia del colapso así como la posibilidad de reparación del edificio se define a partir de la generación de números aleatorios, la curva de colapso y las probabilidades de ocurrencia asociada a cada uno de los modos de colapso. La curva de colapso ya se ha definido previamente (Ver figura 4.18). La tabla 4.33 da cuenta de las probabilidades de ocurrencia de cada uno de los once modos de colapso, así como la probabilidad condicional de pérdidas humanas y lesiones serias en los ocupantes. Los once modos de colapso a los que se hace referencia se describen a continuación:

- Modo 1 : Colapso total en todos los niveles
- Modo (i+1) : Colapso en el i-ésimo piso, donde i varía desde 1 hasta 10.

Tabla 4.33: Probabilidades de ocurrencia de los modos de colapso

	Modo 1	Modo 2	...	Modo 11
Probabilidad de colapso	0.09	0.09	...	0.09
Probabilidad de pérdidas humanas	1	0.9	...	0.9
Probabilidad de lesiones serias	0	0.1	...	0.1

La distribución probabilística de las pérdidas se obtuvieron a partir de 1600 simulaciones rea-

lizadas en el software PACT. Los resultados encontrados corresponden a los costos de reparación correspondientes a elementos estructurales y tabiquería. Los costos de reparación totales asociados a diferentes niveles de peligro sísmico se obtuvieron a partir de la expresión 2.9, constituyen los resultados del análisis basado en intensidades y se muestran en la figura 5.

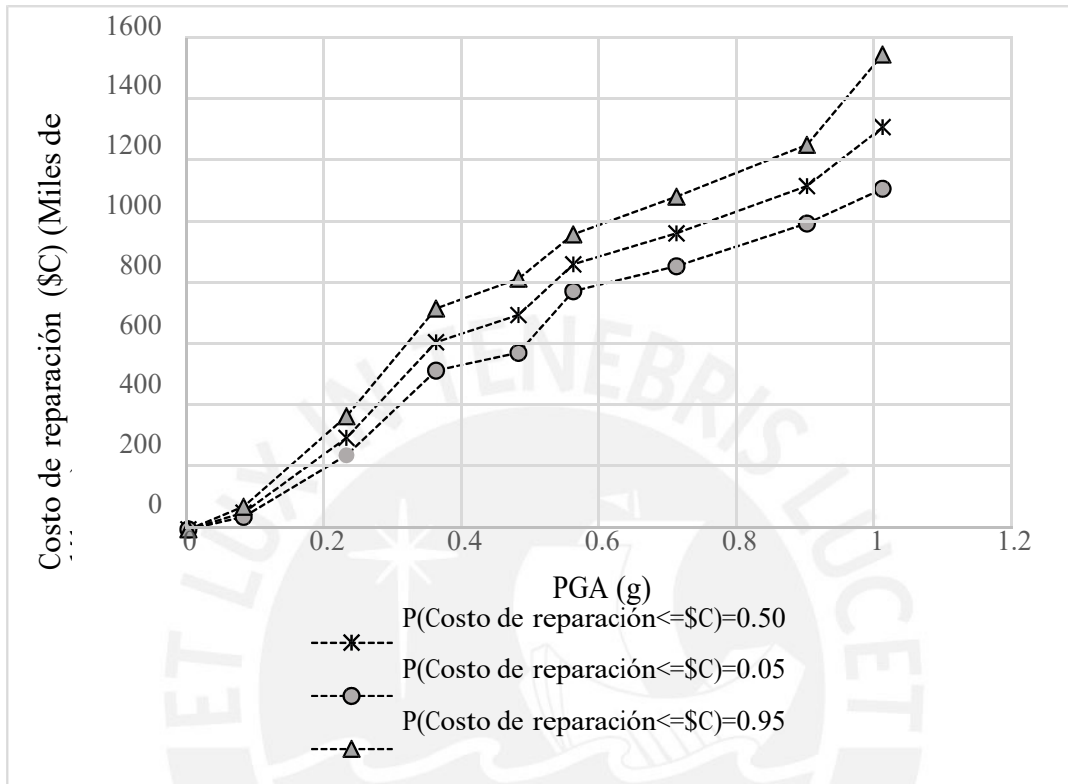


Figura 4.29: Pérdidas esperadas en la torre B2 del edificio Faisanes

La figura 5 muestra tres curvas, cada una de ellas está asociada a un valor constante de probabilidad. Así, por ejemplo, para un valor de PGA de diseño (0.45g) se espera con una probabilidad de 50% que el costo de reparación sea menor que 0.7 millones de dólares; con una probabilidad de 95%, que sea menor que 0.81 millones de dólares; y con una probabilidad de 5%, que sea menor que 0.57 millones de dólares.

Las pérdidas económicas mostradas en la figura 5 presentan valores más altos para valores de PGA con frecuencias de ocurrencia bajas; lo contrario ocurre para valores de PGA con frecuencias de ocurrencia altas. Con la finalidad de reconocer lo anterior, se ha llevado a cabo la convolución de las pérdidas esperadas y las frecuencias de ocurrencia asociadas a cada nivel de peligro sísmico. El resultado de tal convolución se cuantifica a través de un valor de pérdida anual esperada (EAL) y se presenta en la figura 4.30

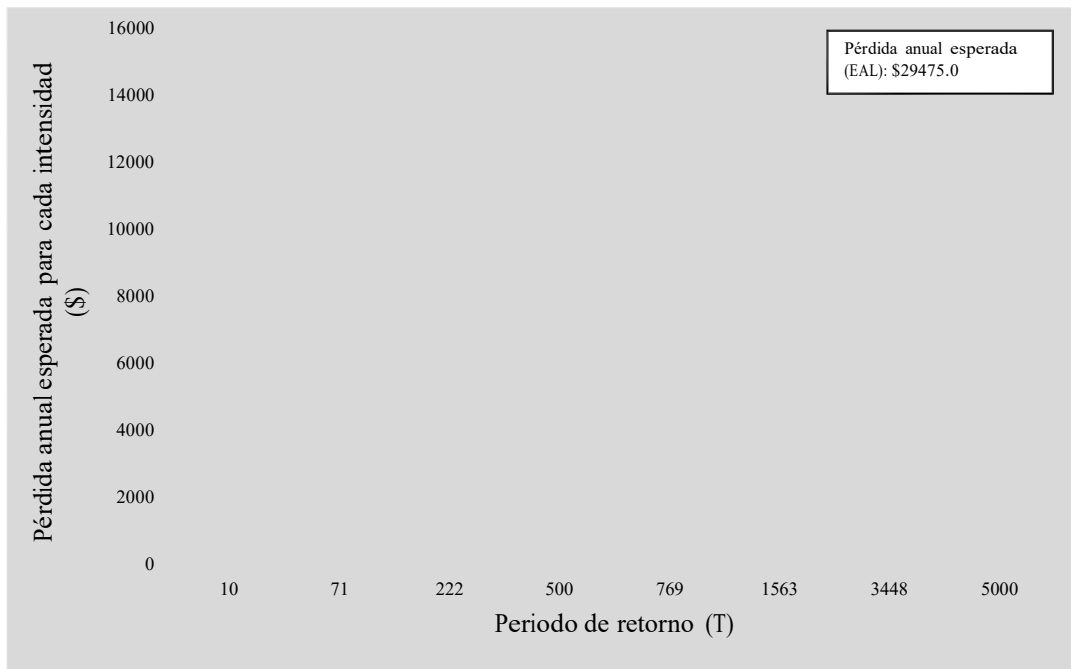


Figura 4.30: Pérdidas anuales esperadas en la torre B2 del edificio Faisanes

A partir de los resultados presentados en la figura anterior, se establece que, para la torre B del edificio Faisanes, la pérdida a consecuencia de movimientos sísmicos durante un año asciende a \$29,475. El análisis de los resultados del desempeño a partir de los análisis por intensidades y en el tiempo se presentan en el capítulo 5.

5. Discusión de resultados

Al respecto del proceso de Calibración

La disponibilidad de resultados experimentales así como las herramientas computacionales han permitido llevar a cabo el proceso de calibración de dos componentes: pórtico y muro de concreto armado. El modelo inelástico que predice de forma más aproximada los parámetros de respuesta experimental es el de plasticidad distribuida. La figura 5.1 muestra los porcentajes de error en la estimación de la resistencia máxima y rigidez lateral inicial de los componentes antes mencionados. Los porcentajes de error en la predicción de la resistencia máxima y la rigidez lateral son conservadores y se encuentran dentro de un rango aceptable de ingeniería (<15%). La idoneidad del modelo de histéresis elegido (Tipo Pivot) se analiza de forma cualitativa. Así, se establece que la apertura de los lazos histeréticos así como la posición de los puntos que actúan como pivotes obtenidos a partir del modelo numérico se correlacionan adecuadamente con los resultados experimentales.

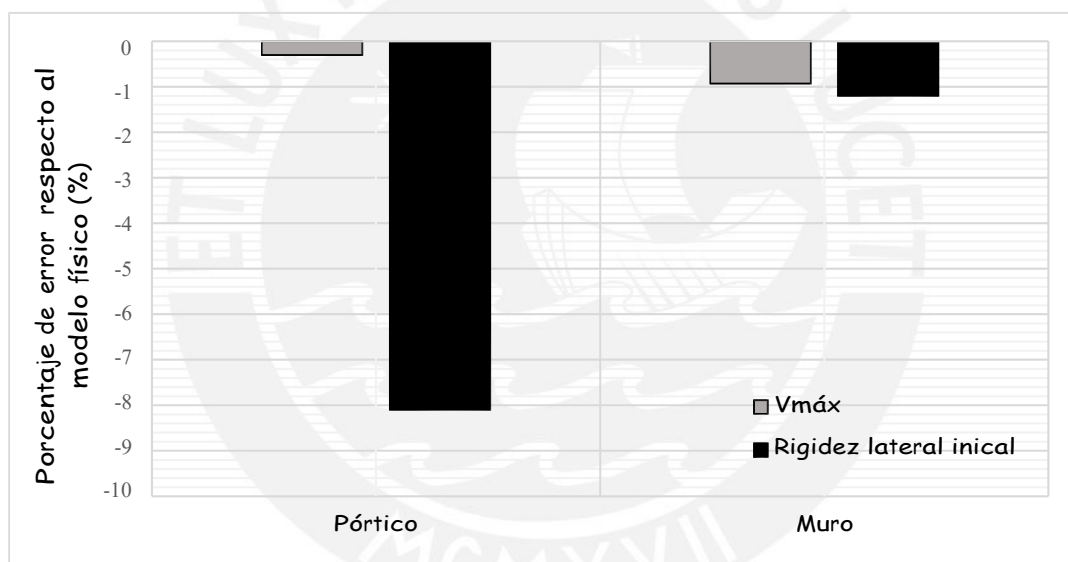


Figura 5.1: Error en la estimación de la respuesta estructural a partir de modelos numéricos

Al respecto de la respuesta estructural

- Para un nivel de peligro sísmico asociado a un periodo de retorno de 500 años, los resultados del análisis lineal de primer orden muestran valores de derivas y desplazamientos laterales mayores en comparación a aquellos encontrados a partir de los análisis no lineales (Tabla 4.8). Lo anterior se explica a partir de las diferencias en las ordenadas de los espectros considerados. Por un lado, el peligro sísmico en el análisis de primer orden se caracterizó a partir de un espectro de diseño (DS-E.030) correspondiente a un suelo intermedio (S2). Por otro lado, de acuerdo a la curva de peligro sísmico para el emplazamiento del edificio obtenida de SENCICO, el espectro de peligro uniforme (UHS)

empleado en los análisis no lineales corresponde a un tipo de suelo rígido. La tabla 5.1 muestra los valores de ordenadas espectrales para los periodos fundamentales en cada una de las direcciones de análisis.

Tabla 5.1: Ordenadas espectrales asociadas a los periodos fundamentales

	T (s)	Sa (g)		Diferencia (%)
		DS-E.030	UHS	
X-X	0.45	1.18	0.7	69
Y-Y	0.85	0.83	0.39	113

- Dada la inherente variabilidad en los resultados del análisis dinámico incremental, además de la calibración y el tratamiento de señales, se han comparado las respuestas estructurales de los análisis no lineales estático y dinámico para un nivel de peligro sísmico asociado a un periodo de retorno de 500 años. La figura 5.2 da cuenta de los resultados de la respuesta estructural máxima para ambos análisis.

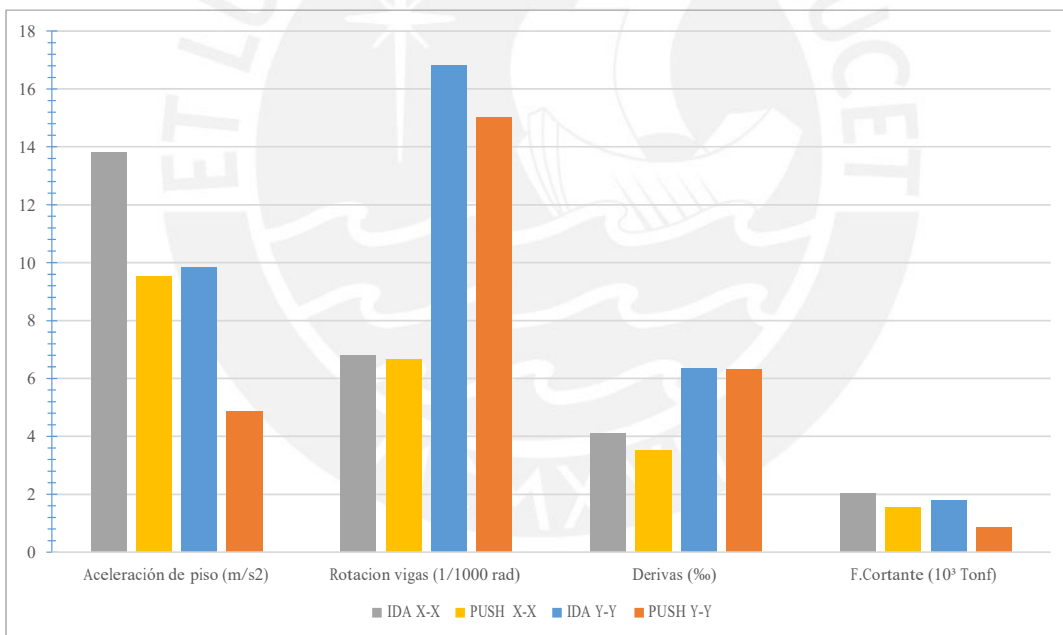


Figura 5.2: Comparación de respuesta estructural máxima PUSHOVER-IDA ($T_{\text{retorno}} = 500\text{años}$)

Sobre la base de lo anterior, se establece que el análisis no lineal estático (pushover) no resulta representativo en cuanto a fuerzas laterales y aceleraciones de piso; por otro lado, en cuanto a derivas de entrepiso y rotaciones de vigas ambos análisis resultan representativos. La no representatividad en el primer caso se puede asociar al hecho de que la convergencia en cuanto a fuerzas y aceleraciones requiere la consideración de un mayor número de modos. Luego, dado que el análisis pushover llevado a cabo solo considera la

influencia del modo fundamental en cada dirección, no resulta suficiente para lograr la convergencia comentada previamente.

- La caracterización de la respuesta estructural para diferentes niveles de intensidad a partir del análisis incremental requiere la elección de un parámetros de demanda y otro de respuesta. Por un lado, la aceleración espectral asociada al modo fundamental y una fracción de amortiguamiento de 5% constituye un parámetro de demanda que reduce los problemas de eficiencia y suficiencia. Por otro lado, la máxima deriva de entrepiso (valor máximo en el tiempo y en todos los niveles del edificio) constituye un parámetro de respuesta que captura adecuadamente la inestabilidad global (Vamvatsikos y Cornell, 2004b). Así, la figura da cuenta de la respuesta estructural a partir de una curva IDA construida a partir de los parámetros de demanda (eje vertical) y de respuesta (eje horizontal) previamente mencionados.

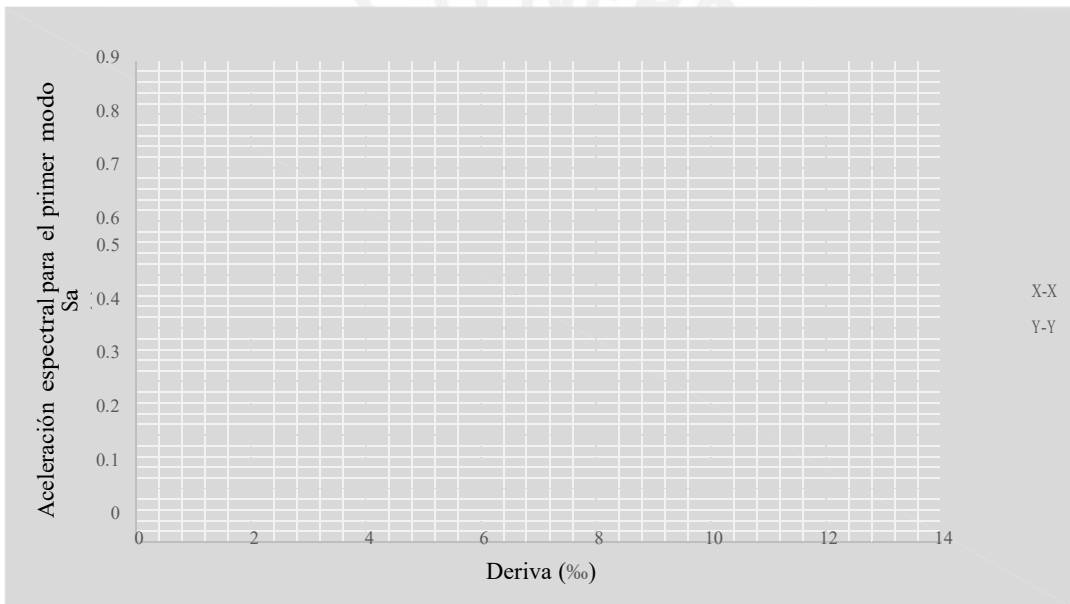


Figura 5.3: Respuesta estructural del edificio a partir de una Curva IDA aproximada por interpolación no lineal

Sobre la base de lo presentado, se establece lo siguiente: primero, el comportamiento lineal elástico ocurre para valores de deriva de entrepiso menores a 2.20 y 3.15 en las direcciones X-X e Y-Y, respectivamente. Tal rango de derivas se correlaciona con valores de demanda menores o iguales que $S_a=0.2g$. Segundo, la progresión del daño caracterizado por la degradación de la pendiente elástica resulta mayor en la dirección X-X respecto a la dirección Y-Y. En la dirección X-X, la degradación se intensifica a partir de un valor de $S_a=0.57g$; en la dirección Y-Y, a partir de $S_a=0.67g$. Tercero, para el valor de $S_a=0.76g$, el inicio de la inestabilidad dinámica puede aproximarse dado que la pendiente se reduce y tiende a un valor nulo.

Al respecto del daño en los componentes

El estado de daño de los componentes se determinó de forma probabilista a partir de las curvas de fragilidad y los valores de los parámetros de demanda estructural. Las figuras 5.4, 5.5 y 5.6 dan cuenta de las probabilidades de incurrir en cada uno de los estados de daños para tres componentes: las placas PL-01 y PL-02, las vigas ubicadas entre la placa PL-03 y la columna C-03, así como los tabiques orientados en la dirección Y-Y.



Figura 5.4: Probabilidad de incurrir en estados de daño para las placas PL-01 y PL-02

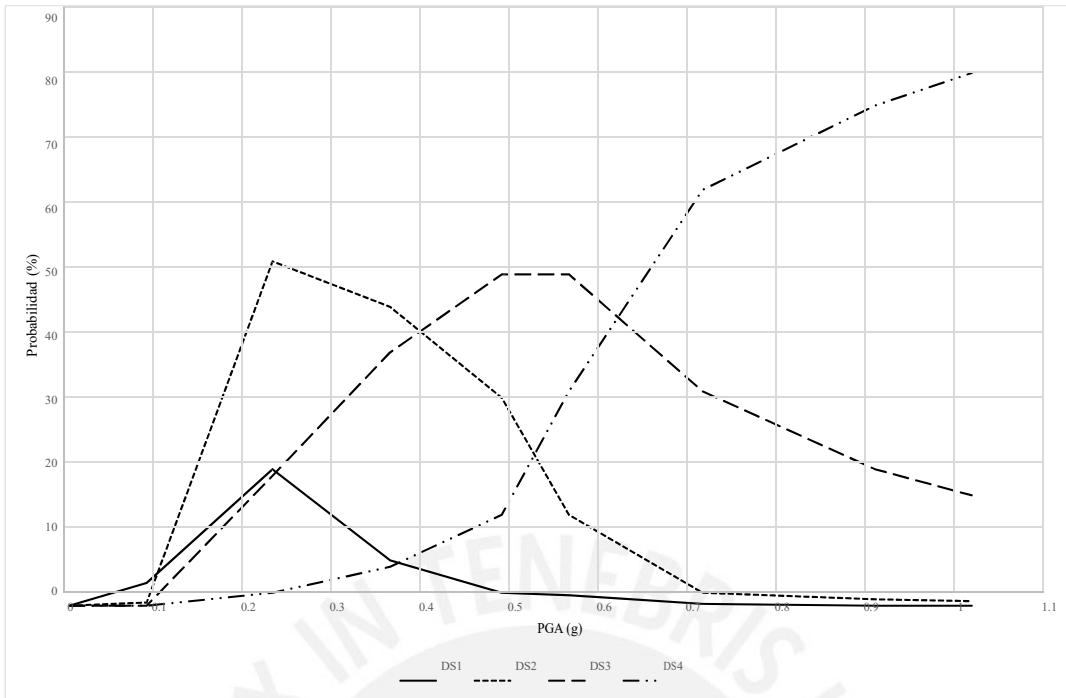


Figura 5.5: Probabilidad de incurrir en estados de daño para las vigas ubicadas entre PL-03 y C-03

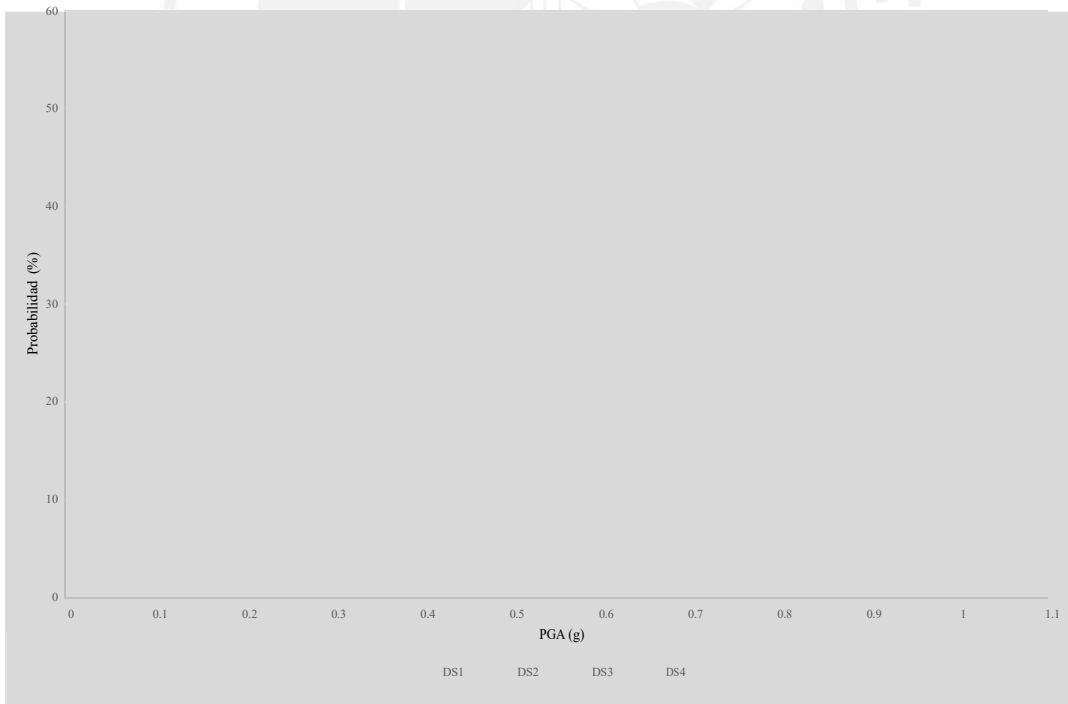


Figura 5.6: Probabilidad de incurrir en estados de daño para los tabiques paralelos a la dirección Y-Y

Sobre la base de la información presentada en la figura 5.4 se establece lo siguiente: primero, la aparición de grietas por flexión en los extremos de las placas PL-01 y PL-02 ocurre con

mayor probabilidad en un rango de aceleraciones pico del terreno (PGA) que varían desde cero hasta 0.09g. Segundo, para un rango de PGA entre 0.09g y 0.72g existe mayor probabilidad de ocurrencia de la fluencia de las barras de refuerzo verticales. Tercero, para valor de PGA mayores a 0.72g, el pandeo de las barras de refuerzo en los extremos de las placas ocurren con una probabilidad de entre 35% y 58%. Finalmente, para un valor de PGA igual a 0.45g (valor de diseño) se espera, con una probabilidad del 51%, que las barras de refuerzo verticales hayan alcanzado el límite de fluencia.

Sobre la base de la información presentada en la figura 5.5 se establece lo siguiente: primero, la aparición de grietas por flexión en las fibras más alejadas de la viga analizada ocurre con mayor probabilidad en un rango de aceleraciones pico del terreno (PGA) que varían desde cero hasta 0.09g. Segundo, para un rango de PGA entre 0.09g y 0.39g existe mayor probabilidad de ocurrencia de la fluencia de las barras de refuerzo superiores e inferiores. Tercero, la ocurrencia de la degradación del 20% de la resistencia del concreto de la viga ocurre para valores de PGA comprendidos entre 0.39g y 0.62g. Cuarto, el pandeo de las barras de refuerzo superiores e inferiores ocurre con una probabilidad comprendida entre 43% y 83% para valores de PGA mayores a 0.62g. Finalmente, para un valor de PGA igual a 0.45g (valor de diseño) se espera, con una probabilidad del 47%, que el concreto haya alcanzado una deformación unitaria de 0.004.

Sobre la base de la información presentada en la figura 5.6 se establece lo siguiente: primero, la aparición de fisuras superficiales en el tarrajeo de los tabiques y/o parapetos ocurre con mayor probabilidad en un rango de aceleraciones pico del terreno (PGA) que varían desde cero hasta 0.27g. Segundo, para un rango de PGA entre 0.27g y 0.64g existe mayor probabilidad de ocurrencia de fisuras en las unidades de albañilería. Tercero, la ocurrencia de fisuras en los elementos de confinamiento así como en las juntas de mortero ocurren para valores de PGA mayores que 0.64g. Finalmente, para un valor de PGA igual a 0.45g (valor de diseño) se espera, con una probabilidad del 41%, que se generen fisuras en algunas unidades de albañilería. El daño reducido que experimentan los tabiques se correlaciona con el hecho de que la relación entre las frecuencias de vibrar de los tabiques ($f=30\text{Hz}$) y las frecuencias de excitación ($f=3\text{Hz}$) es grande; así, el tabique se comporta como un sólido rígido.

Al respecto del desempeño sísmico de la estructura

El desempeño sísmico de la torre B del edificio Faisanes se ha determinado sobre la base de criterios de desplazamientos y costos de reparación probables. Por un lado, las figuras 5.7 y 5.8 muestran las curvas de capacidad sectorizadas y los puntos de desempeño para ambas direcciones de análisis. Si bien los resultados obtenidos indican que la estructura satisface los objetivos básicos de desempeño mostrados en la figura , los autores cuestionan la metodología empleada. Primero, la metodología empleada se basa en un único parámetro de demanda estructural

global (desplazamiento en la azotea); así, ignora el daño local en cada uno de los componentes de la estructura. Segundo, la metodología no permite obtener parámetros cuantificables del desempeño que puedan ser empleados en un análisis de costo-beneficio.

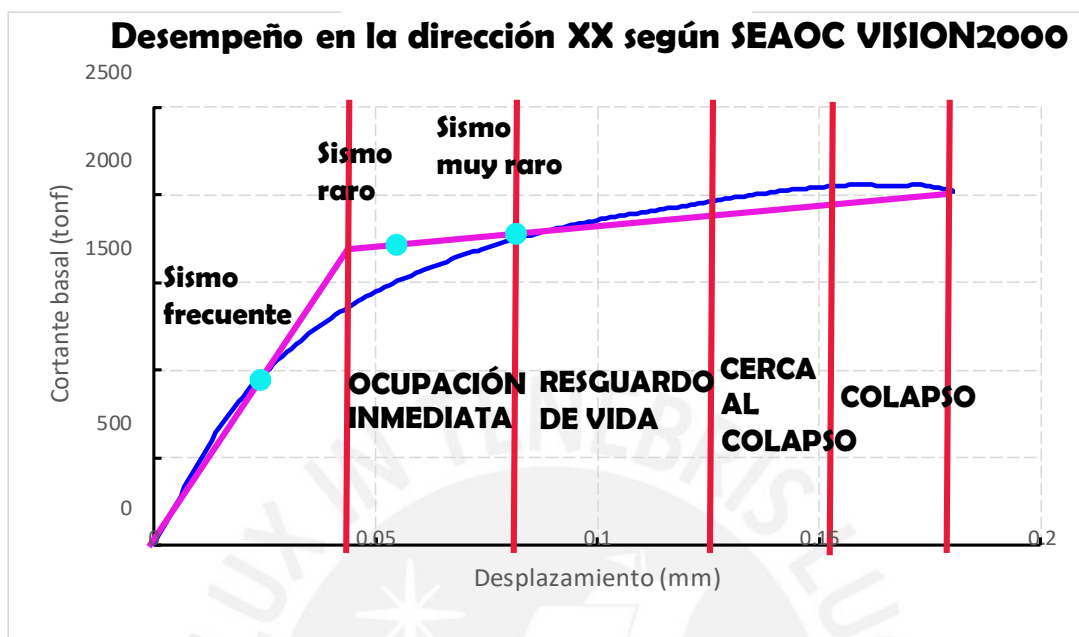


Figura 5.7: Desempeño sísmico en la dirección X-X de la torre B del edificio Faisanes

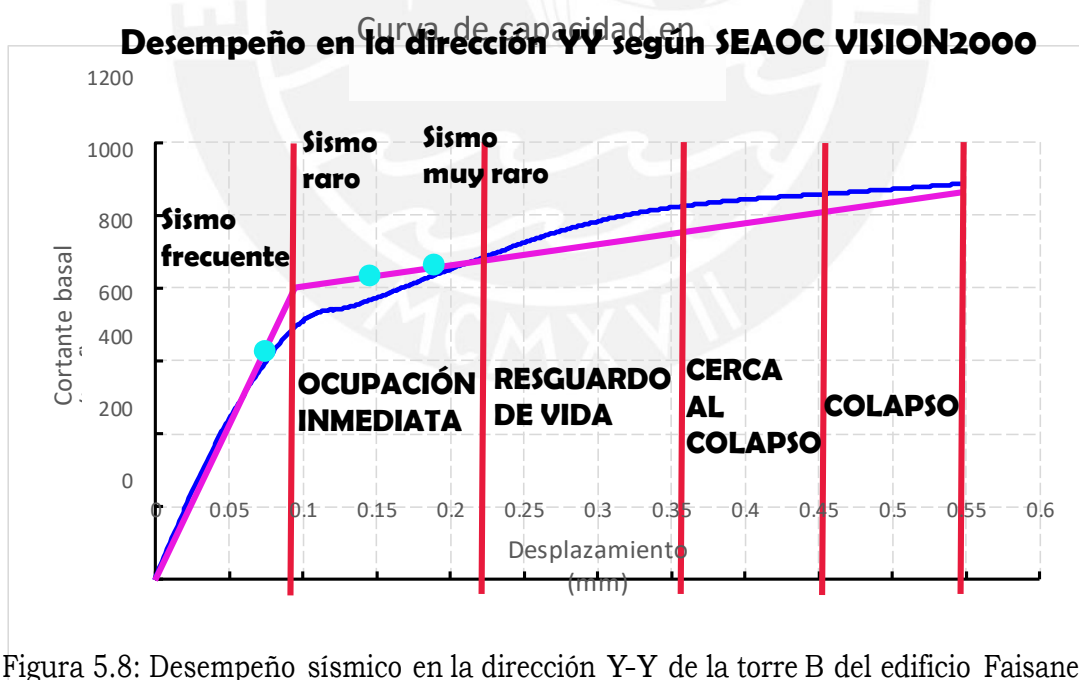


Figura 5.8: Desempeño sísmico en la dirección Y-Y de la torre B del edificio Faisanes

Por otro lado, la evaluación del desempeño basada en costos de reparación toma en cuenta el daño en los componentes de la estructura y permite obtener parámetros cuantificables. A partir del análisis basado en intensidades se han obtenido los costos de reparación para valores

discretos de PGA (Ver figura). Luego, cada uno de tales costos se han caracterizado respecto al costo total del edificio (\$4'105,000) y se han plasmado en la figura .

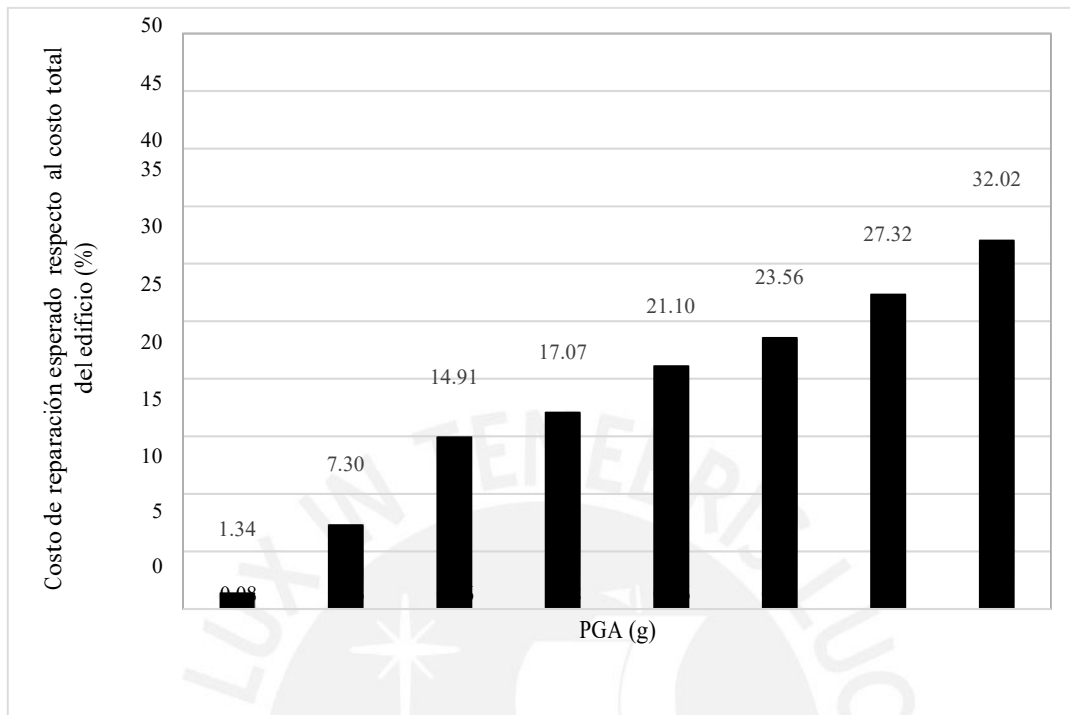


Figura 5.9: Porcentajes del costo total del edificio que representan los costos de reparación para diferentes valores de PGA

Sobre la base de los resultados presentados se establece lo siguiente: para un sismo raro se espera un costo de reparación asociado al 17% del costo total del edificio. Luego, a partir de tal porcentaje y los objetivos de resiliencia planteados por (Almufti y Willford, 2014) se establece que el tiempo estimado de restauración y re-ocupación será mayor a seis meses, y que existe la posibilidad de lesiones en los ocupantes.

Los porcentajes mostrados en las ordenadas de la figura constituyen parámetros para determinar la viabilidad o no de la rehabilitación de la estructura. (Baradaran Shoraka, Yang, y Elwood, 2013) indican que los costos de reparación inferiores al 50% del costo total del edificio hacen viable su rehabilitación. Así, se establece que la rehabilitación de la torre B del edificio Faisanes es viable incluso para un valor de PGA de 1.0 g.

El costo de reparación anual esperado (EAL) es el resultado más importante del análisis basado en el tiempo pues caracteriza los costos reparación a consecuencia de todos los sismos que pueden ocurrir durante un año. (Cutfield, Ryan, y Ma, 2016) establece una relación entre la pérdida esperada (EL) en el tiempo de vida de una estructura (L), una tasa de rendimiento económica (DR) y el valor de EAL. Tal relación se muestra en la expresión 5.1.

$$EL = EAL \cdot \left(\frac{1 - e^{-DR \cdot (L)}}{DR} \right) \quad (5.1)$$

En el Perú, el valor de la tasa de rendimiento para acciones de reparación se cuantifica como 4% (Loa y Muñoz, 2020). Luego, al evaluar la expresión 5.1 para un tiempo de vida de 50 años, se obtiene un valor de pérdida esperada de \$637,149 (15.4% del costo total del edificio). Este valor puede emplearse en la toma de decisiones acerca de la pertinencia o no de un reforzamiento estructural.



6. Conclusiones

El procedimiento de calibración de la respuesta no lineal de los componentes representativos de la estructura analizada resultó imperante para reducir la incertidumbre en la predicción de la respuesta de toda la estructura. Al respecto se concluye lo siguiente: primero, el modelo inelástico de plasticidad distribuida tipo fibra así como el modelo de histéresis tipo Pivot permitieron simular la respuesta no lineal de dos componentes de concreto armado: pórtico y muro estructural. Segundo, los porcentajes de errores máximos respecto a los modelos físicos en cuanto a resistencia máxima y rigidez lateral son de -1 % y -8 %. Tercero, de forma cualitativa, la apertura de los lazos histeréticos así como la posición de los puntos que actúan como pivotes obtenidos a partir del modelo numérico se correlacionan adecuadamente con los resultados experimentales. Cuarto, una limitación encontrada durante el proceso de calibración fue la poca o nula disponibilidad de resultados experimentales en el Perú.

Desde la perspectiva de desplazamientos, la torre B del edificio Faisanes satisface los objetivos básicos de desempeño planteados por SEAOC. Más aún, para el sismo raro o de diseño, la estructura analizada supera las aspiraciones implícitas en la norma peruana de Diseño Sismorresistente E.030. No obstante, la metodología empleada se cuestiona por lo siguiente: por un lado, se ignora el daño local en cada uno de los componentes de la estructura dado que el desempeño se determina a partir de un parámetro de respuesta global (desplazamientos en el último nivel). Por otro lado, pese a incurrir en el rango de comportamiento no lineal, la metodología no brinda parámetros cuantificables del daño ni de sus consecuencias.

Desde la perspectiva de costos de reparación, la torre B del edificio Faisanes puede ser rehabilitada luego de un movimiento sísmico de hasta un PGA de 1.0g. Esto dado que los costos de reparación esperados respecto al costo total del edificio son inferiores al 50 % para los 8 niveles de peligro sísmico analizado. Ante la ocurrencia de un sismo cuyo periodo de retorno es de 500 años se espera una pérdida de \$700,872, un tiempo de restauración y re-ocupación mayor a seis meses, y posibilidad de lesiones en los ocupantes.

Al considerar todos los posibles eventos sísmicos que pueden ocurrir en un año en el emplazamiento de la torre B del edificio Faisanes se espera un costo de reparación anual de \$29,475. Luego, a valor presente, para un tiempo de vida de 50 años para tal estructura se espera una pérdida de \$637,149. Éste último valor se puede emplear en la evaluación del costo beneficio para determinar la viabilidad de un futuro reforzamiento sísmico de la estructura o para invertir en un seguro de vivienda.

Finalmente, la evaluación del desempeño sísmico a partir de costos de reparación presenta ventajas respecto a la metodología planteada por SEAOC ya que toma en cuenta todos los posibles sismos que pueden ocurrir en el emplazamiento de la estructura analizada, permite identificar el daño en cada uno de los componentes de la estructura así como parámetros cuantificables del desempeño. No obstante, en el desarrollo del presente trabajo se han identificado limitaciones

asociadas a la necesidad del trabajo de laboratorio para caracterizar las curvas de fragilidad de los componentes así como los costos de reparación.



Bibliografía

- ACI. (2019). Building code requirements for reinforced concrete (aci 318-19)..
- Almufti, I., y Willford, M. (2014). The reditm rating system: A framework to implement resilience-based earthquake design for new buildings. En 10th us national conference on earthquake engineering, frontiers of earthquake engineering, july (pp. 21–25).
- Applied Technology Council. (2018). Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology. Fema P-58-1, 1(December 2018), 340.
- ASCE. (2013). Minimum design loads for buildings and other structures (asce/sei 7-10)..
- ASCE-41-17. (2017). Asce standard, asce/sei, 41-17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings..
- ATC, A. (1996). 40 (1996) seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Applied technology council, report ATC-40. Redwood City.
- ATC-40. (1996). Atc-40, seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. SSC 96, 1.
- Baradaran Shoraka, M., Yang, T., y Elwood, K. (2013). Seismic loss estimation of non-ductile reinforced concrete buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(2), 297–310.
- BBVA. (2019). New home and prime office market in Lima Metropolitana (n.º March). <https://www.bbvaresearch.com/publicaciones/peru-mercado-de-viviendas-nuevas-y-oficinas-prime-en-lima-metropolitana/>.
- Birely, A. C. (2012). Seismic performance of slender reinforced concrete structural walls. University of Washington.
- Bommer, J. J. (2002). Deterministic vs. probabilistic seismic hazard assessment: an exaggerated and obstructive dichotomy. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(spec01), 43–73.
- Calvi, G. M., Sullivan, T., y Welch, D. (2014). A seismic performance classification framework to provide increased seismic resilience. En *Perspectives on european earthquake engineering and seismology* (pp. 361–400). Springer, Cham.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*, 4ta edición. En (pp. 467–513). Pearson Higher Ed.
- Chopra, R. K., Anil K y Goel. (2001). Un procedimiento de análisis modal de impulso para estimar las demandas sísmicas de edificios: teoría y evaluación preliminar. PEER 2001/03.
- Cutfield, M., Ryan, K., y Ma, Q. (2016). Comparative life cycle analysis of conventional and base-isolated buildings. *Earthquake Spectra*, 32(1), 323–343.
- Dazio, A., Wenk, T., y Bachmann, H. (1999). Versuche an stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer einwirkung (quasi-static cyclic tests on rc structural walls). Rep, 239.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., y Willford, M. R. (2010). Nonlinear structural analysis for seismic design. NEHRP seismic design technical brief, 4, 1–36.
- Duong, K. V. (2006). Seismic behaviour of a shear-critical reinforced concrete frame: an experimental and numerical investigation. University of Toronto.

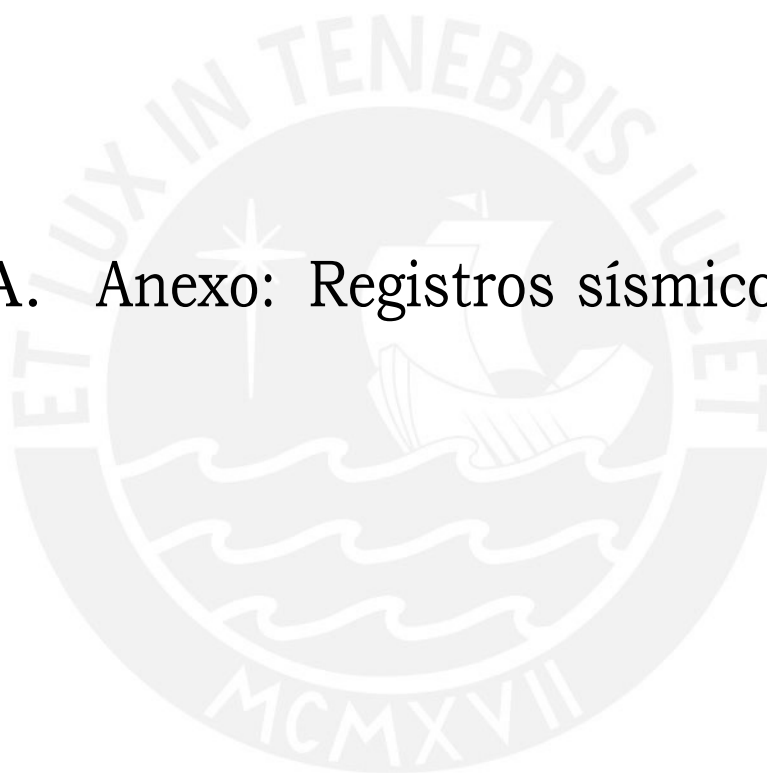
- FEMA. (1999). Multi-hazard loss estimation methodology earthquake model. FEMA-440, Redwood City.
- Galvez, A. (2020). Evaluación sísmica basado en desempeño. material del seminario análisis no lineal. Grupo La Rianza.
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering structures*, 23(8), 878–884.
- Gomez-Rivas, A., Pincus, G., y Tito, J. A. (2012). Models, computers and structural analysis. En *Proceedings of 10th latin american and caribbean conference for engineering and technology, panama city, panama*.
- Hanks, T. C., y Cornell, C. A. (1994). Probabilistic seismic hazard analysis: A beginner's guide. En *Proceedings of the fifth symposium on current issues related to nuclear power plant structures, equipment and piping* (pp. 1–1).
- Hirakawa, N., y Kanda, J. (1997). Estimation of failure costs at various damage states. En *Summaries of technical papers of annual meeting of architectural institute of japan* (Vol. 1, pp. 75–76).
- Ibarra, L. F., y Krawinkler, H. (2005). Global collapse of frame structures under seismic excitations. Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, CA.
- Institute, E. P. R. (2018). Seismic fragility and seismic margin guidance for seismic probabilistic risk assessment. EPRI 3002012994.
- Izadpanah, M., y Habibi, A. (2015). Evaluating the spread plasticity model of idarc for inelastic analysis of reinforced concrete frames. *Struct. Eng. Mech*, 56(2), 169–188.
- Jeong, S. Y., Kang, T. H.-K., Yoon, J. K., y Klemencic, R. (2020). Seismic performance evaluation of a tall building: Practical modeling of surrounding basent structures. *Journal of Building Engineering*, 101420.
- Kim, S.-E., y Lee, D.-H. (2002). Second-order distributed plasticity analysis of space steel frames. *Engineering Structures*, 24(6), 735–744.
- Kircher, C., Deierlein, G., Hooper, J., Krawinkler, H., Mahin, S., Shing, B., y Wallace, J. (2010, 2010-11-15). Evaluation of the fema p-695 methodology for quantification of building seismic performance factors. Grant/Contract Reports (NISTGCR), National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD. Descargado de https://tsapps.nist.gov/publication/get_pdf.cfm?pub_id=915492
- Kramer, S. L., y cols. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pearson Education India.
- Krawinkler, H., y Seneviratna, G. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering structures*, 20(4-6), 452–464.
- Lin, Y.-Y., Chang, K.-C., y Wang, Y.-L. (2004). Comparison of displacement coefficient method and capacity spectrum method with experimental results of rc columns. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 33(1), 35–48.
- Loa, G., y Muñoz, J. (2020). Technical-economic evaluation of the use of seismic isolation in a peruvian office building.

- McGuire, W., Gallagher, R. H., y Ziemian, R. D. (2000). Matrix structural analysis.
- Midorikawa, M., Okawa, I., Iiba, M., y Teshigawara, M. (2003). Performance-based seismic design code for buildings in japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 4(1), 15–25.
- Miranda, E., y Aslani, H. (2003). Probabilistic response assessment for building-specific loss estimation. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Miranda, E., y Taghavi, S. (2002). Issues on propagation of uncertainties for loss estimation. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Porter, K., Farokhnia, K., Vamvatsikos, D., y Cho, I. (2014). Guidelines for component-based analytical vulnerability assessment of buildings and nonstructural elements. Pavia: GEM Foundation.
- Porter, K. A., Kiremidjian, A. S., y LeGrue, J. S. (2001). Assembly-based vulnerability of buildings and its use in performance evaluation. *Earthquake spectra*, 17(2), 291–312.
- SAP2000-Linear, C. (2011). Dynamic analysis and design of three-dimensional structures: Basic analysis reference manual. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.
- SEAOC. (1995). Performance-based seismic engineering. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
- SENCICO. (2016). Servicio web de consultas para la determinación del peligro sísmico en el territorio nacional. [urlhttp://page.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=331](http://page.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=331).
- Silva, A., Castro, J. M., y Monteiro, R. (2020). A rational approach to the conversion of fema p-58 seismic repair costs to europe. *Earthquake Spectra*, 8755293019899964.
- Son, J.-K., y Lee, C.-H. (2020). Hysteresis model for the cyclic response of existing reinforced concrete frames. *Journal of the Korean Association for Spatial Structures*, 20(3), 81–89.
- Tavera, H., y Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú.
- Townsend, T. (2021). International construction market survey 2021. Available online: <https://www.turnerandtownsend.com/en/perspectives/international-construction-market-survey-2019/>(accessed on 29 July 2021).
- Vamvatsikos, D., y Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3), 491–514.
- Vamvatsikos, D., y Cornell, C. A. (2004a). Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra*, 20(2), 523–553.
- Vamvatsikos, D., y Cornell, C. A. (2004b). Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake spectra*, 20(2), 523–553.
- Villaverde, R. (2007). Methods to assess the seismic collapse capacity of building structures: State of the art. *Journal of Structural Engineering*, 133(1), 57–66.
- Westenenk, B., de la Llera, J. C., Jünemann, R., Hube, M. A., Besa, J. J., Lüders, C., ... Jordán, R. (2013). Analysis and interpretation of the seismic response of rc buildings in concepción during the february 27, 2010, chile earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(1), 69–91.

- Xi, W. (2014). Performance based implementation of seismic protective devices for structures (Tesis Doctoral no publicada). UCLA.
- Yang, T., Moehle, J., Stojadinovic, B., y Der Kiureghian, A. (2009). Seismic performance evaluation of facilities: methodology and implementation. *Journal of Structural Engineering*, 135(10), 1146–1154.
- Zareian, F., y Krawinkler, H. (2007). Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 1901–1914.



A. Anexo: Registros sísmicos



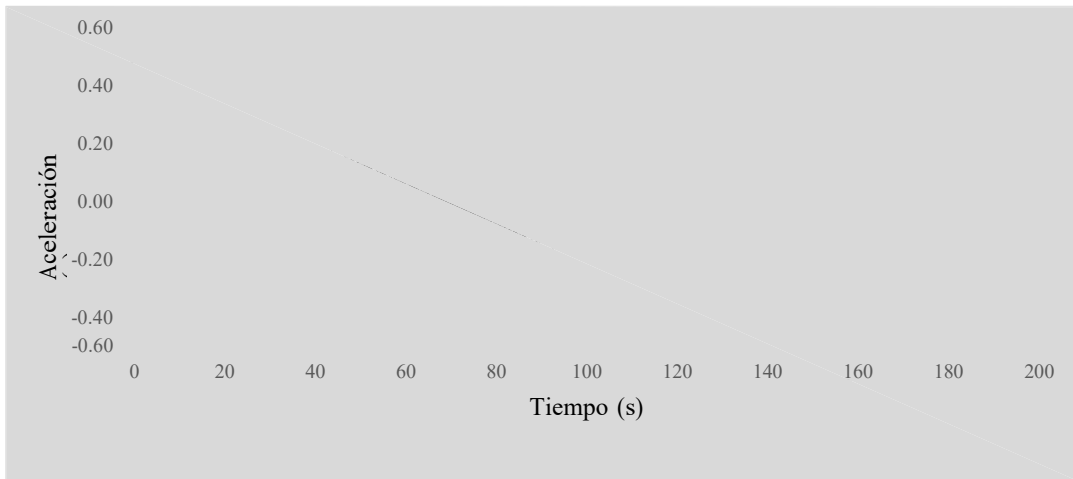


Figura 1.1: Registro corregido de aceleraciones del terreno: Curico

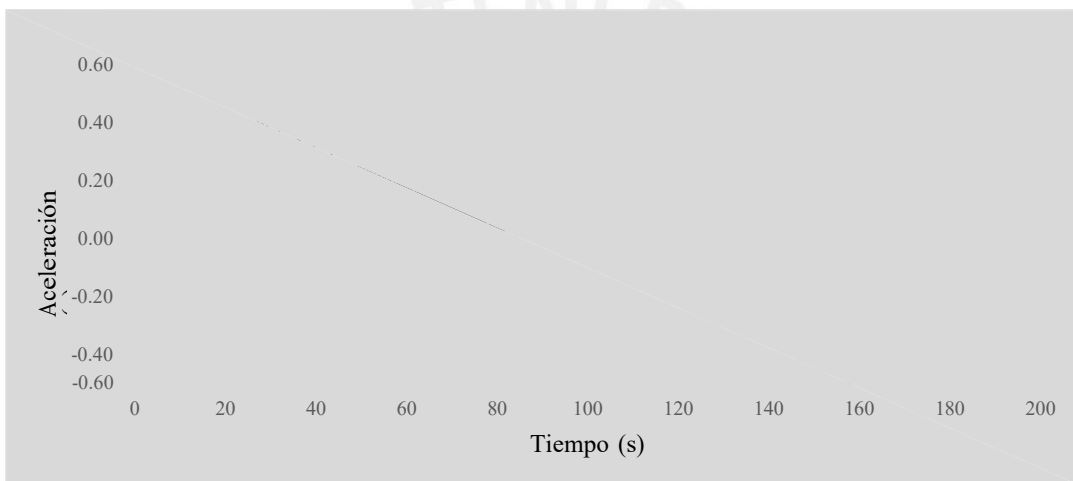


Figura 1.2: Registro corregido de aceleraciones del terreno: Hualane

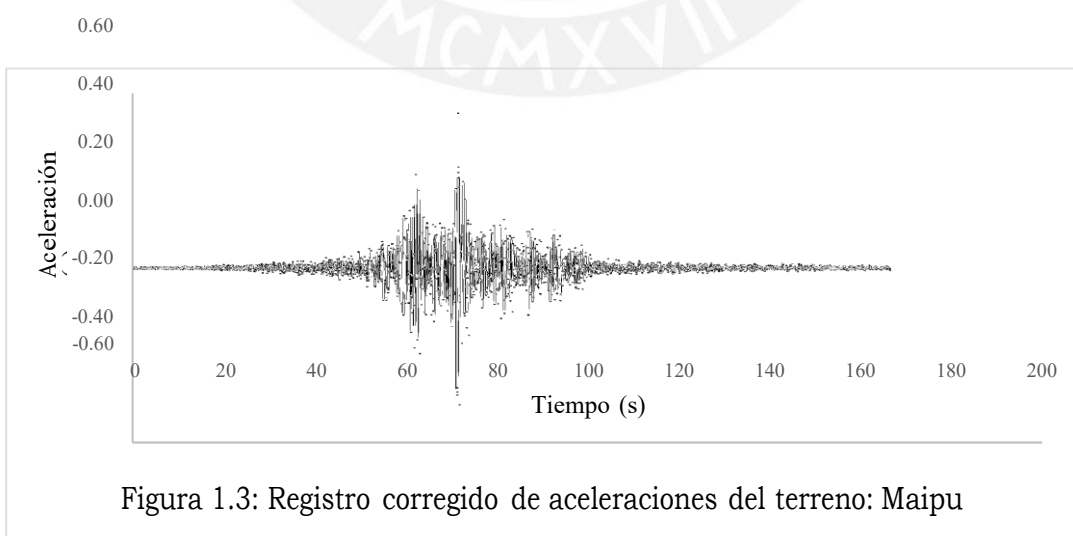


Figura 1.3: Registro corregido de aceleraciones del terreno: Maipu

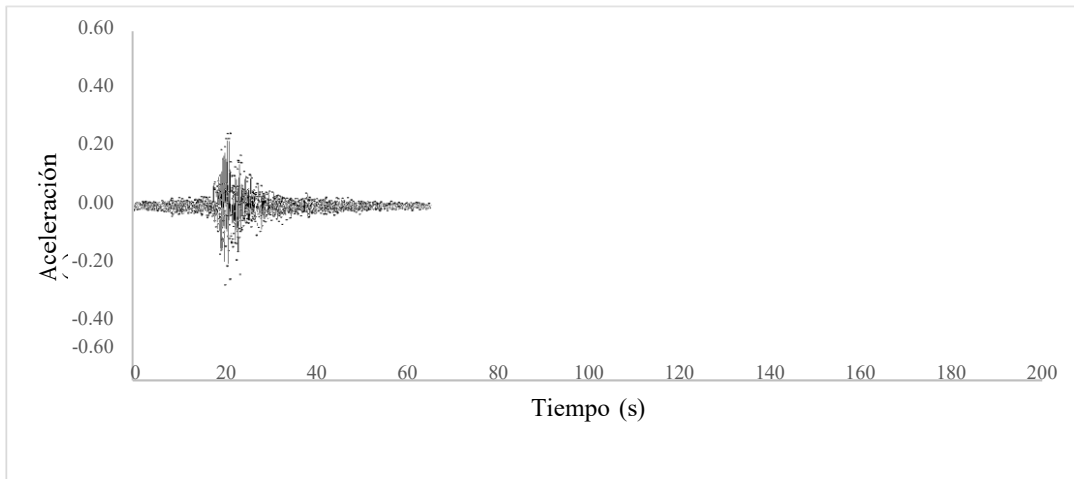


Figura 1.4: Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 66NS

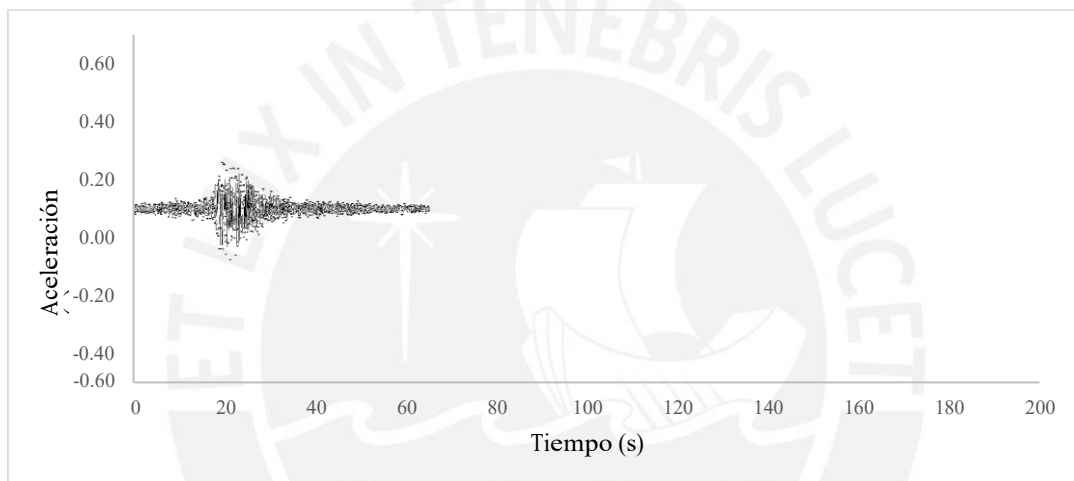


Figura 1.5: Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 66EW

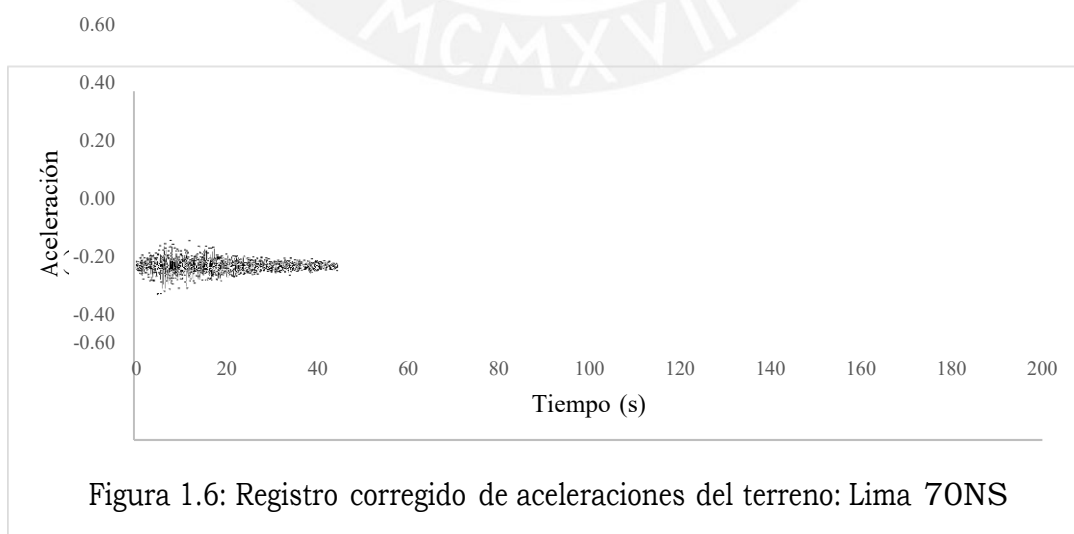


Figura 1.6: Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 70NS

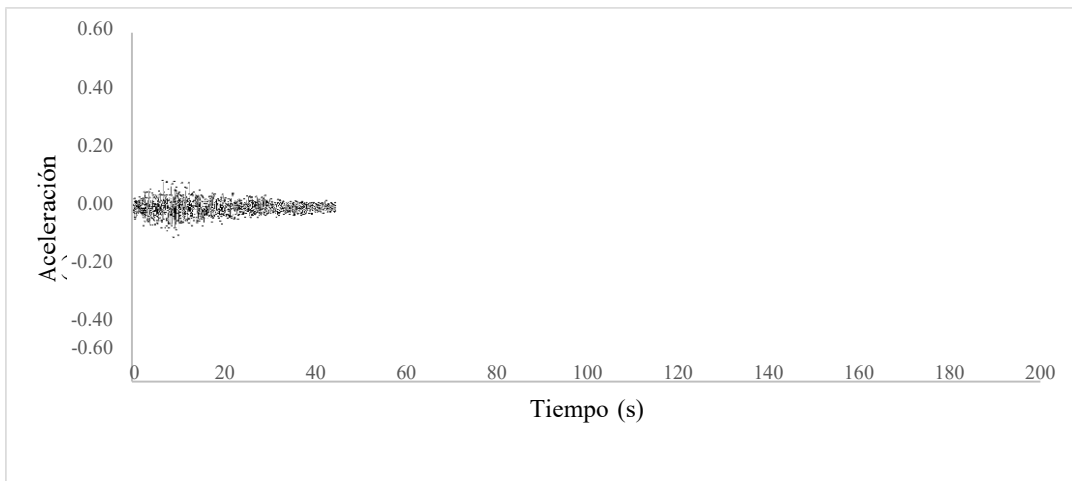


Figura 1.7: Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 70EW

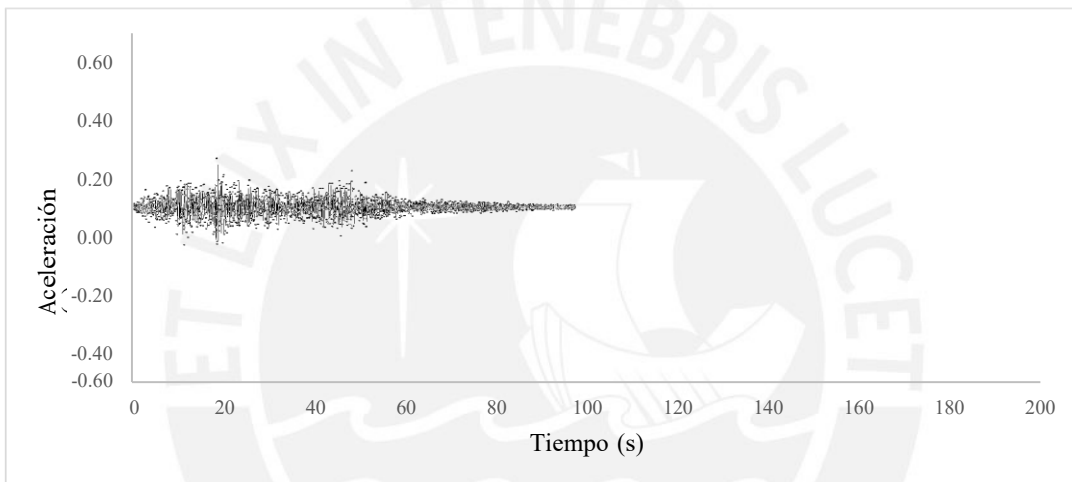


Figura 1.8: Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 74NS

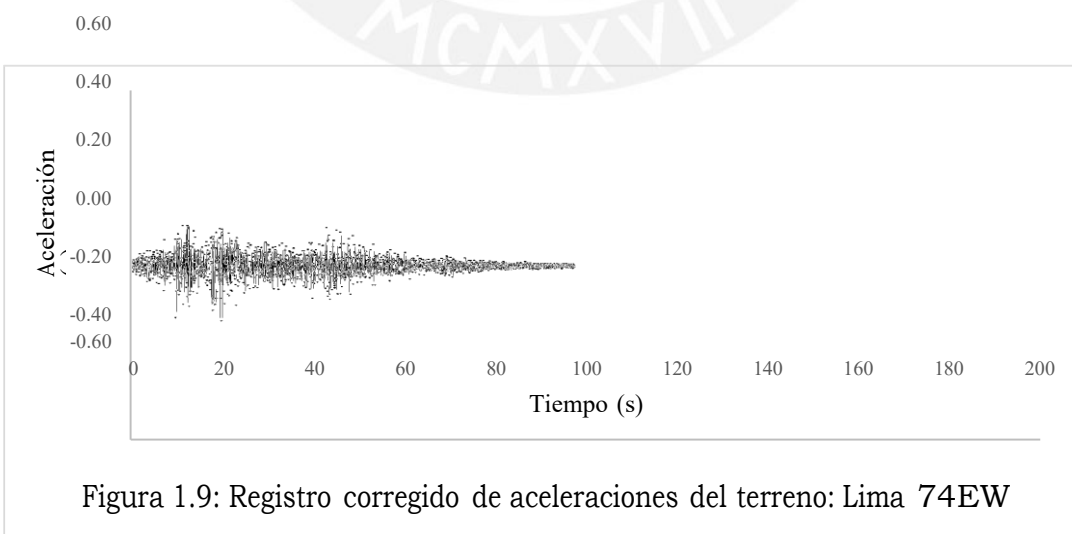


Figura 1.9: Registro corregido de aceleraciones del terreno: Lima 74EW

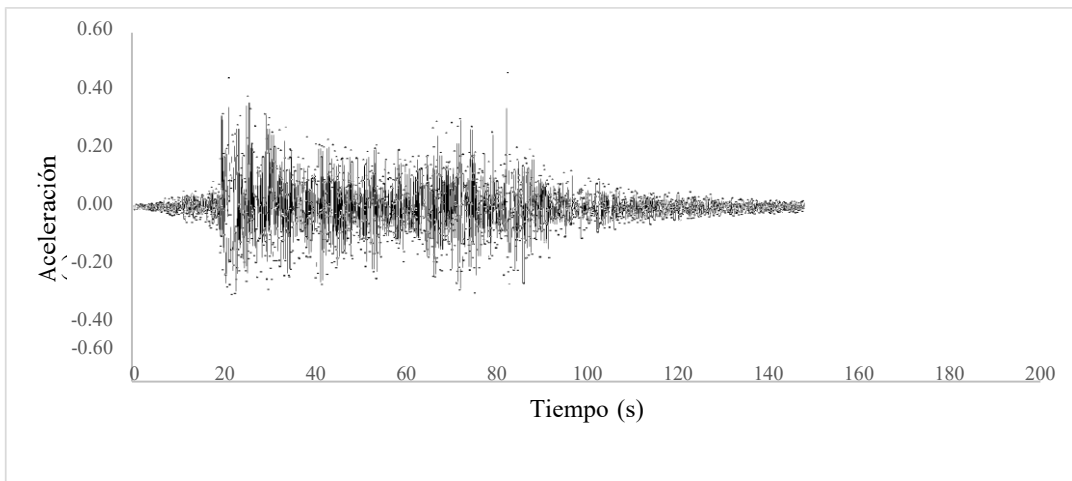


Figura 1.10: Registro corregido de aceleraciones del terreno: Talca

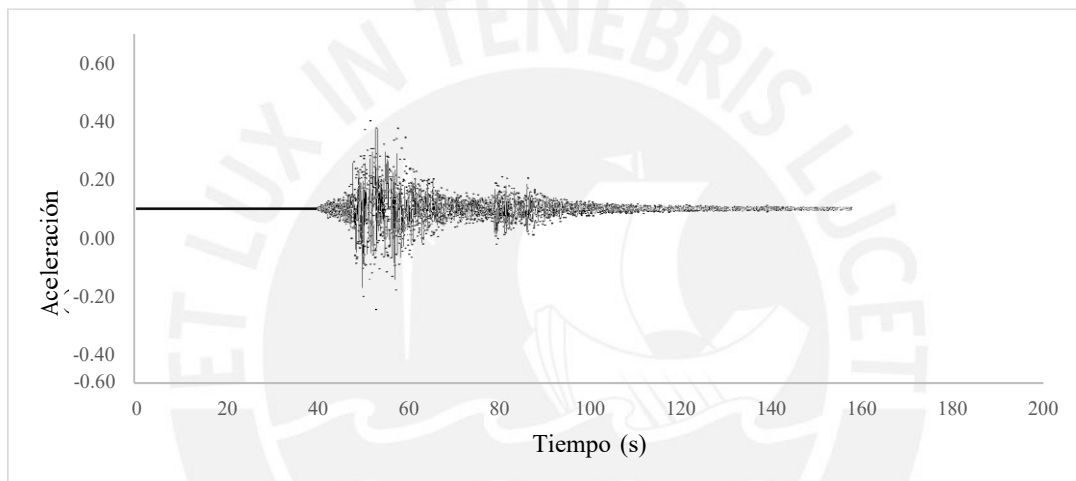


Figura 1.11: Registro corregido de aceleraciones del terreno: Tocopilla



B. Anexo: Parámetros de demanda
estructural

NIVEL 1 - Derivas

X-X (DERIVAS MAX %0)

	SEÑAL								
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIÓN
T10	0.745	0.756	0.64	0.642	0.733	0.765	0.673	0.708	0.054
T9	0.76	0.772	0.654	0.655	0.75	0.781	0.688	0.723	0.055
T8	0.768	0.78	0.66	0.661	0.757	0.789	0.694	0.730	0.056
T7	0.764	0.775	0.652	0.656	0.746	0.783	0.686	0.723	0.057
T6	0.745	0.752	0.627	0.637	0.717	0.76	0.662	0.700	0.057
T5	0.708	0.711	0.585	0.602	0.669	0.718	0.619	0.659	0.056
T4	0.652	0.65	0.526	0.55	0.601	0.655	0.559	0.599	0.055
T3	0.574	0.566	0.449	0.479	0.515	0.57	0.48	0.519	0.051
T2	0.474	0.462	0.357	0.391	0.413	0.465	0.385	0.421	0.046
T1	0.31	0.296	0.227	0.256	0.261	0.299	0.245	0.271	0.031
MÁXIMO	0.768	0.78	0.66	0.661	0.757	0.789	0.694	0.730	0.056

Y-Y

	SEÑAL								
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIÓN
T10	0.951	1.115	0.923	0.931	0.908	0.996	0.95	0.968	0.071
T9	0.998	1.173	0.968	0.979	0.953	1.045	1	1.017	0.075
T8	1.041	1.219	1.011	1.025	0.989	1.084	1.047	1.059	0.076
T7	1.073	1.241	1.044	1.062	1.005	1.104	1.083	1.087	0.075
T6	1.083	1.229	1.056	1.081	0.987	1.095	1.098	1.090	0.072
T5	1.06	1.174	1.036	1.07	0.927	1.052	1.079	1.057	0.073
T4	0.998	1.075	0.975	1.017	0.824	0.968	1.015	0.982	0.078
T3	0.884	0.928	0.863	0.91	0.682	0.839	0.897	0.858	0.083
T2	0.717	0.737	0.698	0.744	0.515	0.667	0.724	0.686	0.080
T1	0.423	0.429	0.411	0.441	0.285	0.387	0.423	0.400	0.053
MÁXIMO	1.083	1.241	1.056	1.081	1.005	1.104	1.098	1.095	0.072

NIVEL 2

X-X (DERIVAS %o)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	2.333707865	2.307490637	2.134831461	1.928838951	2.164044944	2.258052434	2.144569288	2.182	0.137
T9	2.378277154	2.346441948	2.174531835	1.965168539	2.194007491	2.297378277	2.18164794	2.220	0.139
T8	2.362172285	2.366292135	2.1917603	1.984644195	2.216479401	2.317602996	2.201123596	2.234	0.133
T7	2.32247191	2.358801498	2.177902622	1.96741573	2.224719101	2.310861423	2.195131086	2.222	0.132
T6	2.270411985	2.316853933	2.128464419	1.930337079	2.210861423	2.271161049	2.155805243	2.183	0.130
T5	2.137078652	2.218726592	2.038576779	1.858801498	2.161797753	2.187265918	2.074157303	2.097	0.122
T4	2.0082397	2.06928839	1.888764045	1.72659176	2.055805243	2.034456929	1.927715356	1.959	0.122
T3	1.768539326	1.819850187	1.647565543	1.510486891	1.84494382	1.776779026	1.689513109	1.723	0.116
T2	1.391011236	1.42659176	1.286891386	1.207865169	1.478277154	1.386516854	1.343820225	1.360	0.090
T1	0.810858508	0.820221951	0.746439346	0.735952515	0.861045806	0.79700104	0.780896338	0.793	0.043
MÁXIMO	2.378277154	2.366292135	2.1917603	1.984644195	2.224719101	2.317602996	2.201123596	2.238	0.136

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	2.043445693	2.704868914	2.14082397	2.893258427	3.334456929	2.74906367	3.119850187	2.712	0.476
T9	2.165168539	2.870037453	2.060674157	3.004494382	3.486891386	2.894382022	3.246816479	2.818	0.528
T8	2.29588015	3.037827715	2.05505618	3.0917603	3.487265918	2.995131086	2.961048689	2.846	0.495
T7	2.391011236	3.184269663	2.241573034	3.1917603	3.092883895	3.067041199	2.483146067	2.807	0.416
T6	2.449812734	3.262921348	2.46741573	3.231086142	2.679400749	2.953558052	2.428464419	2.782	0.367
T5	2.43258427	3.277153558	2.658426966	3.156928839	2.888014981	2.892883895	2.524344569	2.833	0.315
T4	2.344569288	3.182022472	2.762172285	2.934456929	2.979026217	2.781273408	2.598127341	2.797	0.273
T3	2.142696629	2.95093633	2.709737828	2.564419476	2.874531835	2.524344569	2.534456929	2.614	0.268
T2	1.740074906	2.490636704	2.412734082	2.097752809	2.508614232	2.096254682	2.232958801	2.226	0.275
T1	1.083895063	1.402247111	1.420599167	1.233333244	1.502621657	1.230711544	1.322097301	1.314	0.142
MÁXIMO	2.449812734	3.277153558	2.762172285	3.231086142	3.487265918	3.067041199	3.246816479	3.074	0.354

NIVEL 3

X-X (DERIVAS ‰)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	4.286	3.841	3.861	3.573	3.894	3.873	3.7	3.861	0.220
T9	4.333	3.904	3.926	3.628	3.94	3.925	3.742	3.914	0.219
T8	4.361	3.935	3.962	3.65	3.967	3.952	3.773	3.943	0.220
T7	4.364	3.928	3.961	3.629	3.966	3.945	3.786	3.940	0.224
T6	4.325	3.878	3.912	3.554	3.922	3.891	3.764	3.892	0.231
T5	4.205	3.772	3.779	3.394	3.8	3.763	3.669	3.769	0.239
T4	3.955	3.582	3.53	3.115	3.554	3.51	3.454	3.529	0.246
T3	3.509	3.232	3.09	2.684	3.142	3.067	3.066	3.113	0.245
T2	2.843	2.654	2.327	2.083	2.534	2.478	2.484	2.486	0.240
T1	1.544	1.436	1.212	1.101	1.375	1.372	1.373	1.345	0.146
MÁXIMO	4.364	3.935	3.962	3.65	3.967	3.952	3.786	3.945	0.219

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	4.667	5.301	4.84	5.96	3.313	5.134	5.452	4.952	0.837
T9	4.878	5.512	5.064	6.202	3.539	5.366	5.659	5.174	0.838
T8	5.105	5.717	5.253	6.364	3.82	5.562	5.767	5.370	0.795
T7	5.374	5.917	5.389	6.421	4.133	5.718	5.774	5.532	0.711
T6	5.647	6.064	5.416	6.324	4.409	5.805	5.636	5.614	0.610
T5	5.853	6.112	5.278	6.047	4.573	5.791	5.257	5.559	0.552
T4	5.906	5.949	4.916	5.522	4.568	5.565	4.629	5.294	0.583
T3	5.65	5.427	4.321	4.694	4.298	5.05	3.717	4.737	0.685
T2	4.869	4.544	3.455	3.632	3.622	4.152	2.743	3.860	0.718
T1	2.576	2.423	1.764	1.815	1.952	2.154	1.373	2.008	0.412
MÁXIMO	5.906	6.112	5.416	6.421	4.573	5.805	5.774	5.715	0.591

NIVEL 4

X-X (DERIVAS ‰)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	4.10	4.41	4.41	3.02	4.17	4.21	3.82	4.18	0.220
T9	4.14	4.47	4.47	3.07	4.24	4.26	3.88	4.24	0.222
T8	4.18	4.50	4.50	3.10	4.27	4.29	3.92	4.28	0.221
T7	4.20	4.45	4.45	3.09	4.25	4.28	3.91	4.25	0.198
T6	4.19	4.41	4.41	3.05	4.18	4.22	3.85	4.21	0.202
T5	4.12	4.24	4.24	2.91	4.03	4.08	3.72	4.07	0.196
T4	3.95	4.01	4.01	2.67	3.73	3.81	3.43	3.82	0.225
T3	3.55	3.60	3.60	2.32	3.23	3.34	2.96	3.38	0.254
T2	2.77	2.95	2.95	1.67	2.49	2.66	2.30	2.69	0.261
T1	1.48	1.57	1.57	0.81	1.29	1.42	1.23	1.43	0.143
MÁXIMO	4.20	4.50	4.50	3.10	4.27	4.29	3.92	4.28	0.220

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	5.57	5.08	5.14	7.14	5.77	5.39	6.59	5.59	0.553
T9	5.83	5.16	5.26	7.42	5.99	5.64	6.85	5.79	0.610
T8	6.09	5.37	5.29	7.61	6.11	5.83	7.02	5.95	0.629
T7	6.33	5.53	5.33	7.68	6.10	5.96	7.08	6.05	0.621
T6	6.50	5.58	5.39	7.55	5.92	5.97	6.88	6.04	0.558
T5	6.54	5.69	5.41	7.08	5.60	5.83	6.25	5.89	0.427
T4	6.36	5.66	5.26	6.08	5.15	5.49	5.26	5.53	0.447
T3	5.87	5.28	4.68	4.81	4.58	4.84	3.96	4.87	0.651
T2	4.88	4.72	4.06	3.56	3.80	3.80	2.66	3.99	0.794
T1	2.52	2.65	2.22	1.67	2.03	1.92	1.22	2.09	0.509
MÁXIMO	6.54	5.69	5.41	7.68	6.11	5.97	7.08	6.13	0.600

NIVEL 5

X-X (DERIVAS %o)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	4.718	4.991	4.704	5.382	4.587	5.08	5.315	4.968	0.312
T9	4.769	5.05	4.765	5.448	4.647	5.12	5.383	5.026	0.314
T8	4.799	5.081	4.798	5.487	4.678	5.142	5.402	5.055	0.313
T7	4.801	5.07	4.8	5.493	4.676	5.143	5.365	5.050	0.308
T6	4.75	4.997	4.758	5.445	4.631	5.113	5.248	4.992	0.297
T5	4.593	4.8	4.65	5.331	4.522	5.037	5.005	4.848	0.291
T4	4.236	4.382	4.439	5.115	4.302	4.892	4.589	4.565	0.326
T3	3.649	3.766	4.04	4.652	3.919	4.684	3.985	4.099	0.410
T2	2.807	2.974	3.439	3.618	3.272	4.282	3.112	3.358	0.491
T1	1.446	1.571	1.849	1.82	1.684	2.253	1.559	1.740	0.268
MÁXIMO	4.801	5.081	4.8	5.493	4.678	5.143	5.402	5.057	0.314

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	7.234	7.743	7.706	7.33	7.45	6.463	7.536	7.352	0.433
T9	7.508	8.02	7.994	7.619	7.71	6.696	7.765	7.616	0.446
T8	7.768	8.215	8.199	7.839	7.895	7	7.899	7.831	0.405
T7	7.996	8.249	8.268	7.931	8.003	7.402	7.949	7.971	0.287
T6	8.126	8.031	8.111	7.848	8.014	7.809	7.891	7.976	0.127
T5	8.134	7.517	7.652	7.575	7.829	8.08	7.685	7.782	0.243
T4	7.928	6.752	6.784	7.099	7.353	8.142	7.231	7.327	0.534
T3	7.27	5.794	5.413	6.401	6.541	7.885	6.443	6.535	0.836
T2	6.181	4.652	3.891	5.465	5.314	7.104	5.33	5.420	1.030
T1	3.17	2.336	1.818	2.861	2.677	3.897	2.796	2.794	0.650
MÁXIMO	8.134	8.249	8.268	7.931	8.014	8.142	7.949	8.098	0.137

NIVEL 6

X-X (DERIVAS ‰)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	5.090413257	5.170519711	6.082964366	5.870765143	5.241947566	4.988389513	5.4917603	5.420	0.416
T9	5.138747319	5.246123672	6.171910202	5.903465868	5.287265918	5.032958801	5.556179775	5.477	0.423
T8	5.184292877	5.286563	6.219485882	5.922968108	5.311610487	5.03670412	5.578651685	5.506	0.428
T7	5.207065656	5.217552408	6.13829695	5.924938031	5.282771536	4.992509363	5.468539326	5.462	0.418
T6	5.194982141	5.170519711	6.082964366	5.893025275	5.234831461	4.964794007	5.356554307	5.414	0.413
T5	5.11597454	4.980630693	5.859565522	5.810879478	5.144569288	4.85093633	5.104868914	5.267	0.401
T4	4.906836772	4.707225672	5.537912556	5.652891636	4.958052434	4.65093633	4.76329588	5.025	0.405
T3	4.408624135	4.22371197	4.969072906	5.315640783	4.601123596	4.373033708	4.326217228	4.602	0.399
T2	3.431718387	3.467232805	4.079097417	4.732740506	4.103745318	3.800749064	3.57340824	3.884	0.463
T1	1.839947602	1.839546886	2.164172807	2.43205682	2.182768358	2.022093669	1.858797793	2.048	0.224
MÁXIMO	5.207065656	5.286563	6.219485882	5.924938031	5.311610487	5.03670412	5.578651685	5.509	0.425

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	9.767026217	9.585423221	8.90506367	8.72693633	9.472898876	7.751146067	8.506666667	8.959	0.711
T9	8.311161049	9.717498127	9.124029963	8.961108614	8.921573034	7.765917603	8.461917603	8.752	0.632
T8	8.534906367	9.70011985	9.236988764	9.008029963	9.044524345	7.784599251	7.543910112	8.693	0.786
T7	8.716074906	9.606277154	7.598651685	8.935041199	8.885947566	7.813707865	6.704104869	8.323	0.991
T6	8.806007491	9.272614232	7.175490637	9.077108614	8.183865169	8.017902622	6.496	8.147	1.021
T5	7.441812734	8.725632959	7.948389513	9.107086142	8.29682397	8.273797753	7.333198502	8.161	0.645
T4	7.762441948	8.710861423	8.611370787	8.264674157	8.166486891	8.553588015	8.14128839	8.316	0.332
T3	7.868014981	8.479730337	8.927220974	7.62211236	7.625588015	8.568359551	8.576179775	8.238	0.524
T2	7.340149813	7.670337079	8.497108614	6.774921348	6.57941573	7.864104869	8.210801498	7.562	0.711
T1	4.124299313	4.176868628	4.713422947	3.704179484	3.582097108	4.186861188	4.639999723	4.161	0.424
MÁXIMO	9.767026217	9.717498127	9.236988764	9.107086142	9.472898876	8.568359551	8.576179775	9.207	0.494

NIVEL 7

X-X (DERIVAS ‰)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	8.29776	6.81332	5.97552	6.59084789	6.64928449	7.18875632	5.89776932	6.773	0.811
T9	8.38508	6.86996	6.03806	6.62755954	6.70676973	7.25298502	5.96695137	6.835	0.819
T8	8.43582	6.86996	6.06756	6.64945384	6.73765023	7.25838239	5.99108464	6.859	0.825
T7	8.43582	6.8086	6.05104	6.65166539	6.70106872	7.19469343	5.87283161	6.817	0.845
T6	8.36974	6.67526	5.95428	6.61583835	6.64025789	7.1547529	5.75256747	6.738	0.861
T5	8.17504	6.46404	5.7171	6.52361690	6.52576249	6.99067287	5.48227483	6.554	0.883
T4	7.93786	6.17494	5.29702	6.34625095	6.28917034	6.70245334	5.11544910	6.266	0.937
T3	7.60274	5.89292	4.68696	5.96763437	5.83641469	6.30196853	4.64605697	5.848	1.008
T2	6.89238	5.44216	3.63794	5.31323805	5.20550230	5.47725048	3.83759238	5.115	1.100
T1	3.5046	2.6668	1.73932	2.73036183	2.76878919	2.91403440	1.99621979	2.617	0.587
MÁXIMO	8.43582	6.86996	6.06756	6.65166539	6.73765023	7.25838239	5.99108464	6.859	0.825

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	9.857	12.764	10.396	11.4681647	9.53558052	10.0415730	8.65655430	10.388	1.350
T9	10.162	13.085	10.658	11.1955056	9.82958801	10.2910112	6.62584269	10.264	1.933
T8	10.443	13.205	10.771	9.20524344	9.28951310	10.3625468	6.45730337	9.962	2.036
T7	10.703	12.952	10.723	8.24044943	8.23595505	10.3411985	7.26629213	9.780	1.966
T6	10.912	12.373	10.5	8.07902621	8.50711610	10.1198501	8.35093633	9.835	1.590
T5	11.051	11.536	10.173	7.70599250	9.15505618	9.85430711	9.39325842	9.838	1.270
T4	11.034	10.18	9.807	7.38651685	9.68014981	9.78202247	10.1265917	9.714	1.123
T3	10.693	7.754	9.391	7.43782771	9.83857677	9.72659176	10.3943820	9.319	1.257
T2	9.773	5.365	8.682	7.04232209	9.19325842	9.14157303	9.90411985	8.443	1.656
T1	5.055	2.443	4.436	4.12696601	4.94719073	4.83220948	5.26629181	4.444	0.962
MÁXIMO	11.051	13.205	10.771	11.4681647	9.83857677	10.3625468	10.3943820	11.013	1.100

NIVEL 8

X-X (DERIVAS %0)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	7.578573102	8.109363056	7.410524682	6.913058477	6.883059744	7.352384061	6.200888944	7.207	0.608
T9	7.650532529	8.227939137	7.518882265	4.899876671	6.942566048	7.418074706	6.273626644	6.990	1.104
T8	7.71834045	8.291363553	7.576840972	4.91606353	6.974532244	7.423594928	6.29900026	7.029	1.120
T7	7.752244411	8.183128409	7.477933179	4.917698566	6.936664596	7.358456305	6.17466954	6.972	1.106
T6	7.734254554	8.109363056	7.410524682	4.891210979	6.873715779	7.317606661	6.048224352	6.912	1.107
T5	7.616628568	7.811544061	7.138370754	4.823029966	6.755194959	7.149791903	5.764039849	6.723	1.070
T4	7.305265663	7.38273986	6.746519495	4.691900058	6.510284716	6.855012033	5.37836088	6.410	1.007
T3	6.563530032	6.624404455	6.053534955	4.41198185	6.0416111	6.44541154	4.884844042	5.861	0.870
T2	5.109119308	5.437954245	4.969329142	3.92817462	5.38851712	5.601921574	4.034827894	4.924	0.678
T1	2.739301644	2.885121516	2.636491184	2.018607161	2.866134166	2.980362544	2.098816783	2.604	0.389
MÁXIMO	7.752244411	8.291363553	7.576840972	6.913058477	6.974532244	7.423594928	6.29900026	7.319	0.650

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACION
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	10.10440075	10.40065543	14.27185768	11.72449064	12.01482022	11.94922097	12.03090262	11.785	1.358
T9	10.08070037	10.45440449	14.39247566	11.66058427	12.28441199	12.32800375	12.04232959	11.892	1.415
T8	10.0307603	9.551250936	14.59604494	9.48776779	12.52776404	12.59632584	11.8023633	11.513	1.912
T7	9.736621723	9.285044944	14.90457303	9.952041199	12.78804494	12.75714981	11.47394382	11.557	2.050
T6	9.899561798	9.208441948	15.26092509	10.43578277	13.03435955	12.64880524	11.24371161	11.676	2.106
T5	10.45059551	9.136917603	15.52967041	10.80779401	13.10080524	12.20061423	11.27841573	11.786	2.079
T4	11.01009363	9.132685393	15.66171536	11.03675655	12.80370412	11.64407865	11.15398876	11.778	2.028
T3	11.25471536	8.935041199	15.62235581	10.97750562	11.72999251	10.75743071	9.735775281	11.288	2.133
T2	10.67024719	7.996337079	14.9502809	9.96135206	11.06088015	9.223254682	9.077666667	10.420	2.248
T1	5.77992845	4.252947197	7.6103592	5.331737463	5.955142024	4.798479067	5.289836769	5.574	1.066
MAXIMO	11.25471536	10.45440449	15.66171536	11.72449064	13.10080524	12.75714981	12.04232959	12.428	1.680

NIVEL 1 - Desplazamientos

X-X (cm)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	1.736	1.741	1.436	1.477	1.645	1.758	1.520	1.616	0.137
T9	1.537	1.539	1.265	1.305	1.450	1.554	1.340	1.427	0.123
T8	1.334	1.333	1.090	1.130	1.249	1.346	1.156	1.234	0.108
T7	1.129	1.125	0.914	0.954	1.047	1.135	0.971	1.039	0.093
T6	0.925	0.918	0.740	0.778	0.848	0.926	0.788	0.846	0.078
T5	0.726	0.717	0.573	0.608	0.657	0.723	0.611	0.659	0.064
T4	0.537	0.527	0.416	0.447	0.478	0.531	0.446	0.483	0.049
T3	0.363	0.354	0.276	0.301	0.317	0.356	0.297	0.323	0.034
T2	0.209	0.202	0.156	0.173	0.180	0.204	0.168	0.185	0.021
T1	0.083	0.079	0.061	0.068	0.070	0.080	0.066	0.072	0.008
MÁXIMO	1.736	1.741	1.436	1.477	1.645	1.758	1.520	1.616	0.137

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	2.464	2.755	2.398	2.472	2.156	2.466	2.488	2.457	0.175
T9	2.210	2.457	2.152	2.224	1.913	2.200	2.234	2.198	0.159
T8	1.943	2.144	1.894	1.962	1.659	1.921	1.967	1.927	0.143
T7	1.665	1.818	1.623	1.689	1.395	1.631	1.688	1.644	0.127
T6	1.379	1.487	1.345	1.405	1.126	1.337	1.398	1.354	0.112
T5	1.090	1.159	1.063	1.116	0.863	1.044	1.105	1.063	0.096
T4	0.807	0.845	0.786	0.831	0.616	0.763	0.817	0.781	0.078
T3	0.540	0.558	0.526	0.559	0.396	0.505	0.546	0.519	0.057
T2	0.304	0.311	0.296	0.316	0.214	0.281	0.306	0.290	0.035
T1	0.113	0.115	0.110	0.118	0.076	0.103	0.113	0.107	0.014
MÁXIMO	2.464	2.755	2.398	2.472	2.156	2.466	2.488	2.457	0.175

NIVEL 2

X-X (cm)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	5.282	5.354	4.917	4.490	5.183	5.243	4.991	5.066	0.298
T9	4.659	4.737	4.347	3.975	4.605	4.640	4.419	4.483	0.263
T8	4.024	4.111	3.766	3.450	4.019	4.027	3.836	3.891	0.229
T7	3.393	3.479	3.181	2.920	3.428	3.408	3.249	3.294	0.196
T6	2.773	2.849	2.600	2.395	2.834	2.791	2.663	2.701	0.162
T5	2.167	2.231	2.031	1.880	2.243	2.185	2.087	2.118	0.129
T4	1.596	1.638	1.487	1.383	1.666	1.601	1.533	1.558	0.098
T3	1.060	1.086	0.983	0.922	1.117	1.057	1.018	1.035	0.066
T2	0.588	0.600	0.543	0.519	0.625	0.583	0.567	0.575	0.035
T1	0.217	0.219	0.199	0.197	0.230	0.213	0.209	0.212	0.012
MÁXIMO	5.282	5.354	4.917	4.490	5.183	5.243	4.991	5.066	0.298

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	5.631	7.573	6.122	7.316	7.699	6.991	6.796	6.875	0.763
T9	5.085	6.851	5.551	6.543	6.808	6.257	5.963	6.151	0.661
T8	4.507	6.084	5.000	5.741	5.877	5.485	5.096	5.399	0.558
T7	3.894	5.273	4.452	4.915	4.946	4.685	4.305	4.639	0.461
T6	3.256	4.423	3.853	4.063	4.120	3.866	3.642	3.889	0.373
T5	2.602	3.552	3.194	3.201	3.405	3.077	2.994	3.146	0.306
T4	1.952	2.677	2.485	2.358	2.634	2.305	2.320	2.390	0.243
T3	1.326	1.827	1.747	1.574	1.839	1.562	1.626	1.643	0.180
T2	0.754	1.039	1.024	0.889	1.071	0.888	0.949	0.945	0.111
T1	0.289	0.374	0.379	0.329	0.401	0.329	0.353	0.351	0.038
MÁXIMO	5.631	7.573	6.122	7.316	7.699	6.991	6.796	6.875	0.763

NIVEL 3

X-X (cm)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	10.073	9.121	8.960	8.120	9.103	9.018	8.761	9.022	0.578
T9	8.929	8.096	7.930	7.166	8.063	7.984	7.773	7.991	0.521
T8	7.772	7.054	6.881	6.197	7.011	6.936	6.774	6.946	0.464
T7	6.607	6.003	5.824	5.223	5.952	5.881	5.766	5.894	0.407
T6	5.442	4.954	4.766	4.254	4.893	4.828	4.755	4.842	0.350
T5	4.287	3.919	3.721	3.305	3.846	3.789	3.751	3.802	0.291
T4	3.165	2.911	2.712	2.398	2.831	2.784	2.771	2.796	0.230
T3	2.108	1.955	1.770	1.567	1.882	1.847	1.849	1.854	0.166
T2	1.171	1.092	0.945	0.850	1.044	1.028	1.030	1.023	0.103
T1	0.412	0.383	0.324	0.294	0.367	0.366	0.367	0.359	0.039
MÁXIMO	10.073	9.121	8.960	8.120	9.103	9.018	8.761	9.022	0.578

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	13.490	14.142	12.199	14.146	10.207	13.429	12.284	12.842	1.404
T9	12.244	12.727	10.907	12.555	9.322	12.058	10.828	11.520	1.226
T8	10.942	11.255	9.555	10.899	8.377	10.626	9.318	10.139	1.066
T7	9.579	9.728	8.153	9.199	7.357	9.140	7.778	8.705	0.933
T6	8.144	8.149	6.714	7.485	6.254	7.614	6.236	7.228	0.827
T5	6.636	6.529	5.268	5.797	5.076	6.064	4.731	5.729	0.732
T4	5.073	4.898	3.859	4.182	3.855	4.518	3.327	4.245	0.624
T3	3.497	3.309	2.546	2.708	2.636	3.032	2.091	2.831	0.482
T2	1.988	1.860	1.393	1.454	1.488	1.684	1.099	1.567	0.301
T1	0.688	0.647	0.471	0.485	0.521	0.575	0.367	0.536	0.110
MÁXIMO	13.490	14.142	12.199	14.146	10.207	13.429	12.284	12.842	1.404

NIVEL 4

X-X (cm)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	9.794	10.308	10.308	27.138	9.581	9.765	8.811	9.761	0.554
T9	8.699	9.132	9.132	24.158	8.468	8.641	7.793	8.644	0.497
T8	7.593	7.938	7.938	21.161	7.336	7.502	6.757	7.511	0.441
T7	6.478	6.736	6.736	18.154	6.196	6.357	5.712	6.369	0.385
T6	5.357	5.549	5.549	15.146	5.060	5.215	4.668	5.233	0.336
T5	4.240	4.372	4.372	12.155	3.944	4.089	3.639	4.109	0.284
T4	3.139	3.239	3.239	9.205	2.870	2.999	2.647	3.022	0.233
T3	2.083	2.168	2.168	6.336	1.873	1.982	1.732	2.001	0.174
T2	1.134	1.207	1.207	3.637	1.010	1.091	0.941	1.098	0.107
T1	0.396	0.419	0.419	1.235	0.344	0.380	0.327	0.381	0.038
MÁXIMO	9.794	10.308	10.308	27.138	9.581	9.765	8.811	9.761	0.554

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	15.082	13.540	12.831	36.917	13.630	13.531	14.356	13.828	0.782
T9	13.594	12.184	11.457	33.166	12.091	12.091	12.597	12.336	0.716
T8	12.038	10.806	10.052	29.321	10.491	10.586	10.769	10.790	0.668
T7	10.413	9.372	8.639	25.391	8.858	9.028	8.894	9.201	0.641
T6	8.723	7.896	7.215	21.374	7.230	7.437	7.004	7.584	0.635
T5	6.988	6.405	5.775	17.289	5.649	5.843	5.169	5.972	0.636
T4	5.242	4.885	4.331	13.173	4.155	4.285	3.499	4.400	0.606
T3	3.543	3.375	2.927	9.113	2.780	2.820	2.095	2.923	0.511
T2	1.975	1.966	1.679	5.216	1.556	1.527	1.038	1.623	0.347
T1	0.672	0.707	0.594	1.728	0.541	0.512	0.327	0.559	0.136
MÁXIMO	15.082	13.540	12.831	36.917	13.630	13.531	14.356	13.828	0.782

NIVEL 5

X-X (cm)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	10.832	11.396	11.279	12.760	10.925	12.481	12.006	11.668	0.758
T9	9.572	10.064	10.023	11.323	9.701	11.125	10.587	10.342	0.685
T8	8.299	8.715	8.751	9.868	8.460	9.758	9.149	9.000	0.616
T7	7.017	7.359	7.469	8.403	7.211	8.385	7.707	7.650	0.551
T6	5.735	6.005	6.188	6.937	5.962	7.012	6.274	6.302	0.491
T5	4.467	4.671	4.917	5.483	4.726	5.647	4.873	4.969	0.435
T4	3.241	3.389	3.676	4.060	3.518	4.302	3.537	3.675	0.377
T3	2.110	2.219	2.491	2.694	2.370	2.996	2.311	2.456	0.304
T2	1.136	1.214	1.412	1.452	1.323	1.745	1.247	1.361	0.202
T1	0.386	0.420	0.494	0.486	0.450	0.602	0.416	0.465	0.072
MÁXIMO	10.832	11.396	11.279	12.760	10.925	12.481	12.006	11.668	0.758

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	19.041	17.963	17.579	18.145	18.366	18.818	18.296	18.315	0.496
T9	17.110	15.896	15.521	16.188	16.377	17.092	16.284	16.352	0.585
T8	15.105	13.755	13.387	14.153	14.318	15.304	14.211	14.319	0.685
T7	13.031	11.563	11.197	12.060	12.210	13.435	12.102	12.228	0.780
T6	10.896	9.363	8.990	9.943	10.073	11.459	9.980	10.100	0.846
T5	8.727	7.221	6.824	7.847	7.934	9.374	7.873	7.971	0.861
T4	6.555	5.215	4.781	5.825	5.843	7.216	5.821	5.894	0.806
T3	4.438	3.413	2.970	3.930	3.880	5.042	3.890	3.938	0.669
T2	2.497	1.866	1.524	2.223	2.134	2.937	2.170	2.193	0.448
T1	0.847	0.624	0.485	0.764	0.715	1.041	0.747	0.746	0.174
MÁXIMO	19.041	17.963	17.579	18.145	18.366	18.818	18.296	18.315	0.496

NIVEL 6

X-X (cm)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	12.153	12.098	14.233	14.274	12.642	11.938	12.570	12.844	0.995
T9	10.794	10.717	12.608	12.706	11.243	10.607	11.104	11.397	0.889
T8	9.422	9.316	10.961	11.130	9.831	9.263	9.620	9.935	0.784
T7	8.038	7.905	9.300	9.549	8.413	7.918	8.131	8.465	0.681
T6	6.648	6.512	7.661	7.967	7.002	6.585	6.671	7.006	0.579
T5	5.261	5.131	6.037	6.393	5.604	5.259	5.240	5.561	0.481
T4	3.895	3.801	4.472	4.842	4.231	3.964	3.877	4.155	0.384
T3	2.585	2.545	2.994	3.332	2.907	2.722	2.606	2.813	0.285
T2	1.408	1.417	1.667	1.913	1.679	1.555	1.450	1.584	0.183
T1	0.491	0.491	0.578	0.649	0.583	0.540	0.496	0.547	0.060
MÁXIMO	12.153	12.098	14.233	14.274	12.642	11.938	12.570	12.844	0.995

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	21.005	22.867	21.557	21.408	21.029	20.447	19.922	21.177	0.932
T9	18.398	20.308	19.179	19.078	18.499	18.377	17.651	18.784	0.841
T8	16.179	17.713	16.743	16.686	16.117	16.304	15.391	16.448	0.715
T7	13.900	15.124	14.277	14.281	13.703	14.225	13.377	14.127	0.554
T6	11.573	12.559	12.248	11.895	11.330	12.139	11.587	11.904	0.436
T5	9.221	10.083	10.332	9.471	9.145	9.998	9.853	9.729	0.455
T4	7.234	7.753	8.210	7.040	6.930	7.789	7.895	7.550	0.483
T3	5.162	5.427	5.911	4.833	4.749	5.505	5.721	5.330	0.436
T2	3.061	3.163	3.527	2.798	2.713	3.218	3.431	3.130	0.302
T1	1.101	1.115	1.258	0.989	0.956	1.118	1.239	1.111	0.113
MÁXIMO	21.005	22.867	21.557	21.408	21.029	20.447	19.922	21.177	0.932

NIVEL 7

X-X (cm)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	16.948	13.730	11.578	13.580	13.590	14.580	11.440	13.635	1.868
T9	15.110	12.188	10.226	12.089	12.085	12.953	10.106	12.108	1.698
T8	13.262	10.634	8.859	10.589	10.568	11.312	8.755	10.568	1.529
T7	11.406	9.079	7.486	9.084	9.043	9.670	7.400	9.024	1.360
T6	9.550	7.539	6.117	7.579	7.527	8.042	6.071	7.489	1.187
T5	7.701	6.028	4.770	6.082	6.025	6.423	4.769	5.971	1.008
T4	5.869	4.566	3.476	4.606	4.548	4.841	3.529	4.491	0.816
T3	4.073	3.168	2.277	3.170	3.125	3.325	2.371	3.073	0.607
T2	2.353	1.835	1.217	1.820	1.804	1.899	1.320	1.750	0.381
T1	0.793	0.603	0.394	0.618	0.626	0.659	0.452	0.592	0.133
MÁXIMO	16.948	13.730	11.578	13.580	13.590	14.580	11.440	13.635	1.868

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	26.616	27.143	25.509	21.864	23.553	25.230	22.012	24.561	2.122
T9	23.984	23.735	22.733	18.802	21.007	22.549	19.701	21.787	1.999
T8	21.271	20.241	19.887	15.813	18.382	19.801	17.932	19.047	1.816
T7	18.482	16.715	17.011	13.355	15.902	17.034	16.207	16.387	1.569
T6	15.625	13.257	14.148	11.155	13.703	14.273	14.267	13.775	1.366
T5	12.711	9.953	11.344	8.998	11.431	11.571	12.038	11.150	1.264
T4	9.760	6.873	8.628	6.940	8.987	8.940	9.530	8.523	1.167
T3	6.814	4.155	6.010	4.968	6.402	6.328	6.826	5.929	1.004
T2	3.959	2.085	3.503	2.982	3.776	3.731	4.051	3.441	0.694
T1	1.350	0.652	1.184	1.102	1.321	1.290	1.406	1.187	0.257
MÁXIMO	26.616	27.143	25.509	21.864	23.553	25.230	22.012	24.561	2.122

NIVEL 8

X-X (cm)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	18.094	18.974	17.339	12.392	16.600	17.596	14.193	16.455	2.337
T9	16.071	16.809	15.360	10.546	14.762	15.633	12.537	14.531	2.212
T8	14.028	14.612	13.353	9.238	12.909	13.652	10.862	12.665	1.921
T7	11.967	12.398	11.330	7.925	11.046	11.670	9.180	10.788	1.628
T6	9.897	10.213	9.333	6.612	9.194	9.705	7.532	8.927	1.338
T5	7.832	8.048	7.354	5.306	7.359	7.752	5.917	7.081	1.049
T4	5.798	5.962	5.448	4.019	5.555	5.843	4.378	5.286	0.770
T3	3.848	3.991	3.647	2.766	3.817	4.012	2.942	3.575	0.510
T2	2.096	2.222	2.031	1.588	2.204	2.291	1.638	2.010	0.285
T1	0.731	0.770	0.704	0.539	0.765	0.796	0.560	0.695	0.104
MÁXIMO	18.094	18.974	17.339	12.392	16.600	17.596	14.193	16.455	2.337

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	26.438	23.590	38.128	27.067	31.319	29.611	28.069	29.175	4.642
T9	23.740	20.813	34.317	23.937	28.111	26.421	24.857	26.028	4.308
T8	21.048	18.022	30.474	20.824	24.831	23.129	21.642	22.853	3.963
T7	18.370	15.472	26.577	18.290	21.486	19.766	18.491	19.779	3.501
T6	15.770	12.993	22.598	15.633	18.072	16.360	15.427	16.693	3.004
T5	13.127	10.534	18.523	12.847	14.592	12.983	12.425	13.576	2.489
T4	10.337	8.095	14.377	9.961	11.094	9.725	9.414	10.429	1.968
T3	7.397	5.656	10.195	7.014	7.675	6.616	6.436	7.284	1.445
T2	4.392	3.271	6.024	4.083	4.543	3.744	3.836	4.270	0.882
T1	1.543	1.136	2.032	1.424	1.590	1.281	1.412	1.488	0.285
MÁXIMO	26.438	23.590	38.128	27.067	31.319	29.611	28.069	29.175	4.642

NIVEL 1 - ACELERACIONES

X-X (m/s²)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	3.72	3.35	3.49	2.67	3.52	3.36	3.52	3.38	0.33
T9	3.05	2.85	2.87	2.36	2.91	2.9	2.97	2.84	0.22
T8	2.49	2.53	2.25	2.07	2.52	2.47	2.43	2.39	0.17
T7	2.32	2.25	1.9	1.77	2.26	2.1	2	2.09	0.21
T6	2.27	1.96	1.82	1.66	1.97	1.81	1.78	1.90	0.20
T5	2.11	1.76	1.75	1.71	1.64	1.5	1.52	1.71	0.20
T4	1.81	1.53	1.55	1.59	1.42	1.2	1.35	1.49	0.19
T3	1.41	1.17	1.22	1.29	1.13	1.04	1.08	1.19	0.13
T2	0.93	0.75	0.8	0.86	0.76	0.74	0.75	0.80	0.07
T1	0.44	0.34	0.35	0.4	0.36	0.36	0.35	0.37	0.04
MÁXIMO	3.72	3.35	3.49	2.67	3.52	3.36	3.52	3.38	0.33

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	2.27	2.25	1.73	2	1.81	2.5	2.56	2.16	0.32
T9	1.41	1.71	1.2	1.32	1.4	1.78	1.8	1.52	0.24
T8	1.06	1.45	0.96	0.93	1.04	1.32	1.26	1.15	0.20
T7	1.28	1.44	1.05	1.1	0.95	1.32	1.11	1.18	0.17
T6	1.4	1.8	1.35	1.39	1.08	1.24	1.47	1.39	0.22
T5	1.45	1.85	1.66	1.39	1.31	1.35	1.71	1.53	0.21
T4	1.53	1.69	1.68	1.24	1.3	1.45	1.66	1.51	0.18
T3	1.36	1.53	1.39	1.1	1.12	1.3	1.34	1.31	0.15
T2	0.94	1.05	0.9	0.82	0.8	0.93	0.89	0.90	0.08
T1	0.43	0.44	0.37	0.37	0.35	0.4	0.38	0.39	0.03
MÁXIMO	2.27	2.25	1.73	2	1.81	2.5	2.56	2.16	0.32

NIVEL 2

X-X (m/s²)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	9.8666	8.8737	7.9556	7.3352	10.2112	8.515	7.6778	8.63	1.09
T9	8.0861	7.2429	6.8057	6.3646	8.0537	7.3993	6.2483	7.17	0.74
T8	6.2465	5.8117	5.5915	5.3606	6.1598	6.238	5.314	5.82	0.41
T7	5.3154	5.0742	4.3496	4.3848	5.2138	5.2308	4.6188	4.88	0.42
T6	5.2588	4.7772	4.0828	3.9256	4.7612	4.6032	4.302	4.53	0.46
T5	5.0028	4.4999	3.6901	3.8758	4.228	4.2186	3.9663	4.21	0.44
T4	4.7337	4.1846	3.1569	3.6773	3.8731	4.1419	3.6404	3.92	0.50
T3	4.138	3.3882	3.0378	3.1898	3.7493	3.6625	2.9189	3.44	0.43
T2	3.0411	2.455	2.6691	2.5246	3.1637	2.937	2.255	2.72	0.34
T1	2.0566	1.7063	2.1838	1.7585	2.426	2.0796	1.852	2.01	0.26
MÁXIMO	9.8666	8.8737	7.9556	7.3352	10.2112	8.515	7.6778	8.63	1.09

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	5.5855	4.7201	5.034	5.5774	5.7942	4.6157	5.4351	5.25	0.46
T9	3.3186	2.8864	3.2469	3.2217	4.3236	3.3609	4.1488	3.50	0.53
T8	2.1763	2.0795	2.0462	2.0095	2.8552	2.5308	2.8413	2.36	0.37
T7	2.6028	2.0086	2.297	2.2403	3.1277	3.2644	3.165	2.67	0.51
T6	3.0474	2.3451	3.0564	2.2634	3.7625	3.7734	3.9061	3.16	0.68
T5	3.5064	2.9807	3.6113	3.0994	3.9986	3.9794	4.0002	3.60	0.43
T4	3.559	3.3036	3.5977	3.5681	3.8394	3.7801	3.6562	3.61	0.17
T3	3.6244	3.4627	3.2334	3.406	3.2166	3.3729	3.1551	3.35	0.16
T2	3.332	3.0067	2.4337	2.7108	2.1991	2.4608	2.1587	2.61	0.43
T1	2.3968	2.0946	1.7126	1.7337	0.9544	1.0904	0.9792	1.57	0.57
MÁXIMO	5.5855	4.7201	5.034	5.5774	5.7942	4.6157	5.4351	5.25	0.46

NIVEL 3

X-X (m/s²)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	14.45	11.871	12.364	12.8216	12.892	12.452	12.496	12.76	0.82
T9	11.026	9.8736	10.182	10.0584	9.9616	9.9528	9.9968	10.15	0.40
T8	7.5328	8.1576	8.1576	7.2336	7.5856	7.4712	7.7264	7.69	0.35
T7	7.2776	7.6648	7.0576	5.9928	7.4712	6.6704	7.0312	7.02	0.56
T6	7.7528	7.1896	5.984	5.9752	7.8232	6.0104	6.8024	6.79	0.82
T5	8.9232	7.8848	6.5472	6.7232	7.5504	5.5968	6.1864	7.06	1.13
T4	9.1696	7.7352	5.9312	7.1104	6.5736	5.0072	5.852	6.77	1.38
T3	8.3336	6.4328	5.0688	6.6088	5.7904	4.2328	5.5352	6.00	1.31
T2	6.0456	4.312	3.8984	4.7696	4.6904	3.1416	4.532	4.48	0.89
T1	2.8248	2.4728	2.2176	2.244	2.7368	1.4608	2.1912	2.31	0.45
MÁXIMO	14.45	11.871	12.364	12.8216	12.892	12.452	12.496	12.76	0.82

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	11	9.32	9.02	8.33	9.03	11.13	10.9	9.82	1.16
T9	6.75	6.85	6.04	6.27	5.91	7.11	7.68	6.66	0.63
T8	5.1	5.89	5.56	5.07	4.49	5.42	5.38	5.27	0.44
T7	5.33	5.52	5.72	6.25	5.45	5.64	6.2	5.73	0.36
T6	6.42	6.79	6.08	6.74	6.19	7.27	7.35	6.69	0.50
T5	7.65	7.07	6.37	6.19	7.76	8.41	7.88	7.33	0.82
T4	7.71	6.41	5.89	5.59	7.44	8.61	7.83	7.07	1.12
T3	7.17	6.45	5.37	4.89	5.98	7.49	6.9	6.32	0.96
T2	5.52	4.67	4.21	3.81	4.37	5.61	5.81	4.86	0.79
T1	2.47	3.37	2.37	2.04	2.31	3.28	3.15	2.71	0.54
MÁXIMO	11	9.32	9.02	8.33	9.03	11.13	10.9	9.82	1.16

NIVEL 4

X-X (m/s²)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	13.008	12.929	12.929	14.82	14.14	14.2	14.6	13.80	0.83
T9	10.271	10.228	10.228	11.87	12.08	12.1	12.5	11.33	1.03
T8	7.6555	7.3703	7.3703	9.46	10.04	10.2	10.4	8.93	1.40
T7	6.643	6.2017	6.2017	7.95	8.58	8.45	8.31	7.48	1.08
T6	6.4081	7.1533	7.1533	7.45	7.37	7.79	7.6	7.27	0.45
T5	7.204	7.8028	7.8028	7.66	7.17	7.71	8.06	7.63	0.33
T4	7.9342	7.5751	7.5751	7.49	6.46	7.08	7.69	7.40	0.49
T3	7.6314	7.2724	7.2724	6.92	5.35	5.89	6.35	6.67	0.83
T2	6.0777	5.8458	5.8458	5.31	3.99	4.28	4.42	5.11	0.86
T1	3.8659	4.2895	4.2895	3.99	3.46	2.3	2	3.46	0.94
MÁXIMO	13.008	12.929	12.929	14.82	14.14	14.2	14.6	13.80	0.83

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	9.3388	12.305	8.1724	9.96	8.87	9.71	10.6	9.85	1.33
T9	5.2302	6.4628	5.2956	8.76	8.02	7.3	8.13	7.03	1.40
T8	3.6369	3.8675	3.2685	7.63	7.12	5.36	6.73	5.37	1.81
T7	3.7125	3.8126	4.1227	6.59	6.14	5.17	7.98	5.36	1.62
T6	5.5249	5.4509	5.7079	6.58	7.33	6.39	7.39	6.34	0.82
T5	6.1461	6.5322	6.0064	6.22	6.91	7.62	7.93	6.77	0.75
T4	6.7035	6.6054	5.4955	6.03	6.66	7.54	7.61	6.66	0.76
T3	6.6445	6.2918	6.0484	5.75	5.85	6.61	6.17	6.19	0.35
T2	5.4194	4.4607	5.9382	4.46	4.47	4.58	4.17	4.79	0.64
T1	3.6624	3.7922	4.5144	2.52	2.02	2.08	1.89	2.93	1.05
MÁXIMO	9.3388	12.305	8.1724	9.96	8.87	9.71	10.6	9.85	1.33

NIVEL 5

X-X (m/s²)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	14.41	15.91	15.77	14.62	15.9	15.45	16.78	15.55	0.82
T9	11.1	12.27	12.9	12.68	12.86	12.77	13.44	12.57	0.74
T8	9.72	9.79	11.22	9.48	11.02	9.98	10.74	10.28	0.70
T7	9.64	9.28	9.85	8.37	9.96	7.77	8.85	9.10	0.82
T6	10.2	10.05	9.6	8.16	9.78	7.48	9.53	9.26	1.03
T5	10.9	10.44	9.17	9.72	11.07	9.08	10.58	10.14	0.81
T4	10.76	11.2	9.04	10.16	10.77	9.79	10.82	10.36	0.75
T3	9.88	10.6	8.21	9.39	9.47	9.02	9.75	9.47	0.74
T2	7.36	8.3	6.9	8.55	7.04	6.33	7.47	7.42	0.78
T1	3.82	4.29	3.03	4.07	3.75	2.89	4.04	3.70	0.54
MÁXIMO	14.41	15.91	15.77	14.62	15.9	15.45	16.78	15.55	0.82

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	11.52	12.1	11.67	12.77	13.3	13.9	13.35	12.66	0.92
T9	8.36	8.56	9.26	9.67	9.75	8.74	9.33	9.10	0.55
T8	7.26	6.65	7.21	8.07	7.65	6.84	7.89	7.37	0.53
T7	7.77	6.48	7.53	8.71	7.73	8.34	9.2	7.97	0.89
T6	8.34	7.62	8.13	8.21	9.09	8.43	8.9	8.39	0.49
T5	9.84	9.11	9.35	8.5	9.57	9.58	9.64	9.37	0.45
T4	8.82	8.71	9.13	10.1	10.2	9.24	10.5	9.53	0.72
T3	8.41	7.59	7.98	8.27	9.6	9.43	8.8	8.58	0.74
T2	6.32	5.74	5.49	7.75	7.6	8.1	7.93	6.99	1.11
T1	3.3	3	3.03	3.7	3.12	3.72	3.84	3.39	0.36
MÁXIMO	11.52	12.1	11.67	12.77	13.3	13.9	13.35	12.66	0.92

NIVEL 6

X-X (m/s²)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	20.304	18.792	16.632	20.2176	14.67493	11.841	16.108	16.94	3.09
T9	16.061	14.865	13.156	15.9928	10.89742	9.8647	12.626	13.35	2.43
T8	11.574	10.712	9.481	9.11663	7.388712	8.15	8.9875	9.34	1.43
T7	9.7391	9.0138	7.9777	8.046	7.179624	6.9376	7.5507	8.06	1.00
T6	11.233	10.397	9.2019	9.1692	9.239616	6.7149	8.6614	9.23	1.42
T5	12.253	11.341	10.037	11.016	10.64999	7.9443	10.663	10.56	1.34
T4	11.896	11.01	9.7445	10.7784	10.94234	8.4655	11.267	10.59	1.13
T3	11.42	10.57	9.3551	9.3096	10.01192	8.3672	11.099	10.02	1.09
T2	9.1802	8.4965	7.5199	8.2188	9.135828	8.0254	9.6759	8.61	0.76
T1	6.7362	6.2345	5.5179	7.2144	6.65172	7.6594	7.2065	6.75	0.71
MÁXIMO	20.304	18.792	16.632	20.2176	14.67493	11.841	16.108	16.94	3.09

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	11.025	15.945	11.002	16.4229	11.716	13.037	12.066	13.03	2.27
T9	6.2183	8.1915	6.2809	8.2119	6.588	6.9191	7.4317	7.12	0.84
T8	5.1381	4.9066	4.3508	4.8849	4.4064	4.3807	5.5534	4.80	0.45
T7	5.8193	5.1915	5.7009	6.4891	4.5883	4.7749	6.8566	5.63	0.85
T6	7.8393	5.7979	5.7323	7.4649	6.3535	6.6836	8.1488	6.86	0.97
T5	7.8676	6.9954	6.8327	7.7181	9.2171	8.3966	8.6898	7.96	0.87
T4	6.6263	7.6206	6.2829	7.5289	9.4712	8.6878	8.0327	7.75	1.11
T3	6.666	6.539	6.1267	7.881	7.1681	7.2822	8.3799	7.15	0.79
T2	7.1907	6.8352	6.1332	7.3676	6.207	6.7105	7.8972	6.91	0.63
T1	5.3064	6.1004	5.1257	6.2473	5.5161	6.3323	6.4585	5.87	0.54
MÁXIMO	11.025	15.945	11.002	16.4229	11.716	13.037	12.066	13.03	2.27

NIVEL 7

X-X (m/s²)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	18.61	15.12	19.8	19.5	19.8	19.3	19.2	18.76	1.66
T9	14.11	12.14	15.27	14.3	16	16.509	16.1	14.92	1.53
T8	11.24	9.47	11.92	11.6	12.3	14.401	13.3	12.03	1.56
T7	11.05	9.2	10.57	10.4	9.3	12.174	11.2	10.56	1.06
T6	10.9	9.81	11.97	12.4	10.3	10.244	9.8	10.77	1.04
T5	10.84	10.08	10.91	14.52	11	8.9077	9.2	10.78	1.85
T4	10.64	9.62	11.3	14.8	10.4	9.5015	8.1	10.62	2.10
T3	10.25	9.22	10.7	13.2	8.5	8.4623	7.71	9.72	1.86
T2	8.15	7.04	9.22	9.4	6.45	7.4231	6.2	7.70	1.27
T1	3.65	3.91	4.59	5.5	3.3	5.0477	3.5	4.21	0.84
MÁXIMO	18.61	15.12	19.8	19.5	19.8	19.3	19.2	18.76	1.66

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	17.05	16.95	17.66	16.8312	15.7683	16.223	15.524	16.57	0.76
T9	13.01	11.89	10.66	12.1	12.9	13.3	14.2	12.58	1.14
T8	10.6	10.84	10.47	10.1	9.6	10.9	11.2	10.53	0.54
T7	12.2	12.17	12.96	12.4	12.5	12.9	13.2	12.62	0.40
T6	13.5	12.11	14.5	13.2	12.9	11.2	13.9	13.04	1.11
T5	14.38	13.7	10.91	14.1	13.1	12.1	14.2	13.21	1.29
T4	14.52	13.8	10.64	13.9	14.2	11.5	13.8	13.19	1.49
T3	12.9	12	9.85	11.5	12.5	10.9	12.4	11.72	1.06
T2	8.31	7.87	7.95	8.6488	7.3204	8.1	9.7562	8.28	0.77
T1	4.65	5.31	4.61	5.24	6.4702	4.9	6.2	5.34	0.73
MÁXIMO	17.05	16.95	17.66	16.8312	15.7683	16.223	15.524	16.57	0.76

NIVEL 8

X-X (m/s²)

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	25.896	16.453	28.6	17.68	17.888	15.808	18.481	20.12	5.02
T9	19.5	14.248	18.606	13	14.664	13.624	14.789	15.49	2.52
T8	12.896	12.064	11.887	10.712	12.2928	11.544	12.064	11.92	0.68
T7	13.062	11.17	11.003	9.048	11.44	9.464	10.608	10.83	1.33
T6	13.447	9.6928	10.541	9.568	13.156	7.852	9.984	10.61	2.02
T5	12.719	9.048	11.513	12.9376	13.52	6.9784	9.464	10.88	2.43
T4	12.137	8.8816	11.066	13.728	12.4072	4.212	9.36	10.26	3.16
T3	9.984	7.6024	10.026	12.428	10.3792	3.952	7.748	8.87	2.73
T2	8.2264	5.1376	7.4568	9.568	7.9664	3.848	5.5952	6.83	2.02
T1	6.0112	3.4476	3.8272	4.7528	5.4808	2.6	2.6104	4.10	1.35
MÁXIMO	25.896	16.453	28.6	17.68	17.888	15.808	18.481	20.12	5.02

Y-Y

PISO	SEÑAL							PROMEDIO	DESVIACIÓN
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	16.48	15.202	17.778	23.3497	18.63662	17.298	18.688	18.20	2.58
T9	9.728	7.5238	9.5666	11.2834	9.263909	9.6824	12.505	9.94	1.58
T8	6.4721	6.0465	6.1163	7.28253	6.323095	6.4849	12.283	7.29	2.24
T7	9.4579	7.6095	8.4312	9.30836	8.003244	9.2541	11.442	9.07	1.26
T6	9.1417	9.4733	11.579	10.9737	10.65143	10.745	10.896	10.49	0.87
T5	9.0699	11.672	12.438	11.5328	12.7044	10.043	10.655	11.16	1.31
T4	12.053	11.448	11.324	10.836	10.88499	11.289	10.264	11.16	0.56
T3	11.983	9.2169	10.918	12.0655	10.14549	12.9	9.052	10.90	1.49
T2	8.904	11.638	11.451	11.5453	9.122444	12.302	8.9854	10.56	1.49
T1	9.0383	10.968	8.951	10.6162	9.448846	12.215	5.5437	9.54	2.12
MÁXIMO	16.48	15.202	17.778	23.3497	18.63662	17.298	18.688	18.20	2.58

NIVEL 1 - Rotación en vigas

Y-Y

PISO	SENAL							PROMEDIO	DESVIACIÓ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALAN	MAIPU	TALCA		
T10	0.0015	0.0015	0.0017	0.0016	0.0015	0.0019	0.0017	0.0016	0.0001
T9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0016	0.0015	0.0019	0.0019	0.0018	0.0002
T8	0.0019	0.0019	0.0019	0.0017	0.0018	0.0019	0.0021	0.0019	0.0001
T7	0.0019	0.0020	0.0019	0.0017	0.0018	0.0018	0.0020	0.0019	0.0001
T6	0.0018	0.0019	0.0019	0.0017	0.0018	0.0018	0.0020	0.0018	0.0001
T5	0.0018	0.0019	0.0017	0.0017	0.0017	0.0017	0.0020	0.0018	0.0001
T4	0.0017	0.0019	0.0015	0.0017	0.0017	0.0017	0.0018	0.0017	0.0001
T3	0.0016	0.0017	0.0015	0.0015	0.0015	0.0015	0.0017	0.0016	0.0001
T2	0.0014	0.0015	0.0013	0.0015	0.0013	0.0013	0.0014	0.0014	0.0001
T1	0.0012	0.0014	0.0011	0.0013	0.0011	0.0011	0.0013	0.0012	0.0001
MÁXIMO	0.0019	0.0020	0.0019	0.0017	0.0018	0.0019	0.0021	0.0019	0.0001

Y-Y (CORTA)

NIVEL 1

PISO	SENAL							PROMEDIO	DESVIACIÓ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	0.0013	0.0013	0.0011	0.0011	0.0013	0.0013	0.0014	0.0013	0.0001
T9	0.0014	0.0014	0.0013	0.0011	0.0013	0.0013	0.0016	0.0013	0.0002
T8	0.0015	0.0014	0.0014	0.0013	0.0013	0.0014	0.0016	0.0014	0.0001
T7	0.0015	0.0015	0.0014	0.0013	0.0014	0.0014	0.0016	0.0014	0.0001
T6	0.0014	0.0016	0.0014	0.0013	0.0014	0.0014	0.0015	0.0014	0.0001
T5	0.0014	0.0016	0.0014	0.0013	0.0014	0.0013	0.0015	0.0014	0.0001
T4	0.0013	0.0015	0.0014	0.0012	0.0013	0.0013	0.0013	0.0013	0.0001
T3	0.0013	0.0015	0.0013	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0013	0.0001
T2	0.0011	0.0012	0.0012	0.0012	0.0012	0.0010	0.0011	0.0011	0.0001
T1	0.0011	0.0011	0.0008	0.0011	0.0008	0.0007	0.0010	0.0009	0.0002
MÁXIMO	0.0015	0.0016	0.0014	0.0013	0.0014	0.0014	0.0016	0.0015	0.0001

NIVEL 2

Y-Y

PISO	SENAL							PROMEDIO	DESVIACIÓ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALAN	MAIPU	TALCA		
T10	0.0035	0.0045	0.0038	0.0041	0.0046	0.0039	0.0035	0.0040	0.0004
T9	0.0035	0.0045	0.0038	0.0041	0.0046	0.0039	0.0035	0.0040	0.0004
T8	0.0042	0.0051	0.0042	0.0046	0.0051	0.0043	0.0039	0.0045	0.0005
T7	0.0042	0.0051	0.0042	0.0046	0.0051	0.0043	0.0039	0.0045	0.0005
T6	0.0042	0.0051	0.0042	0.0046	0.0051	0.0043	0.0039	0.0045	0.0005
T5	0.0039	0.0048	0.0041	0.0045	0.0050	0.0042	0.0038	0.0043	0.0005
T4	0.0039	0.0048	0.0041	0.0045	0.0050	0.0042	0.0038	0.0043	0.0005
T3	0.0039	0.0048	0.0041	0.0045	0.0050	0.0042	0.0038	0.0043	0.0005
T2	0.0035	0.0046	0.0034	0.0036	0.0041	0.0034	0.0031	0.0037	0.0005
T1	0.0035	0.0046	0.0034	0.0036	0.0041	0.0034	0.0031	0.0037	0.0005
MÁXIMO	0.0042	0.0051	0.0042	0.0046	0.0051	0.0043	0.0039	0.0045	0.0005

Y-Y (CORTA)

PISO	SENAL							PROMEDIO	DESVIACIÓ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	0.0075	0.0099	0.0069	0.0075	0.0084	0.0070	0.0064	0.0077	0.0012
T9	0.0075	0.0099	0.0069	0.0075	0.0084	0.0070	0.0064	0.0077	0.0012
T8	0.0079	0.0106	0.0074	0.0080	0.0089	0.0075	0.0068	0.0082	0.0013
T7	0.0079	0.0106	0.0074	0.0080	0.0089	0.0075	0.0068	0.0082	0.0013
T6	0.0079	0.0106	0.0074	0.0080	0.0089	0.0075	0.0068	0.0082	0.0013
T5	0.0084	0.0112	0.0078	0.0084	0.0095	0.0079	0.0072	0.0086	0.0013
T4	0.0084	0.0112	0.0078	0.0084	0.0095	0.0079	0.0072	0.0086	0.0013
T3	0.0084	0.0112	0.0078	0.0084	0.0095	0.0079	0.0072	0.0086	0.0013
T2	0.0070	0.0093	0.0065	0.0070	0.0079	0.0066	0.0060	0.0072	0.0011
T1	0.0070	0.0093	0.0065	0.0070	0.0079	0.0066	0.0060	0.0072	0.0011
MÁXIMO	0.0084	0.0112	0.0078	0.0084	0.0095	0.0079	0.0072	0.0086	0.0013

NIVEL 3

Y-Y

PISO	SENAL							PROMEDIO	DESVIACIÓ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALAN	MAIPU	TALCA		
T10	0.0067	0.0080	0.0065	0.0080	0.0062	0.0070	0.0073	0.0071	0.0007
T9	0.0070	0.0080	0.0070	0.0084	0.0068	0.0075	0.0080	0.0075	0.0006
T8	0.0076	0.0090	0.0072	0.0086	0.0068	0.0075	0.0080	0.0078	0.0008
T7	0.0076	0.0090	0.0073	0.0086	0.0068	0.0080	0.0080	0.0079	0.0008

Y-Y (CORTA)

PISO	SENAL							PROMEDIO	DESVIACIÓ
	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA		
T10	0.0126	0.0171	0.0108	0.0153	0.0099	0.0135	0.0135	0.0132	0.0025
T9	0.0126	0.0171	0.0126	0.0151	0.0108	0.0126	0.0144	0.0136	0.0021
T8	0.0126	0.0171	0.0126	0.0144	0.0108	0.0126	0.0144	0.0135	0.0020
T7	0.0131	0.0162	0.0126	0.0155	0.0099	0.0135	0.0144	0.0136	0.0021

T6	0.0078	0.0090	0.0076	0.0084	0.0067	0.0080	0.0080	0.0079	0.0007
T5	0.0080	0.0090	0.0074	0.0080	0.0067	0.0080	0.0080	0.0079	0.0007
T4	0.0080	0.0080	0.0072	0.0080	0.0065	0.0080	0.0070	0.0075	0.0006
T3	0.0080	0.0080	0.0070	0.0070	0.0060	0.0080	0.0070	0.0073	0.0008
T2	0.0070	0.0070	0.0070	0.0070	0.0050	0.0070	0.0070	0.0067	0.0008
T1	0.0070	0.0070	0.0067	0.0060	0.0050	0.0060	0.0065	0.0063	0.0007
MÁXIMO	0.0080	0.0090	0.0076	0.0086	0.0068	0.0080	0.0080	0.0080	0.0007

T6	0.0131	0.0162	0.0126	0.0155	0.0099	0.0135	0.0144	0.0136	0.0021
T5	0.0135	0.0162	0.0126	0.0152	0.0099	0.0135	0.0135	0.0135	0.0020
T4	0.0135	0.0153	0.0117	0.0135	0.0099	0.0135	0.0126	0.0129	0.0017
T3	0.0140	0.0135	0.0117	0.0126	0.0099	0.0126	0.0126	0.0124	0.0013
T2	0.0131	0.0126	0.0108	0.0012	0.0072	0.0117	0.0126	0.0099	0.0043
T1	0.0126	0.0117	0.0099	0.0099	0.0054	0.0099	0.0108	0.0100	0.0023
MÁXIMO	0.0140	0.0171	0.0126	0.0155	0.0108	0.0135	0.0144	0.0140	0.0020

NIVEL 4

Y-Y									
SENAL									
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALAN	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIÓ
T10	0.0075	0.0070	0.0070	0.0012	0.0060	0.0070	0.0080	0.0062	0.0023
T9	0.0075	0.0070	0.0070	0.0012	0.0074	0.0070	0.0080	0.0064	0.0023
T8	0.0090	0.0080	0.0078	0.0011	0.0075	0.0078	0.0090	0.0072	0.0027
T7	0.0090	0.0080	0.0078	0.0011	0.0075	0.0078	0.0090	0.0072	0.0027
T6	0.0090	0.0080	0.0078	0.0011	0.0073	0.0080	0.0090	0.0072	0.0027
T5	0.0083	0.0075	0.0076	0.0010	0.0071	0.0080	0.0090	0.0069	0.0027
T4	0.0083	0.0075	0.0076	0.0009	0.0070	0.0080	0.0080	0.0068	0.0026
T3	0.0083	0.0075	0.0076	0.0090	0.0060	0.0070	0.0080	0.0076	0.0010
T2	0.0075	0.0072	0.0062	0.0080	0.0050	0.0070	0.0070	0.0068	0.0010
T1	0.0075	0.0072	0.0062	0.0080	0.0050	0.0050	0.0070	0.0066	0.0012
MÁXIMO	0.0090	0.0080	0.0078	0.0090	0.0075	0.0080	0.0090	0.0083	0.0006

Y-Y (CORTA)									
SENAL									
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIÓ
T10	0.0160	0.0155	0.0128	0.0220	0.0090	0.0160	0.0190	0.0158	0.0042
T9	0.0160	0.0155	0.0128	0.0220	0.0090	0.0160	0.0190	0.0158	0.0042
T8	0.0170	0.0164	0.0136	0.0220	0.0100	0.0160	0.0190	0.0163	0.0038
T7	0.0170	0.0164	0.0136	0.0220	0.0100	0.0160	0.0190	0.0163	0.0038
T6	0.0170	0.0164	0.0136	0.0021	0.0100	0.0160	0.0200	0.0136	0.0059
T5	0.0180	0.0174	0.0144	0.0200	0.0090	0.0160	0.0200	0.0164	0.0038
T4	0.0180	0.0174	0.0144	0.0190	0.0080	0.0140	0.0160	0.0153	0.0037
T3	0.0180	0.0174	0.0144	0.0180	0.0080	0.0100	0.0160	0.0145	0.0040
T2	0.0150	0.0145	0.0120	0.0170	0.0070	0.0070	0.0150	0.0125	0.0040
T1	0.0150	0.0145	0.0120	0.0160	0.0070	0.0070	0.0110	0.0118	0.0037
MÁXIMO	0.0180	0.0174	0.0144	0.0220	0.0100	0.0160	0.0200	0.0168	0.0039

NIVEL 5

Y-Y									
SENAL									
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALAN	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIÓ
T10	0.0080	0.0090	0.0085	0.0100	0.0080	0.0090	0.0100	0.0089	0.0008
T9	0.0090	0.0100	0.0090	0.0110	0.0090	0.0100	0.0100	0.0097	0.0008
T8	0.0090	0.0100	0.0090	0.0110	0.0100	0.0100	0.0100	0.0099	0.0007
T7	0.0090	0.0100	0.0090	0.0110	0.0100	0.0100	0.0100	0.0099	0.0007
T6	0.0090	0.0100	0.0090	0.0110	0.0100	0.0100	0.0100	0.0099	0.0007
T5	0.0090	0.0100	0.0090	0.0110	0.0100	0.0110	0.0100	0.0100	0.0008
T4	0.0090	0.0090	0.0085	0.0100	0.0100	0.0110	0.0090	0.0095	0.0009
T3	0.0090	0.0090	0.0080	0.0090	0.0100	0.0110	0.0080	0.0091	0.0011
T2	0.0080	0.0080	0.0070	0.0080	0.0080	0.0100	0.0080	0.0081	0.0009
T1	0.0070	0.0070	0.0070	0.0080	0.0070	0.0090	0.0070	0.0074	0.0008
MÁXIMO	0.0090	0.0100	0.0090	0.0110	0.0100	0.0110	0.0100	0.0100	0.0008

Y-Y (CORTA)									
SENAL									
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIÓ
T10	0.0200	0.0200	0.0220	0.0250	0.0220	0.0210	0.0250	0.0221	0.0021
T9	0.0220	0.0210	0.0230	0.0260	0.0220	0.0220	0.0260	0.0231	0.0020
T8	0.0220	0.0220	0.0230	0.0260	0.0220	0.0220	0.0260	0.0233	0.0019
T7	0.0230	0.0220	0.0230	0.0260	0.0230	0.0230	0.0260	0.0237	0.0016
T6	0.0230	0.0220	0.0230	0.0250	0.0230	0.0230	0.0250	0.0234	0.0011
T5	0.0230	0.0220	0.0220	0.0250	0.0230	0.0230	0.0250	0.0233	0.0013
T4	0.0230	0.0210	0.0200	0.0240	0.0220	0.0220	0.0230	0.0221	0.0013
T3	0.0220	0.0190	0.0190	0.0220	0.0210	0.0210	0.0230	0.0210	0.0015
T2	0.0200	0.0180	0.0170	0.0170	0.0180	0.0190	0.0230	0.0189	0.0021
T1	0.0170	0.0150	0.0160	0.0140	0.0170	0.0170	0.0200	0.0166	0.0019
MÁXIMO	0.0230	0.0220	0.0230	0.0260	0.0230	0.0230	0.0260	0.0237	0.0016

NIVEL 6

Y-Y										
	SEÑAL									
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALAN	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIO	
T10	0.0121	0.0131	0.0113	0.0115	0.0093	0.0100	0.0106	0.0111	0.0013	
T9	0.0121	0.0131	0.0113	0.0115	0.0093	0.0100	0.0106	0.0111	0.0013	
T8	0.0121	0.0131	0.0113	0.0115	0.0093	0.0100	0.0106	0.0111	0.0013	
T7	0.0145	0.0150	0.0126	0.0128	0.0104	0.0111	0.0118	0.0126	0.0017	
T6	0.0145	0.0150	0.0126	0.0128	0.0104	0.0111	0.0118	0.0126	0.0017	
T5	0.0145	0.0150	0.0126	0.0128	0.0104	0.0111	0.0118	0.0126	0.0017	
T4	0.0134	0.0140	0.0122	0.0125	0.0101	0.0109	0.0115	0.0121	0.0014	
T3	0.0134	0.0140	0.0122	0.0125	0.0101	0.0109	0.0115	0.0121	0.0014	
T2	0.0134	0.0140	0.0122	0.0125	0.0101	0.0109	0.0115	0.0121	0.0014	
T1	0.0121	0.0135	0.0100	0.0102	0.0083	0.0089	0.0094	0.0103	0.0018	
MAXIMO				0.01449				0.01259086	0.00167668	

Y-Y (CORTA)											
	SEÑAL										
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIO		
T10	0.0325	0.0312	0.0305	0.0293	0.0296	0.0318	0.0336	0.0312	0.0016		
T9	0.0325	0.0312	0.0305	0.0293	0.0296	0.0318	0.0336	0.0312	0.0016		
T8	0.0345	0.0331	0.0324	0.0311	0.0315	0.0338	0.0357	0.0332	0.0017		
T7	0.0345	0.0331	0.0324	0.0311	0.0315	0.0338	0.0357	0.0332	0.0017		
T6	0.0345	0.0331	0.0324	0.0311	0.0315	0.0338	0.0357	0.0332	0.0017		
T5	0.0365	0.0351	0.0343	0.0329	0.0333	0.0358	0.0379	0.0351	0.0018		
T4	0.0365	0.0351	0.0343	0.0329	0.0333	0.0358	0.0379	0.0351	0.0018		
T3	0.0365	0.0351	0.0343	0.0329	0.0333	0.0358	0.0379	0.0351	0.0018		
T2	0.0305	0.0292	0.0286	0.0274	0.0278	0.0298	0.0315	0.0293	0.0015		
T1	0.0305	0.0292	0.0286	0.0274	0.0278	0.0298	0.0315	0.0293	0.0015		
MAXIMO	0.0365	0.0351	0.0343	0.0329	0.0333	0.0358	0.0379	0.0351	0.0018		

NIVEL 7

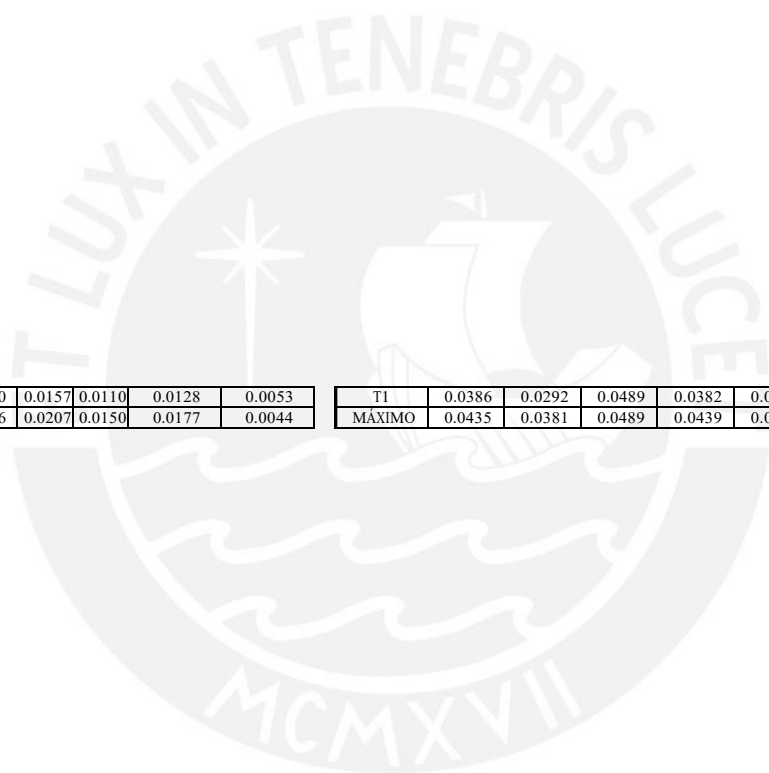
Y-Y										
	SEÑAL									
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALAN	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIO	
T10	0.0110	0.0190	0.0180	0.0121	0.0119	0.0127	0.0115	0.0137	0.0033	
T9	0.0130	0.0180	0.0170	0.0121	0.0119	0.0127	0.0115	0.0137	0.0026	
T8	0.0140	0.0160	0.0180	0.0121	0.0119	0.0127	0.0115	0.0137	0.0024	
T7	0.0140	0.0160	0.0170	0.0135	0.0133	0.0142	0.0128	0.0144	0.0015	
T6	0.0130	0.0160	0.0170	0.0135	0.0133	0.0142	0.0128	0.0142	0.0016	
T5	0.0130	0.0150	0.0160	0.0135	0.0133	0.0142	0.0128	0.0140	0.0012	
T4	0.0120	0.0130	0.0140	0.0131	0.0129	0.0138	0.0125	0.0130	0.0007	
T3	0.0120	0.0130	0.0120	0.0131	0.0129	0.0138	0.0125	0.0128	0.0006	
T2	0.0110	0.0110	0.0120	0.0131	0.0129	0.0138	0.0125	0.0123	0.0011	
T1	0.0100	0.0100	0.0110	0.0107	0.0105	0.0112	0.0102	0.0105	0.0005	
MAXIMO	0.0140	0.0190	0.0180	0.0135	0.0133	0.0142	0.0128	0.0150	0.0025	

Y-Y (CORTA)											
	SEÑAL										
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIO		
T10	0.0310	0.0430	0.0410	0.0420	0.0403	0.0418	0.0421	0.0402	0.0041		
T9	0.0330	0.0430	0.0410	0.0420	0.0403	0.0418	0.0421	0.0405	0.0034		
T8	0.0330	0.0430	0.0410	0.0447	0.0428	0.0444	0.0447	0.0419	0.0042		
T7	0.0340	0.0410	0.0400	0.0447	0.0428	0.0444	0.0447	0.0416	0.0038		
T6	0.0340	0.0390	0.0390	0.0447	0.0428	0.0444	0.0447	0.0412	0.0041		
T5	0.0350	0.0380	0.0390	0.0473	0.0453	0.0470	0.0473	0.0427	0.0052		
T4	0.0350	0.0360	0.0370	0.0473	0.0453	0.0470	0.0473	0.0421	0.0058		
T3	0.0340	0.0350	0.0360	0.0473	0.0453	0.0470	0.0473	0.0417	0.0063		
T2	0.0310	0.0310	0.0330	0.0394	0.0377	0.0392	0.0394	0.0358	0.0040		
T1	0.0300	0.0300	0.0320	0.0394	0.0377	0.0392	0.0394	0.0354	0.0045		
MAXIMO	0.0350	0.0430	0.0410	0.0473	0.0453	0.0470	0.0473	0.0437	0.0045		

NIVEL 8

Y-Y										
	SEÑAL									
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALAN	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIO	
T10	0.0167	0.0100	0.0187	0.0180	0.0130	0.0180	0.0132	0.0154	0.0033	
T9	0.0167	0.0100	0.0187	0.0180	0.0130	0.0180	0.0132	0.0154	0.0033	
T8	0.0195	0.0115	0.0220	0.0200	0.0131	0.0207	0.0150	0.0174	0.0041	
T7	0.0195	0.0115	0.0220	0.0200	0.0131	0.0207	0.0150	0.0174	0.0041	
T6	0.0195	0.0115	0.0220	0.0200	0.0131	0.0207	0.0150	0.0174	0.0041	
T5	0.0150	0.0100	0.0223	0.0140	0.0136	0.0192	0.0125	0.0152	0.0042	
T4	0.0150	0.0100	0.0223	0.0140	0.0136	0.0192	0.0125	0.0152	0.0042	
T3	0.0150	0.0100	0.0223	0.0140	0.0136	0.0192	0.0125	0.0152	0.0042	
T2	0.0100	0.0080	0.0236	0.0100	0.0110	0.0157	0.0110	0.0128	0.0053	

Y-Y (CORTA)											
	SEÑAL										
PISO	66EW	70EW	74EW	CURICO	HUALANE	MAIPU	TALCA	PROMEDIO	DESVIACIO		
T10	0.0408	0.0370	0.0442	0.0439	0.0466	0.0435	0.0462	0.0432	0.0033		
T9	0.0408	0.0370	0.0442	0.0439	0.0466	0.0435	0.0462	0.0432	0.0033		
T8	0.0435	0.0381	0.0462	0.0435	0.0495	0.0469	0.0489	0.0452	0.0039		
T7	0.0435	0.0381	0.0462	0.0435	0.0495	0.0469	0.0489	0.0452	0.0039		
T6	0.0435	0.0381	0.0462	0.0435	0.0495	0.0469	0.0489	0.0452	0.0039		
T5	0.0421	0.0367	0.0455	0.0417	0.0499	0.0489	0.0467	0.0445	0.0046		
T4	0.0421	0.0367	0.0455	0.0417	0.0499	0.0489	0.0467	0.0445	0.0046		
T3	0.0421	0.0367	0.0455	0.0417	0.0499	0.0489	0.0467	0.0445	0.0046		
T2	0.0386	0.0292	0.0489	0.0382	0.0424	0.0371	0.0344	0.0384	0.0062		

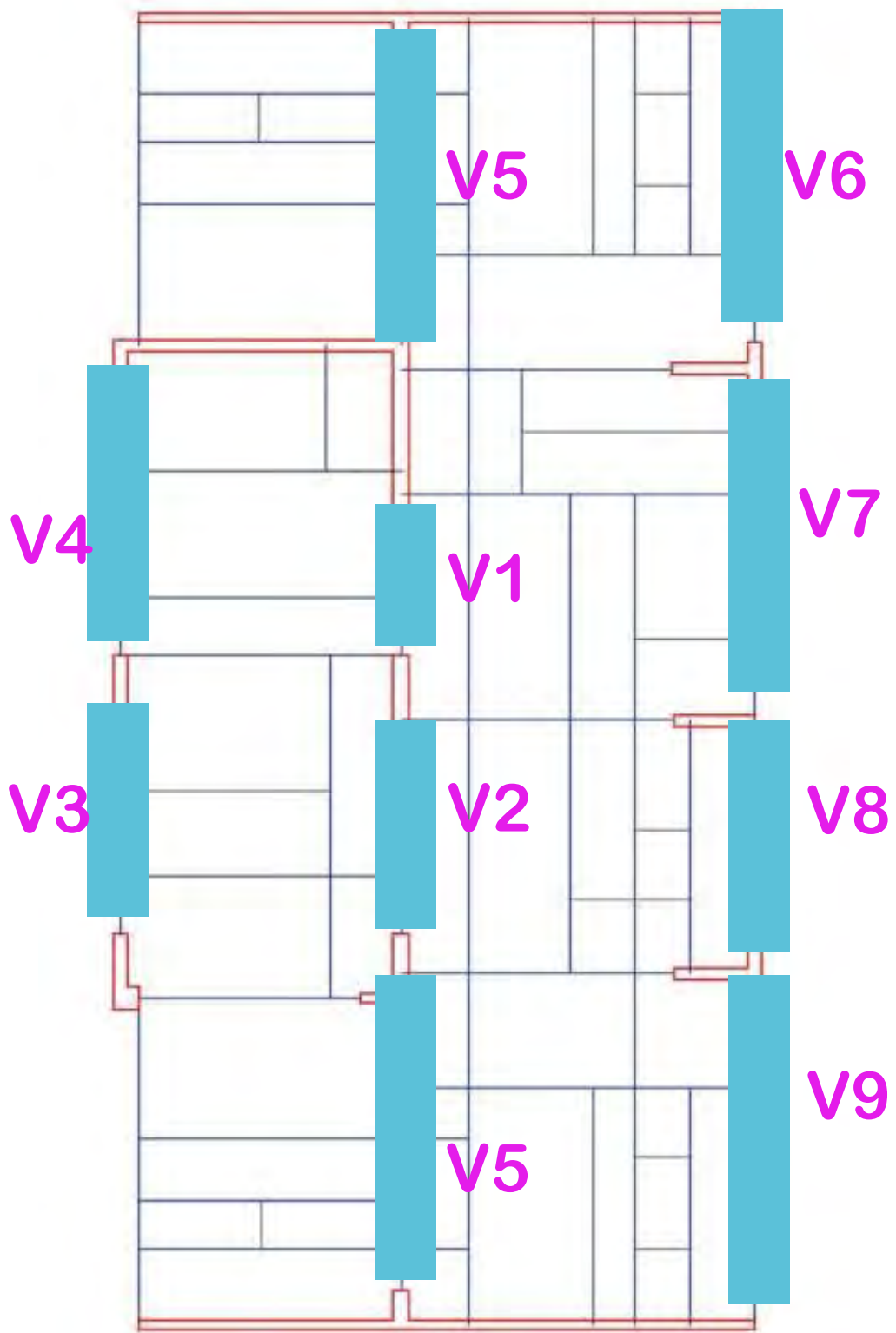


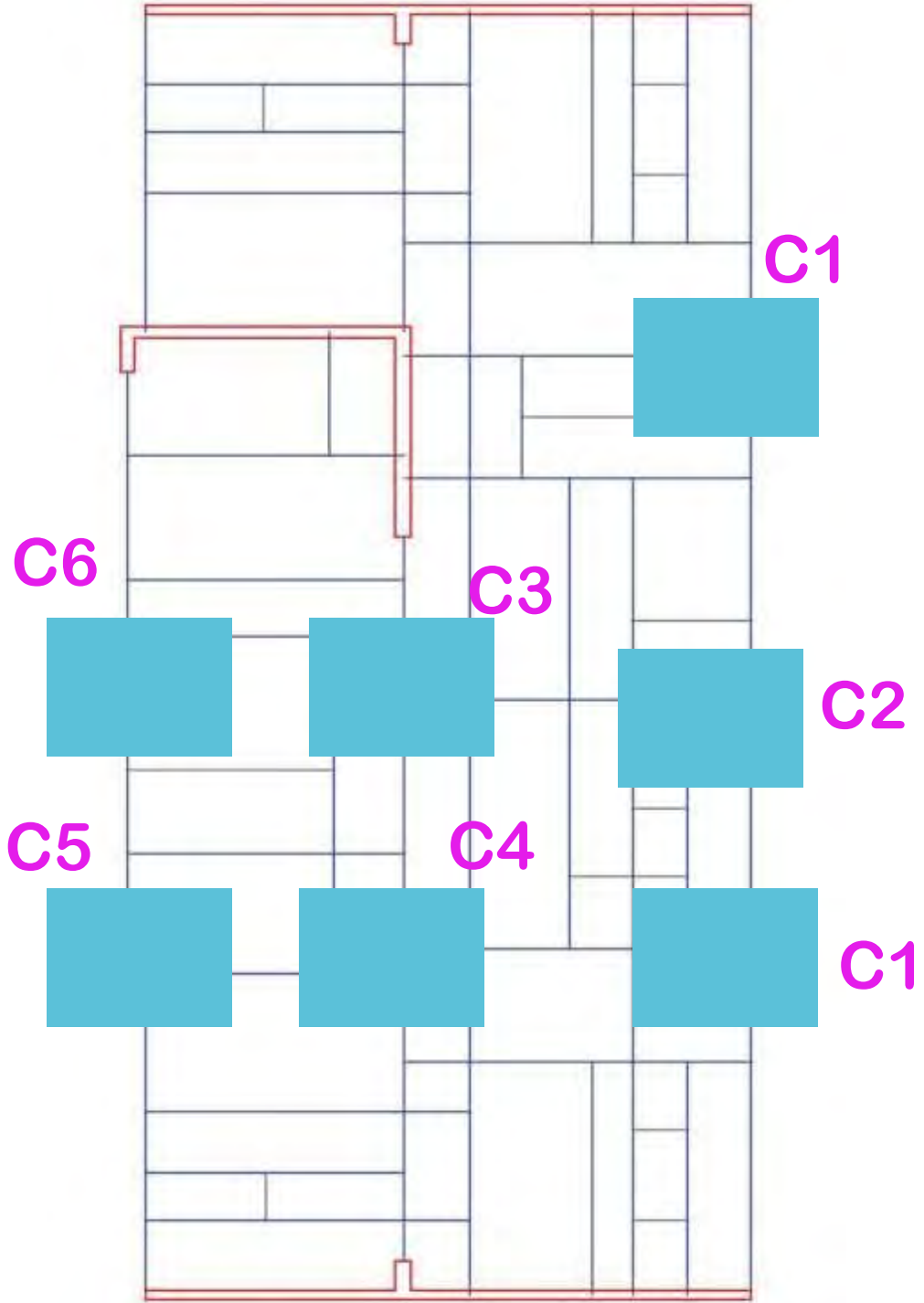
T1	0.0100	0.0080	0.0236	0.0100	0.0110	0.0157	0.0110	0.0128	0.0053
MAXIMO	0.0195	0.0115	0.0236	0.0200	0.0136	0.0207	0.0150	0.0177	0.0044

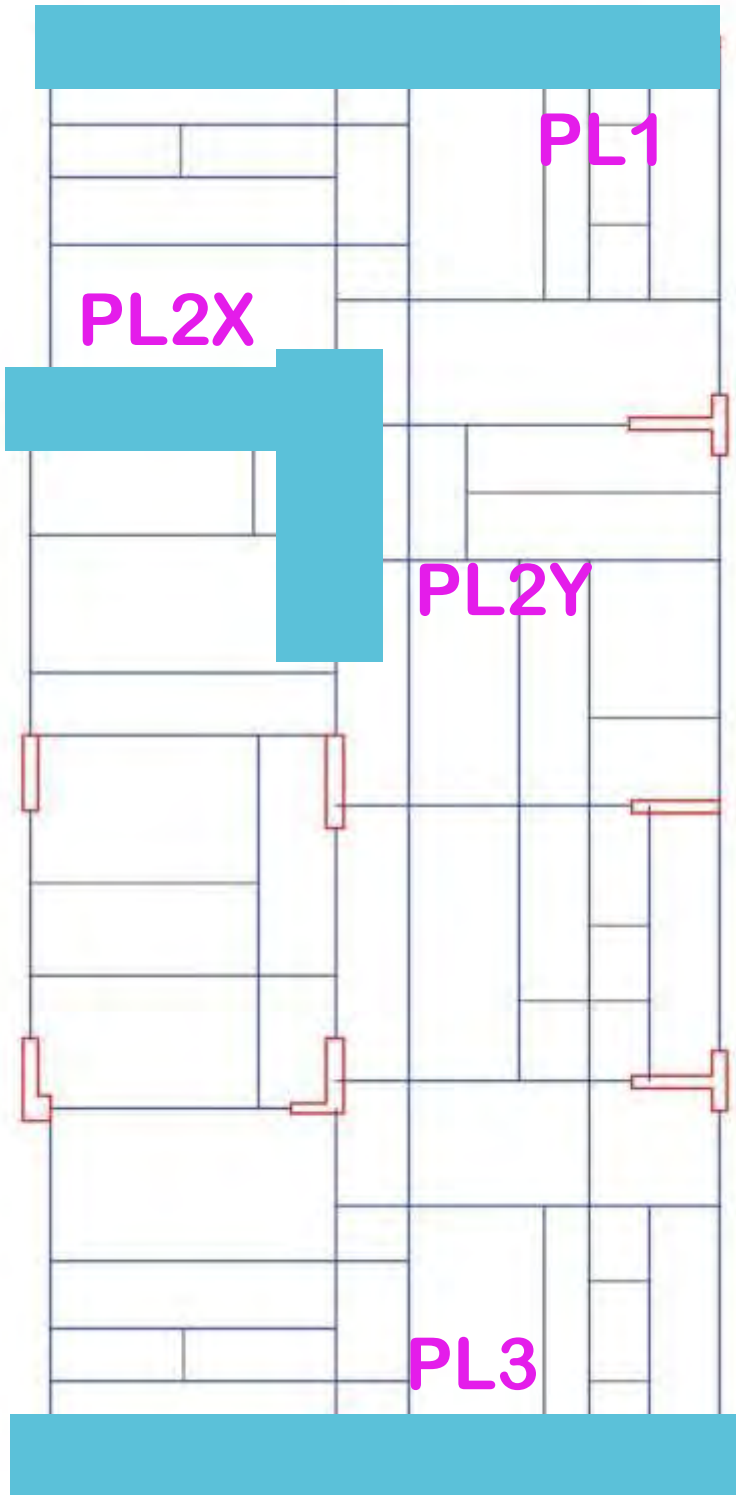
T1	0.0386	0.0292	0.0489	0.0382	0.0424	0.0371	0.0344	0.0384	0.0062
MAXIMO	0.0435	0.0381	0.0489	0.0439	0.0499	0.0489	0.0489	0.0460	0.0044



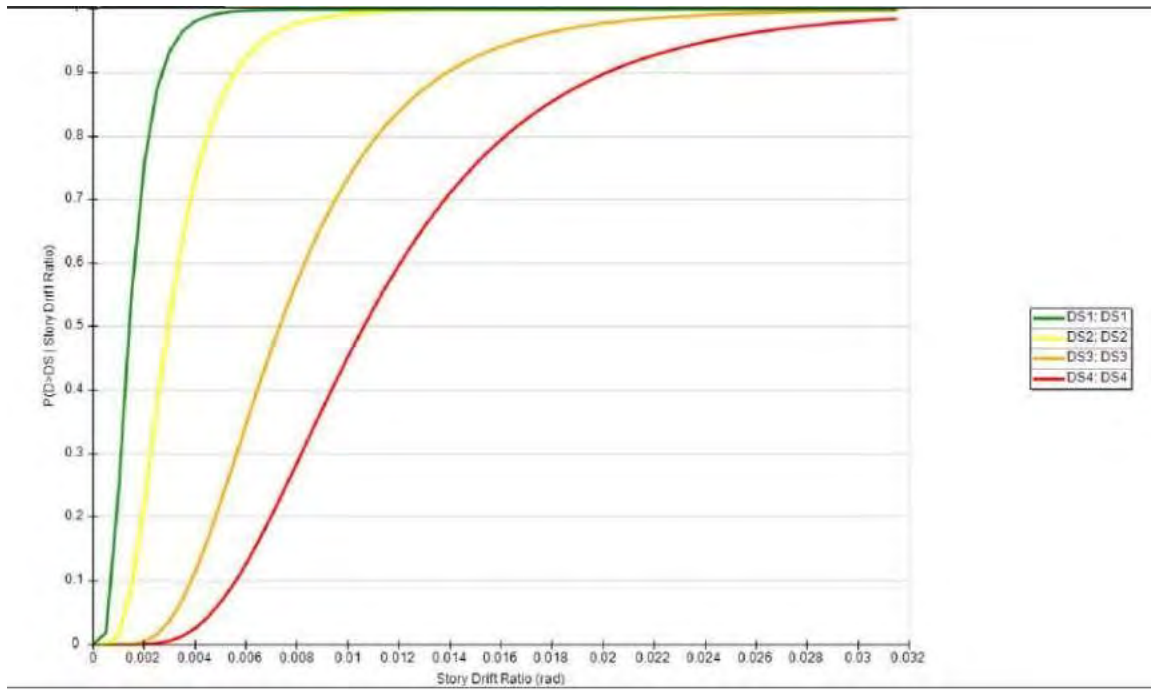
C. Anexo: Curvas de fragilidad de los
componentes



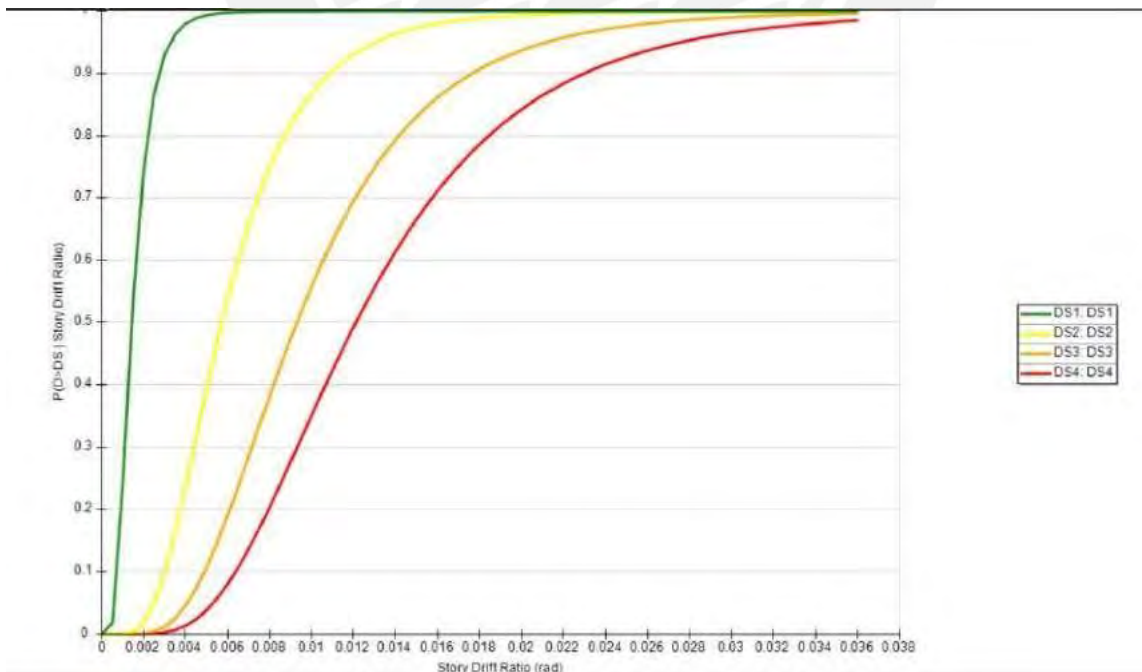




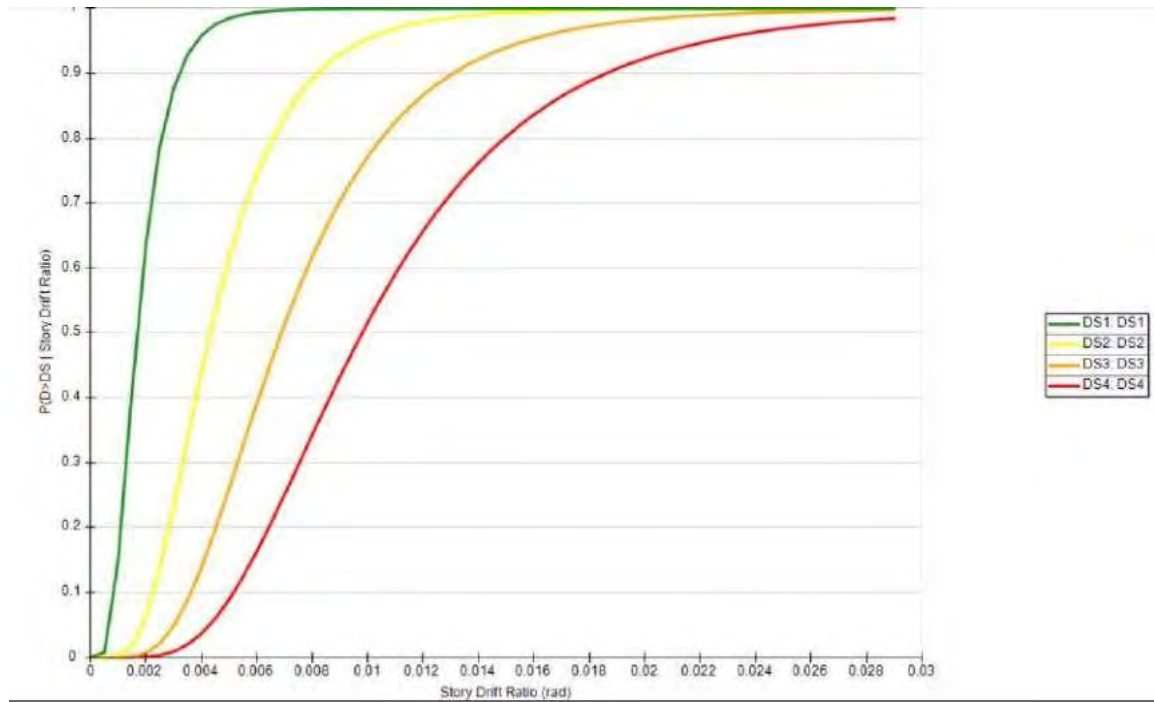
C1-T XX



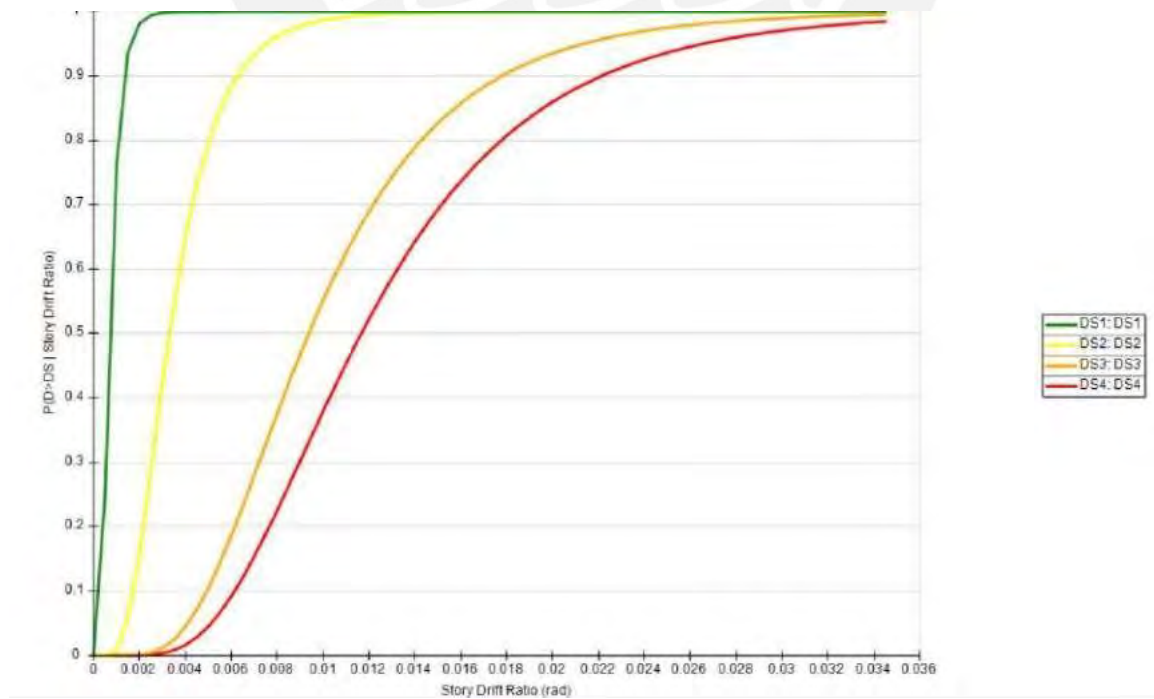
C1-T YY



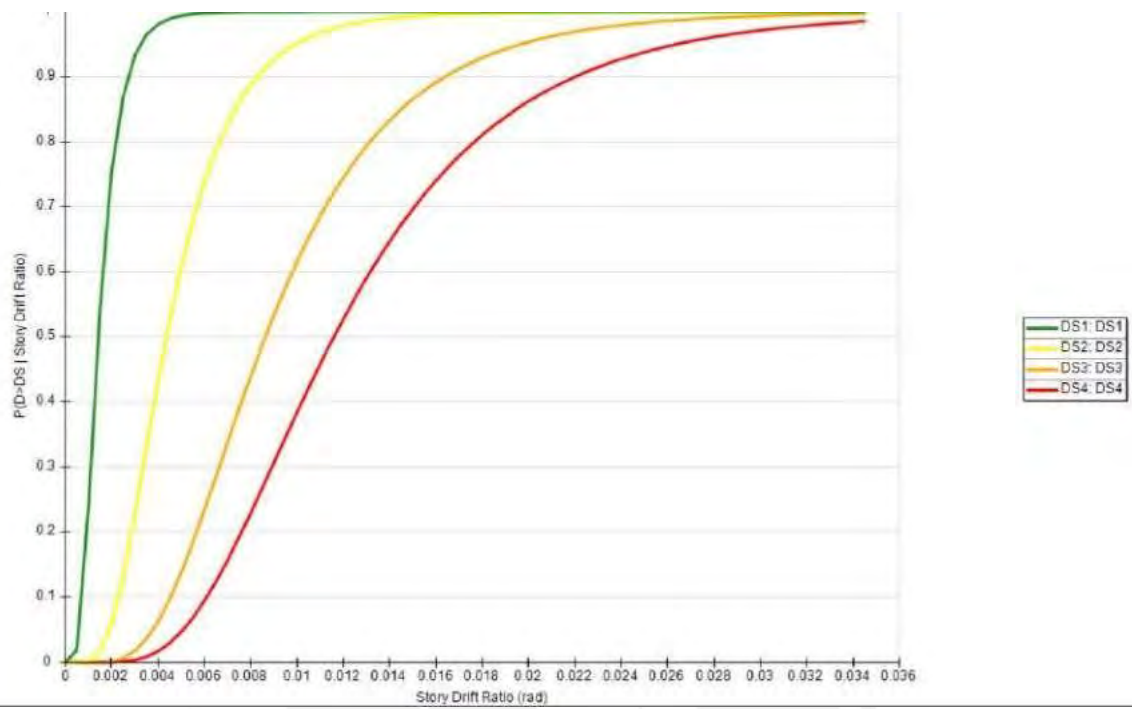
C2 - XX



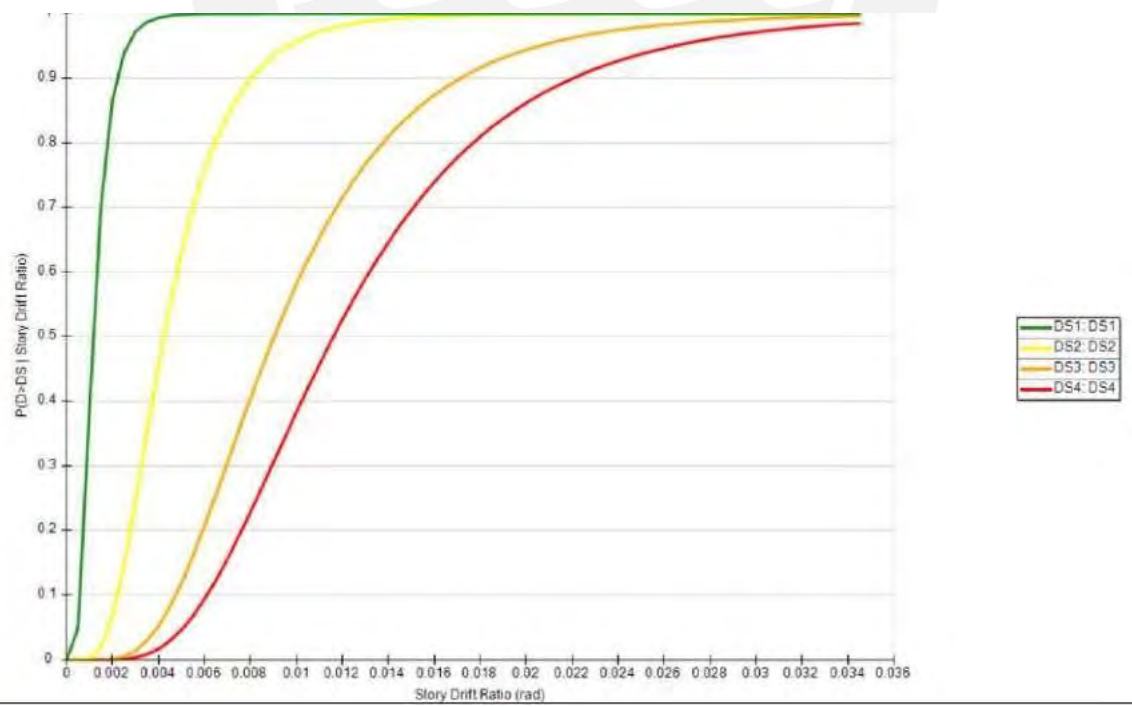
C3 - YY



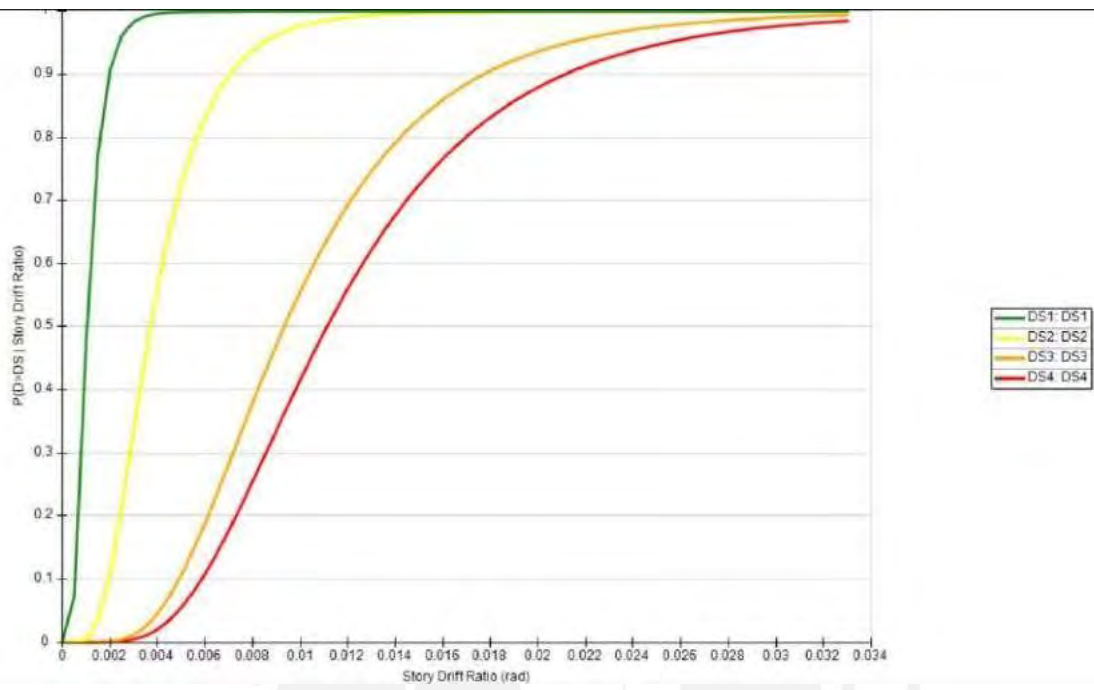
C4 - YY



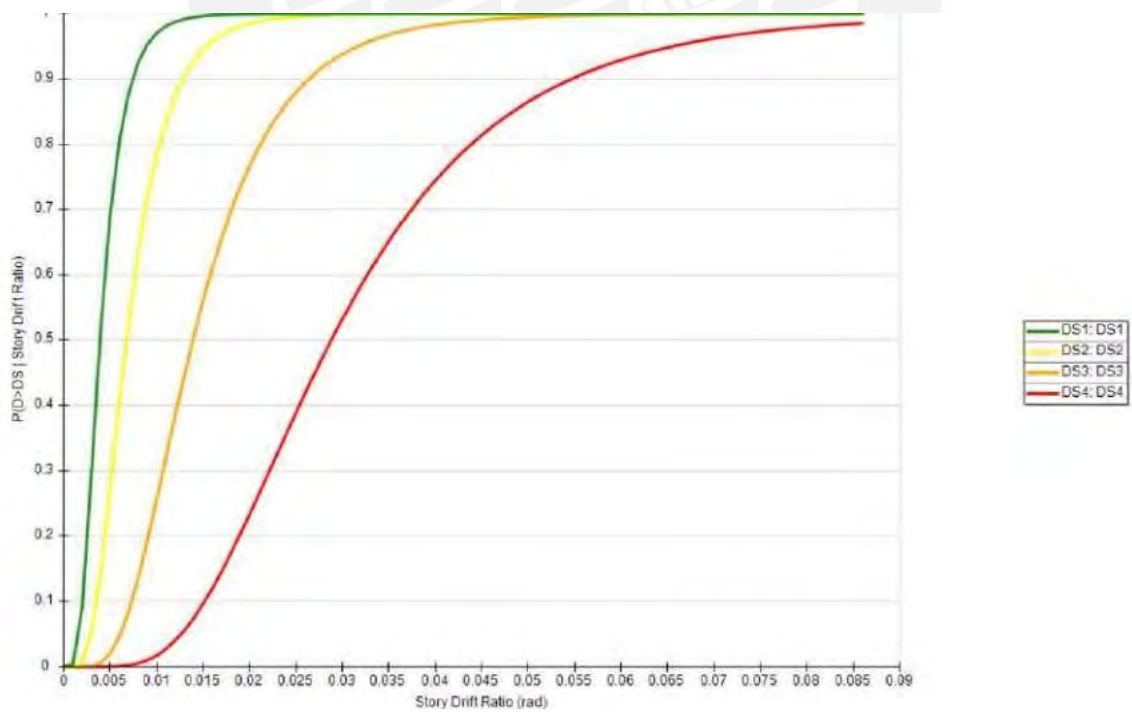
C5-YY



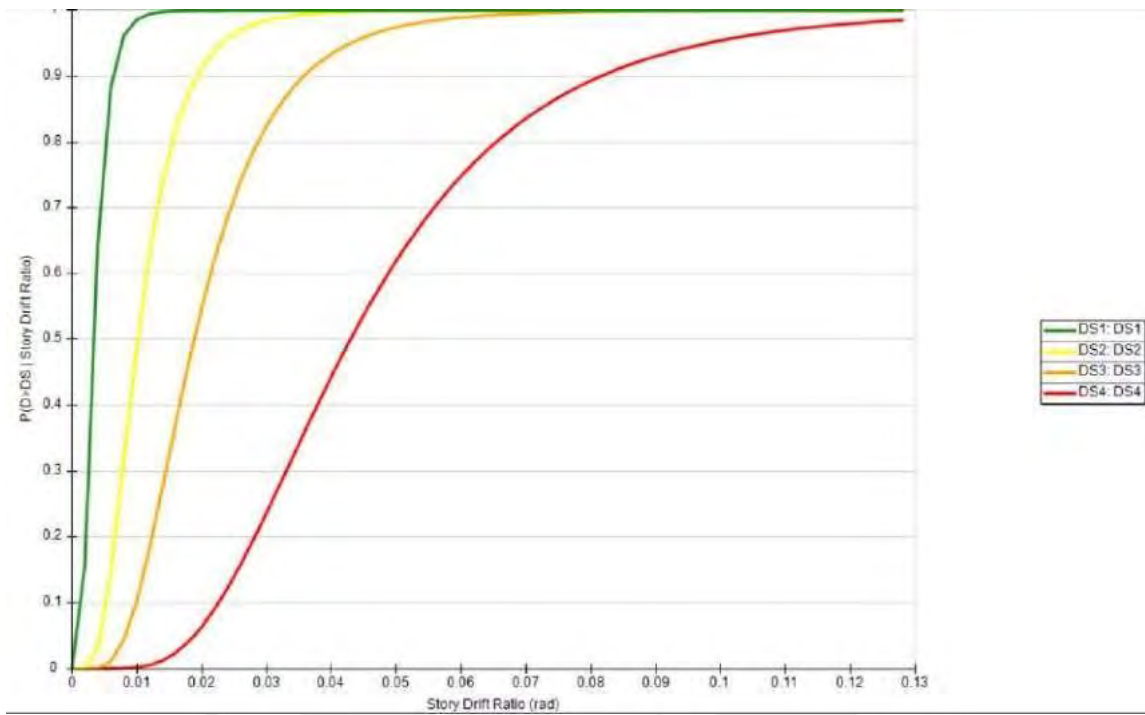
C6-YY



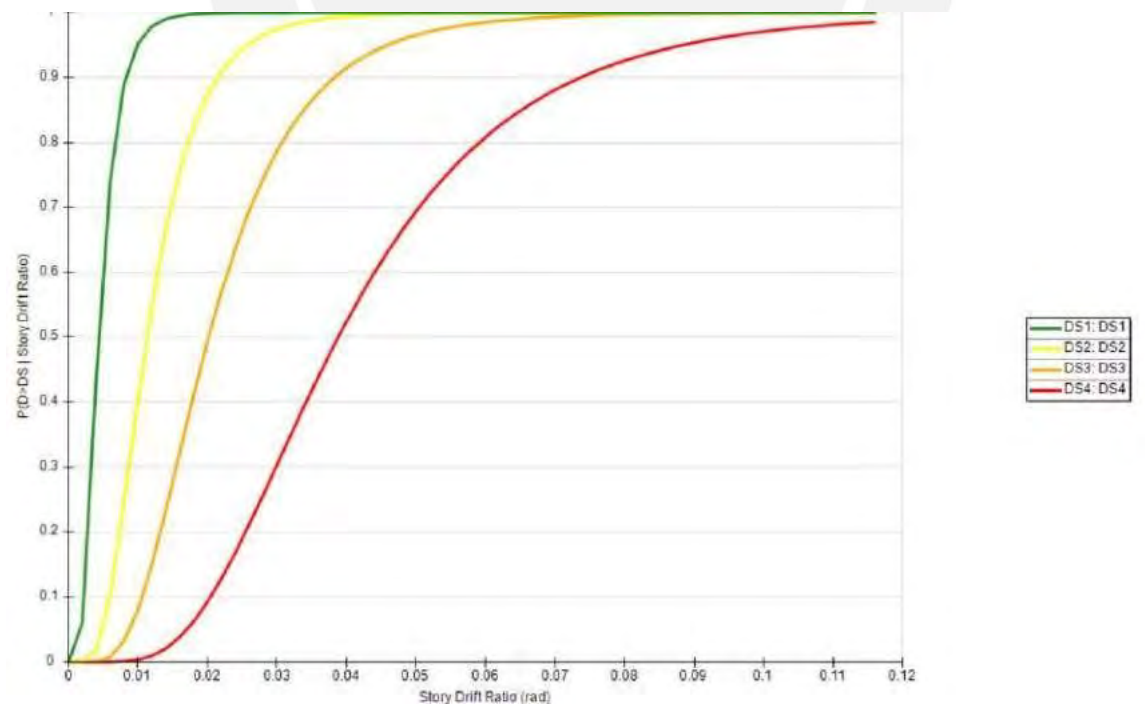
VIGA 1 - YY



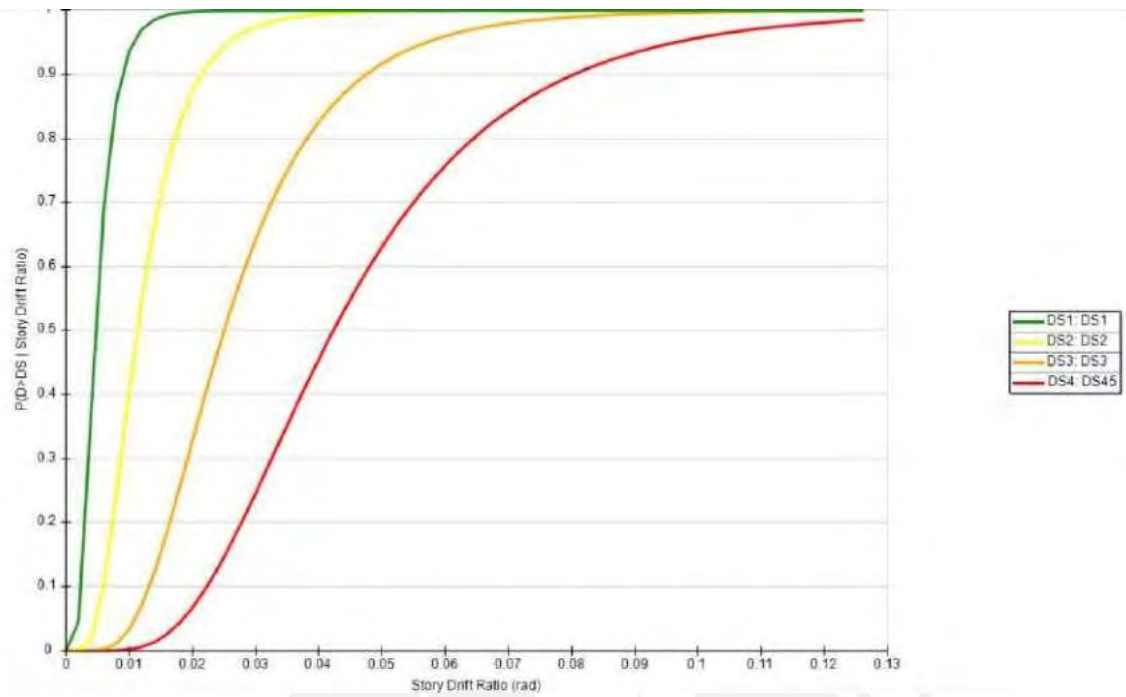
VIGA 2 - YY



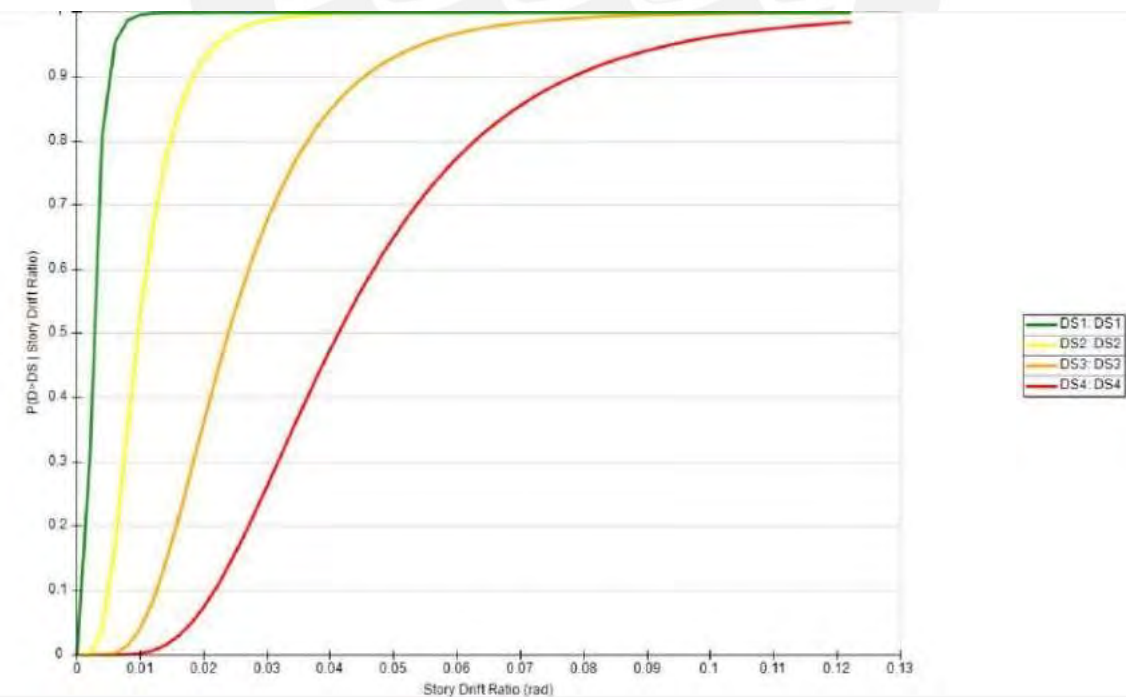
VIGA 3 - YY



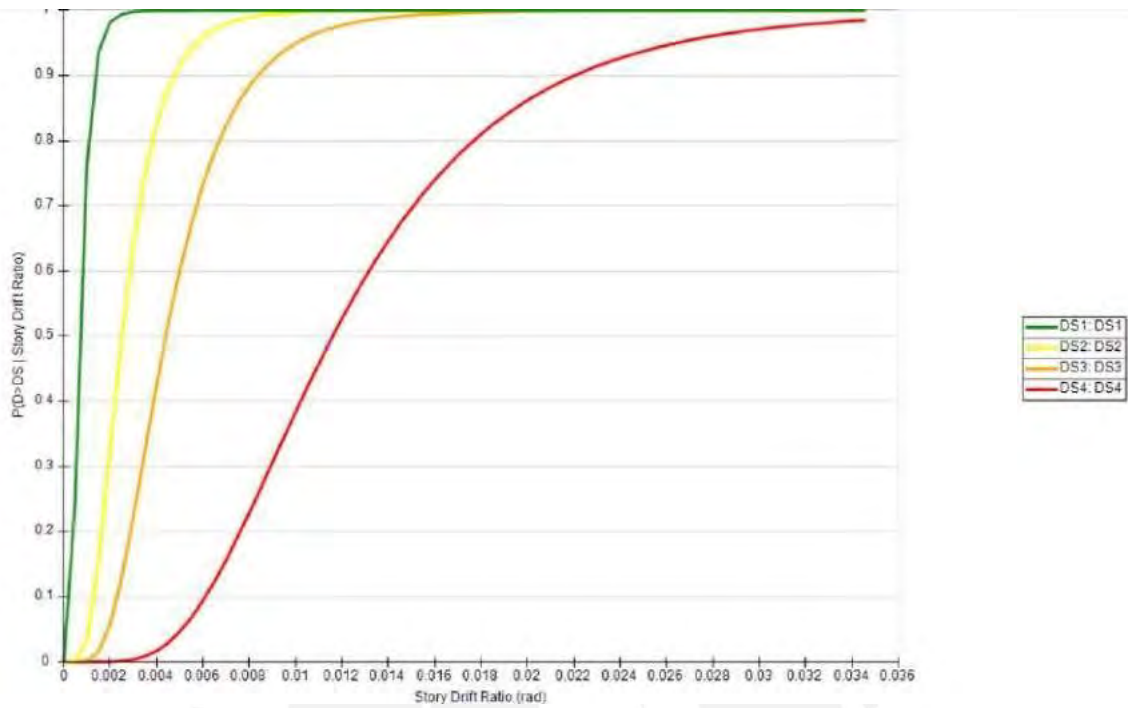
VIGA 4,5 - YY



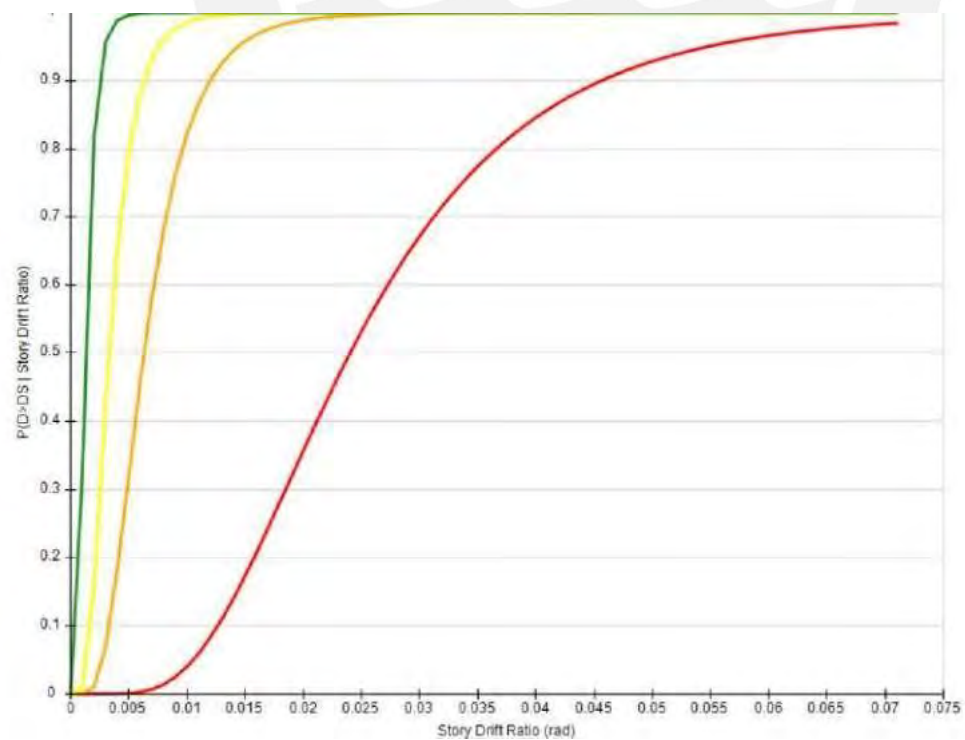
VIGA 6,7,8,9 - YY



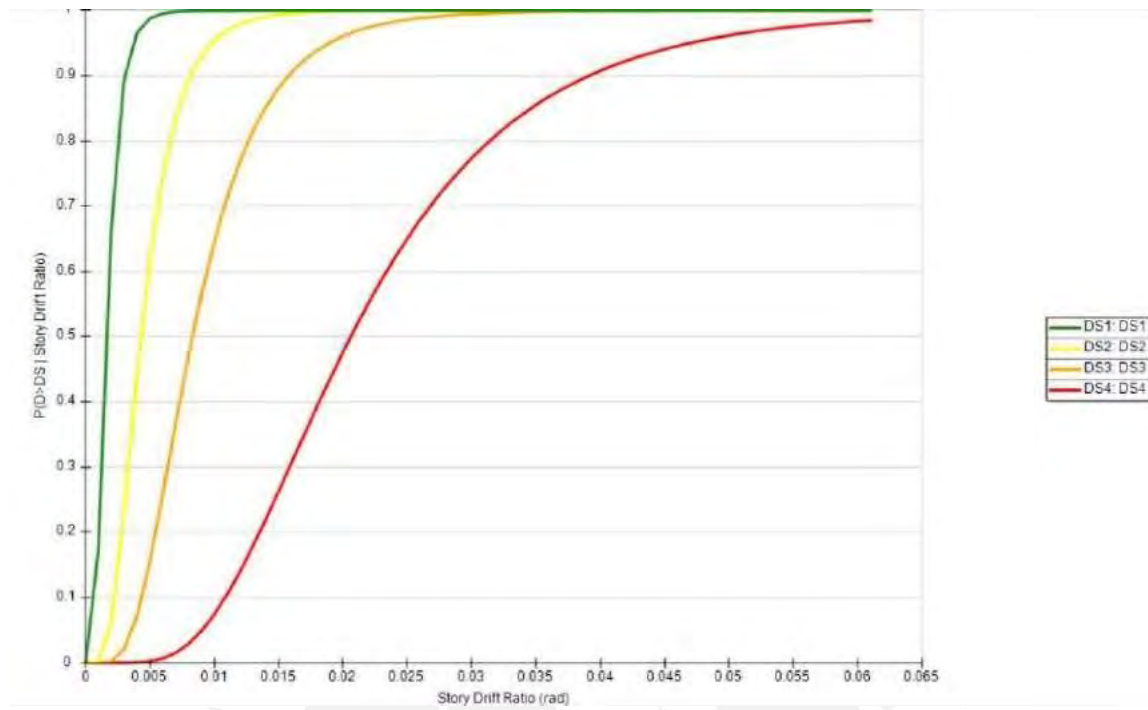
PLACA 1 - XX



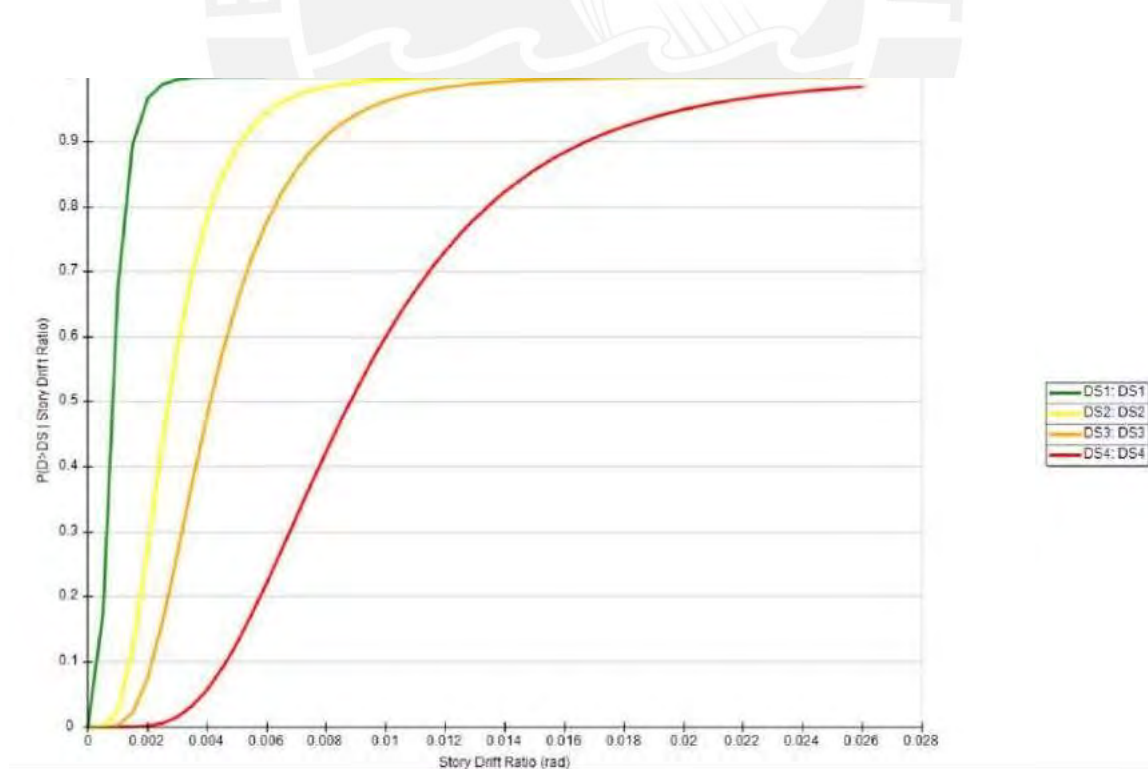
PLACA 2 - XX



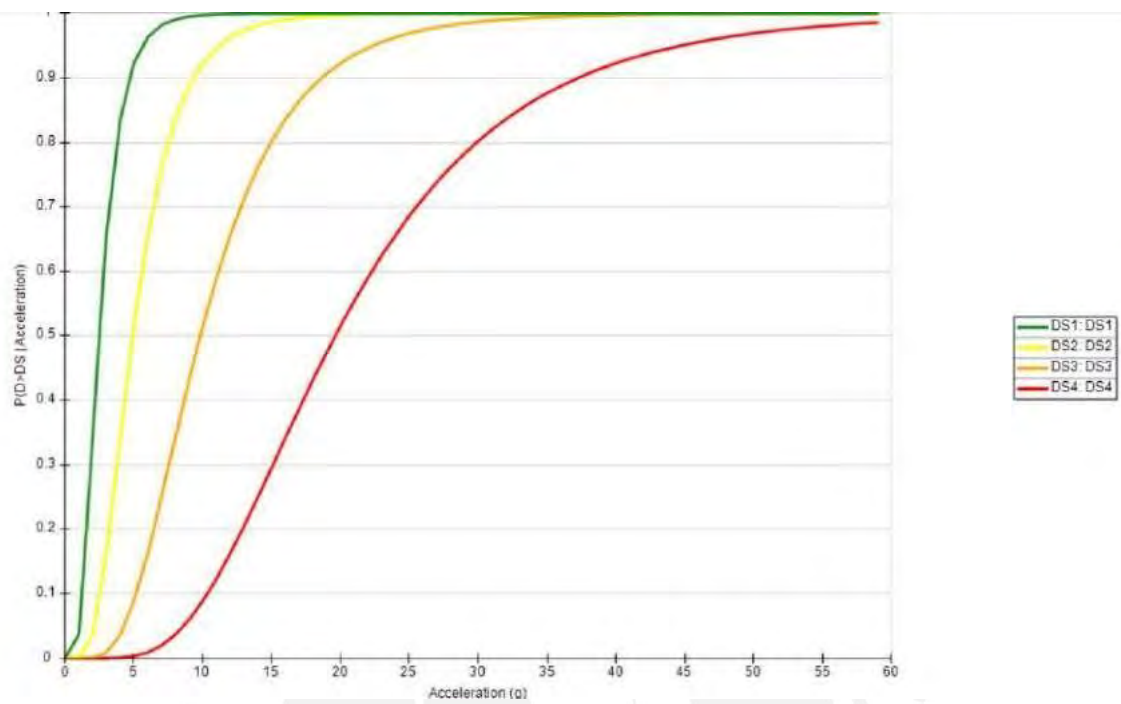
PLACA 2 - YY



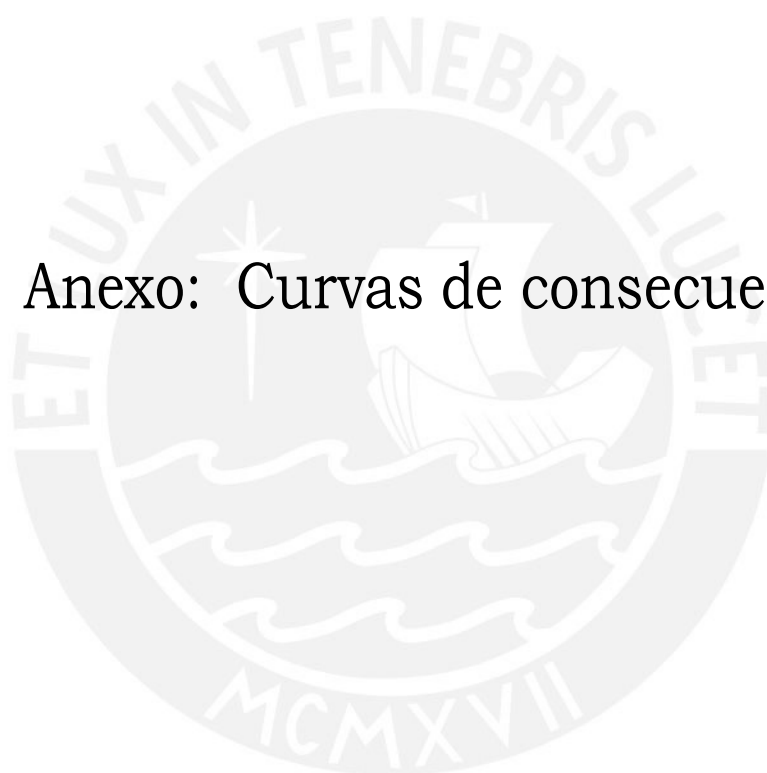
PLACA 3 - XX



TABIQUERÍA

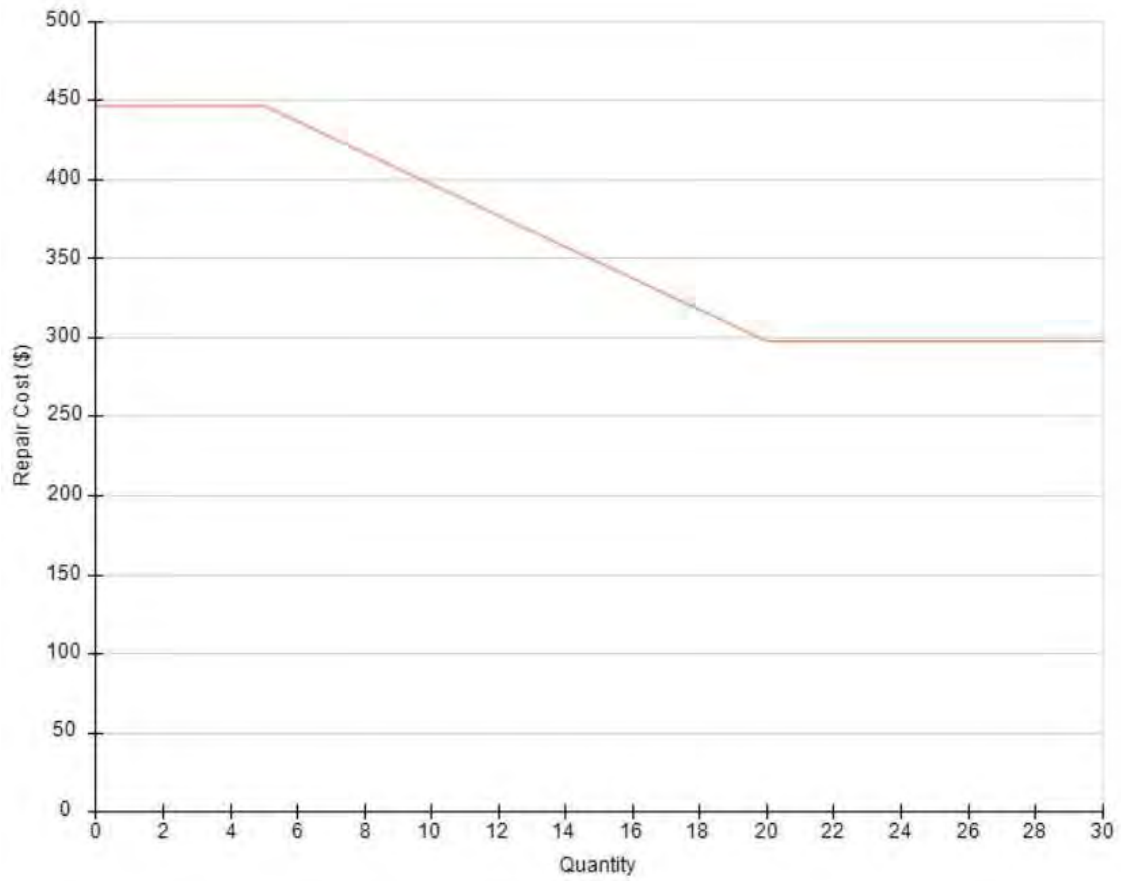


D. Anexo: Curvas de consecuencia



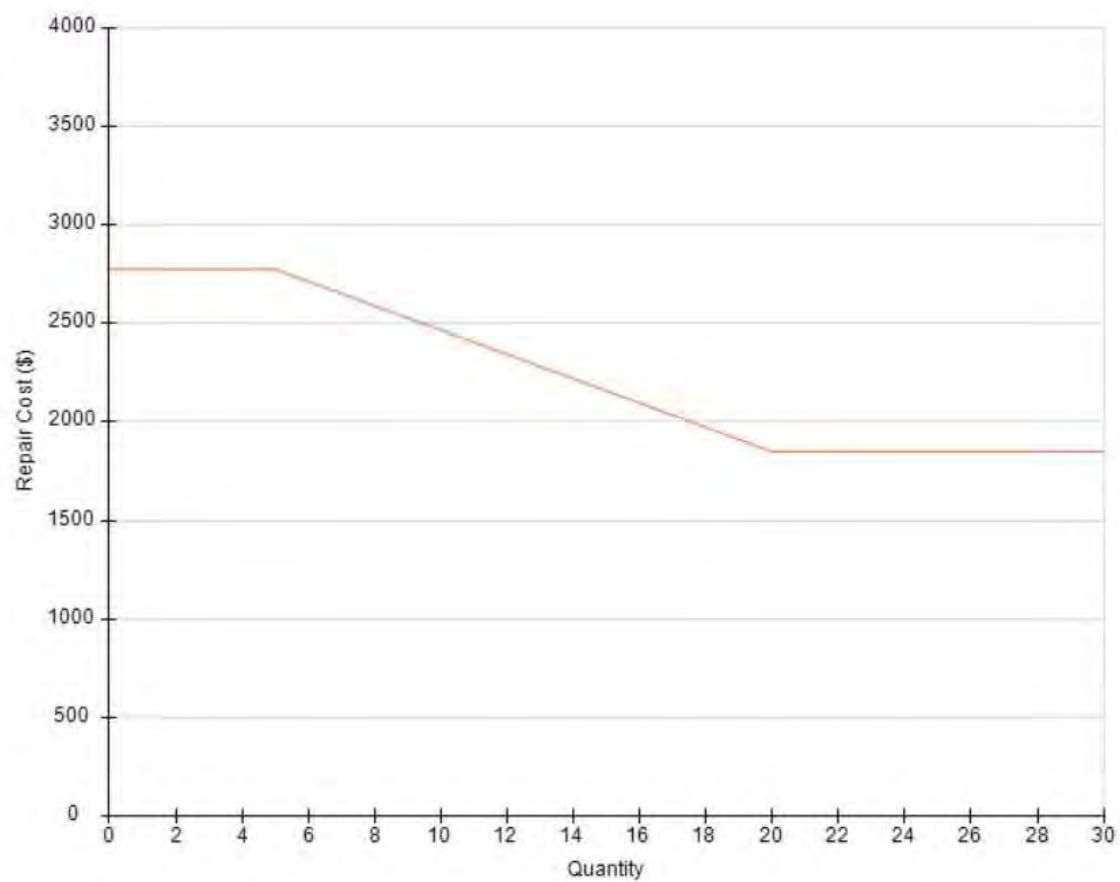
COLUMNAS

Estado de daño 1:



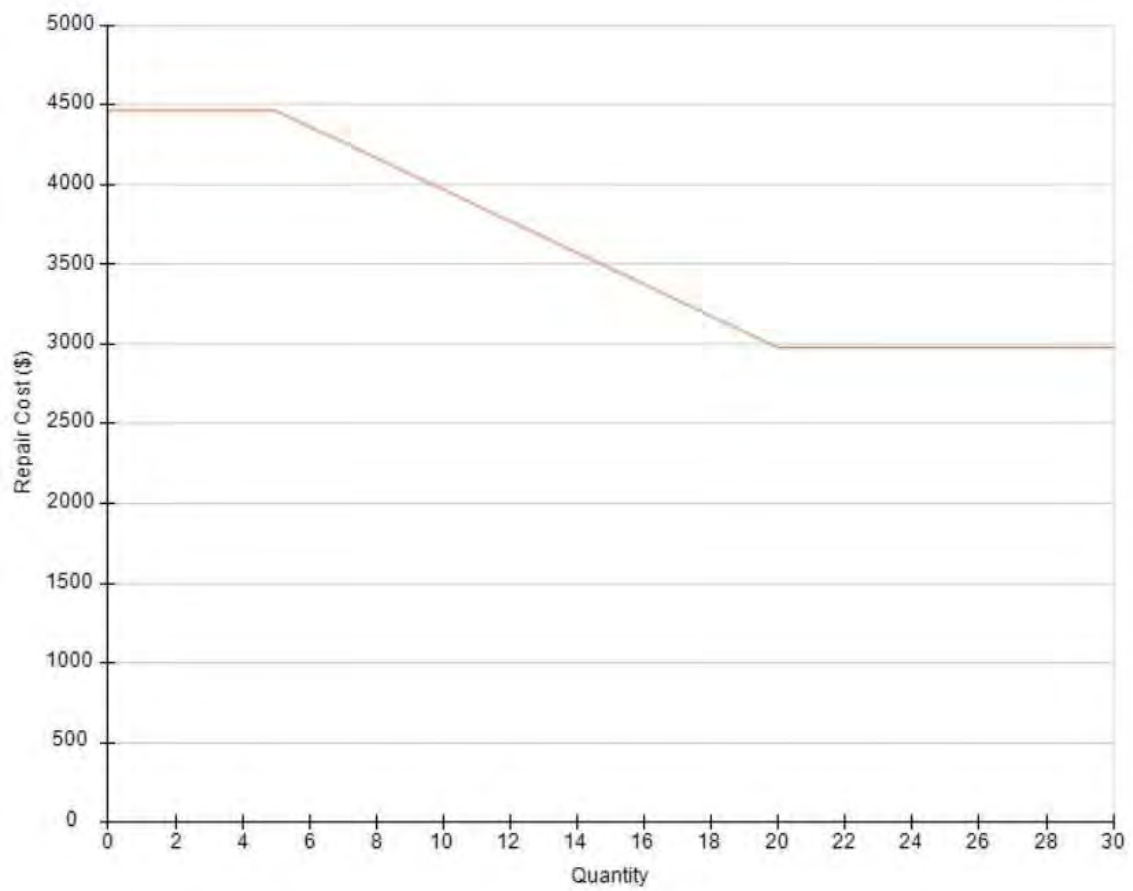
Estado de daño 2:





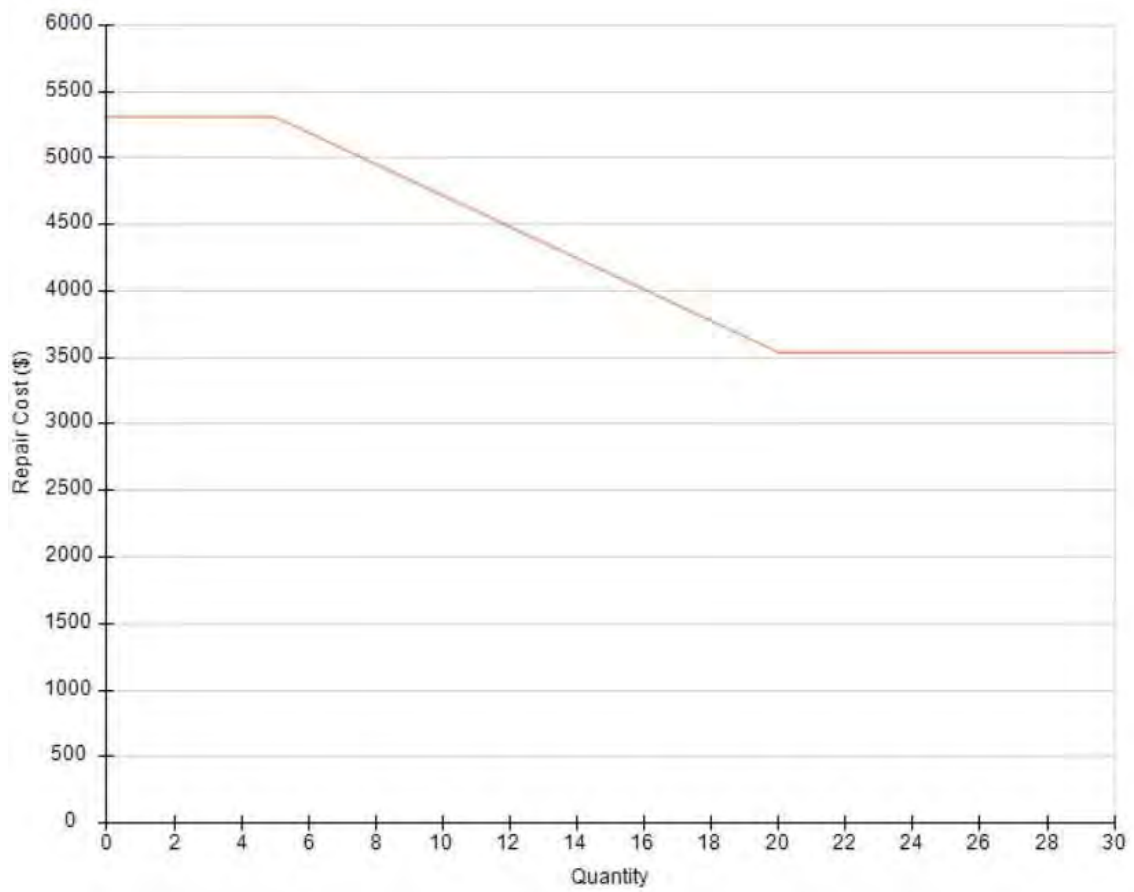
Estado de daño 3:





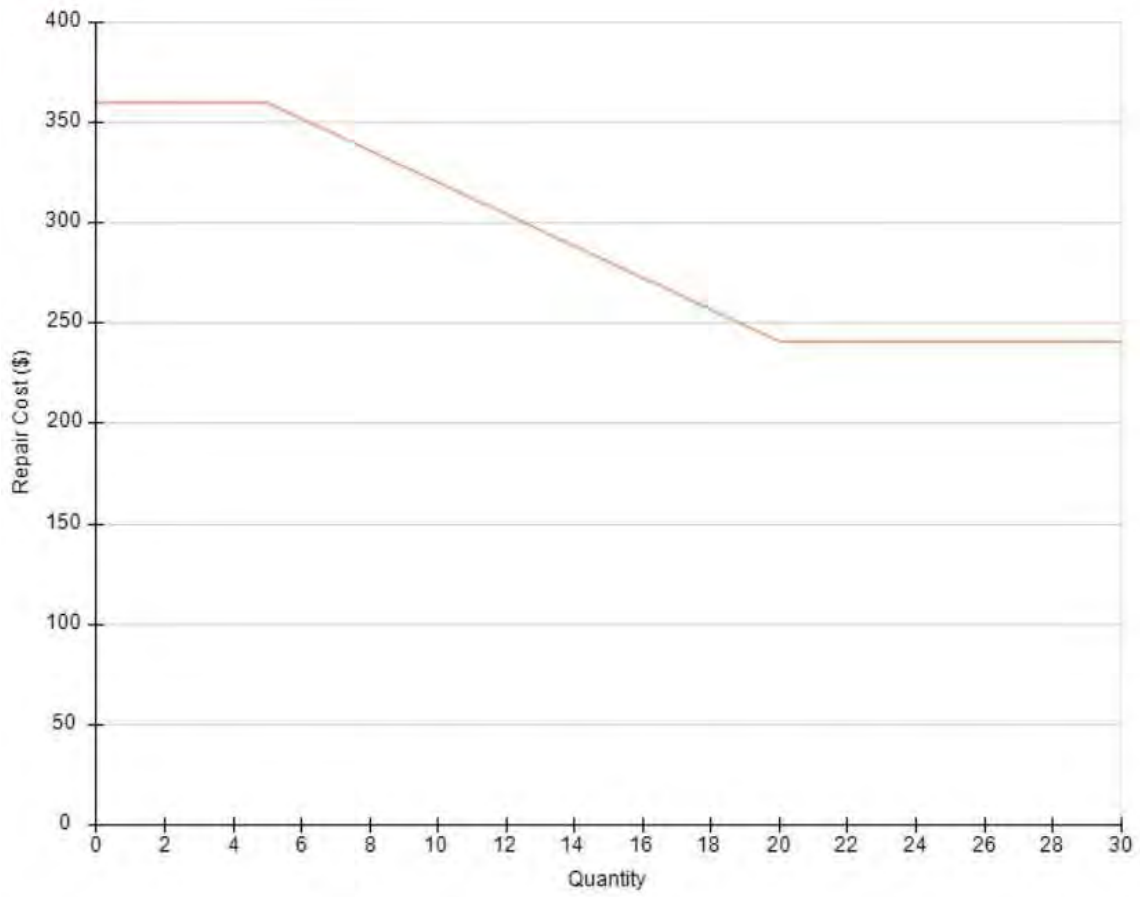
Estado de daño 4:





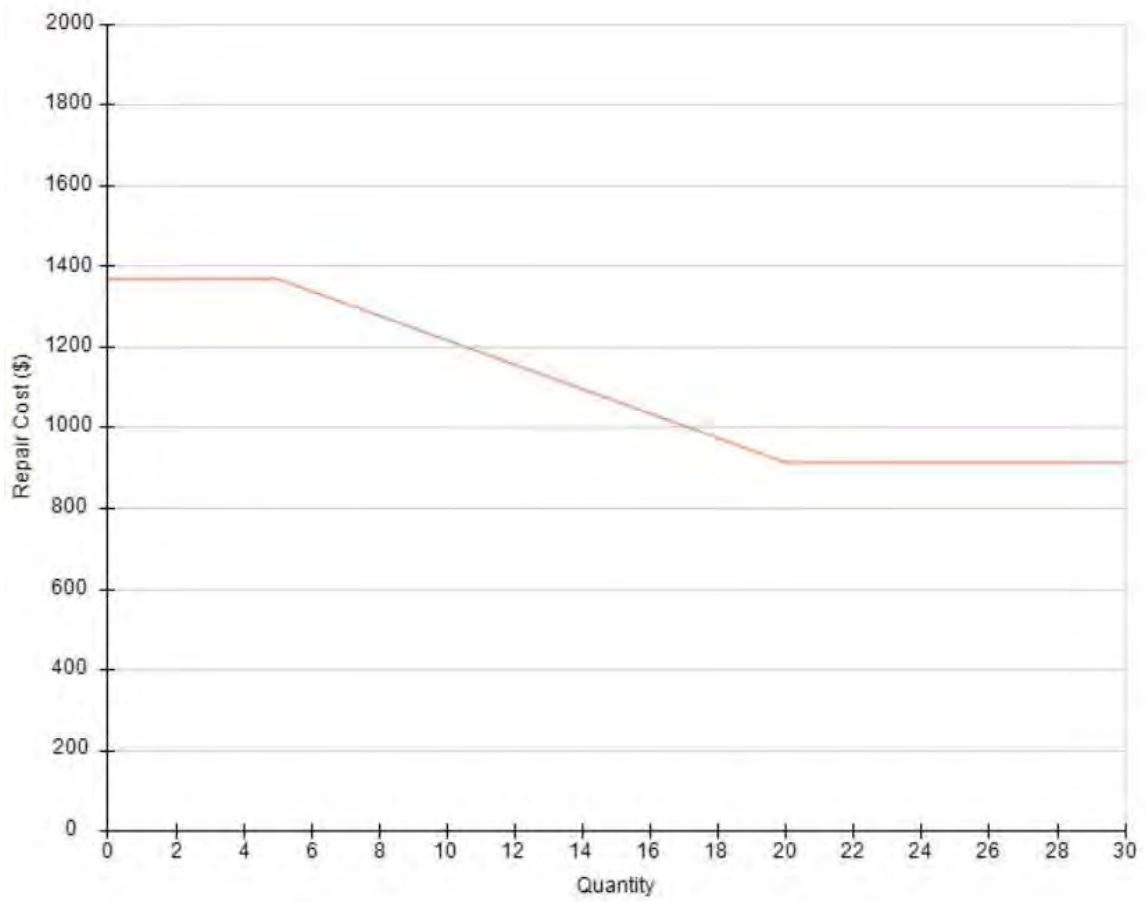
VIGAS

[Estado de daño 1:](#)



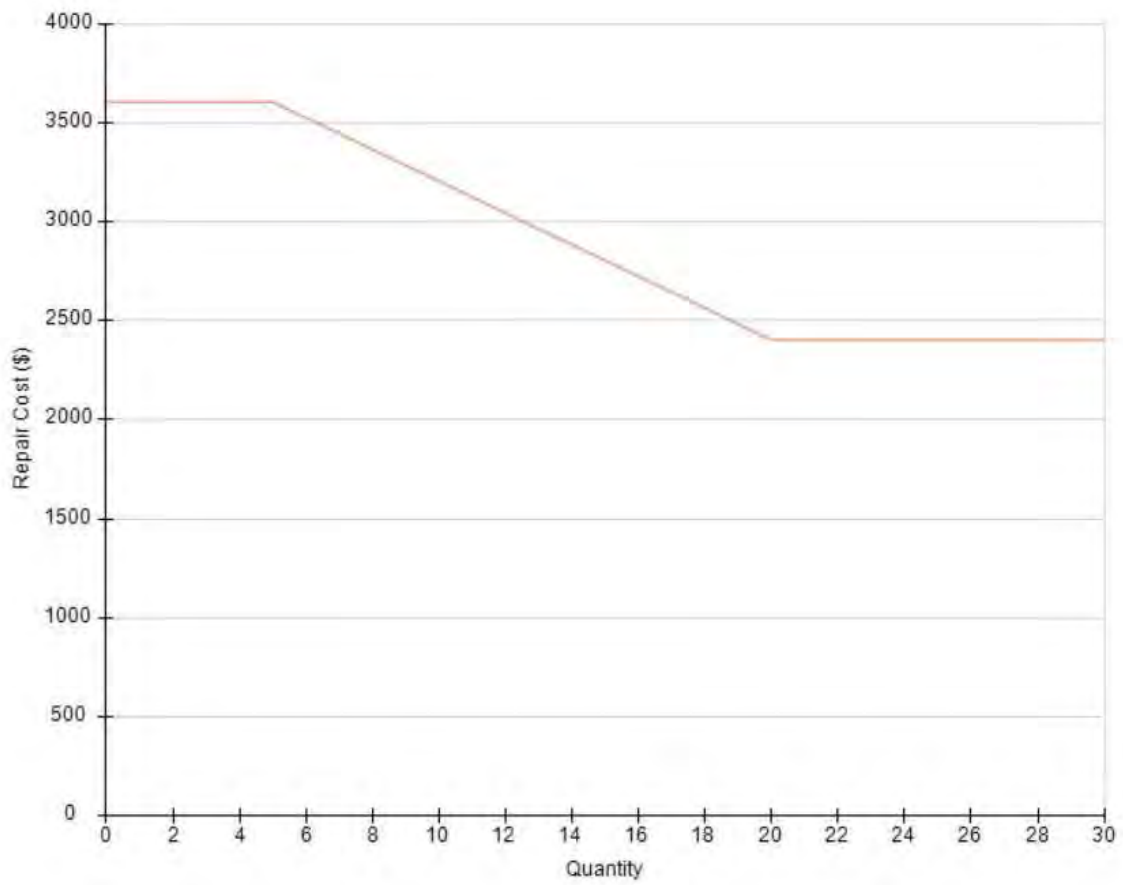
Estado de daño 2:





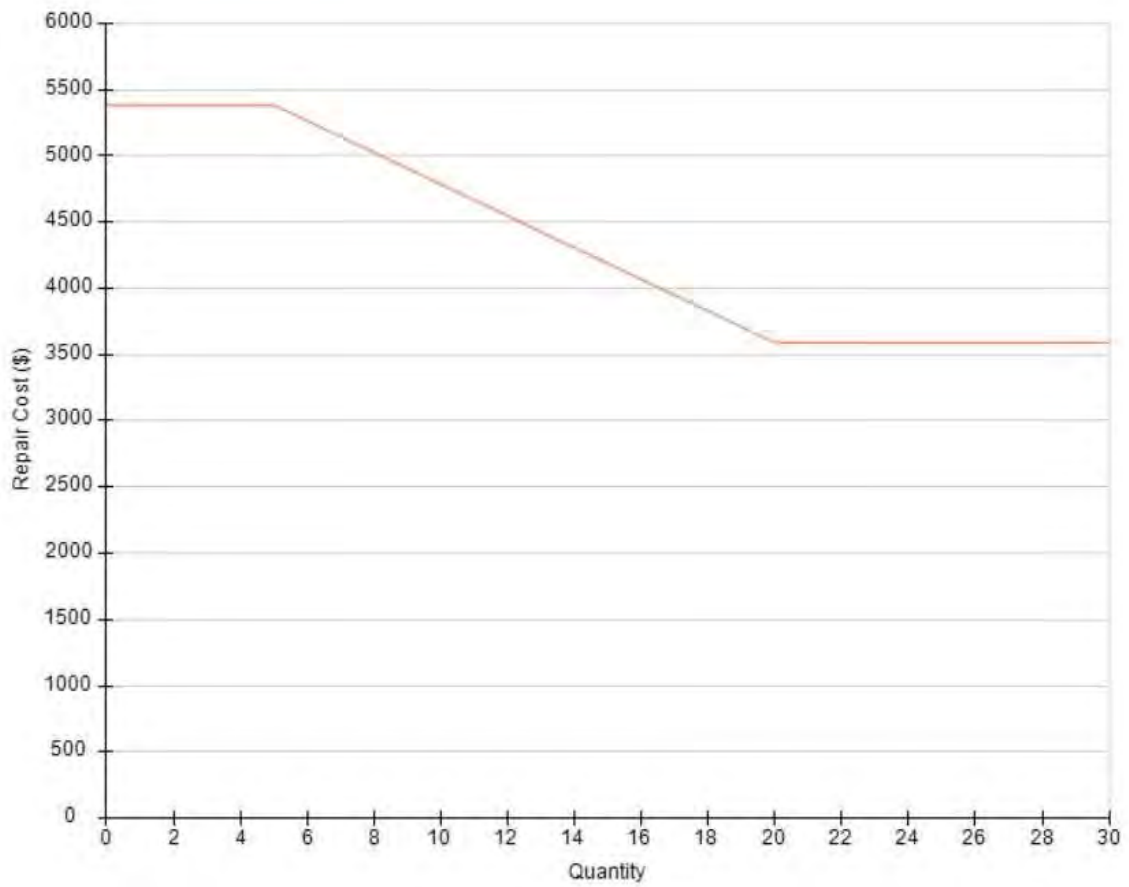
Estado de daño 3:





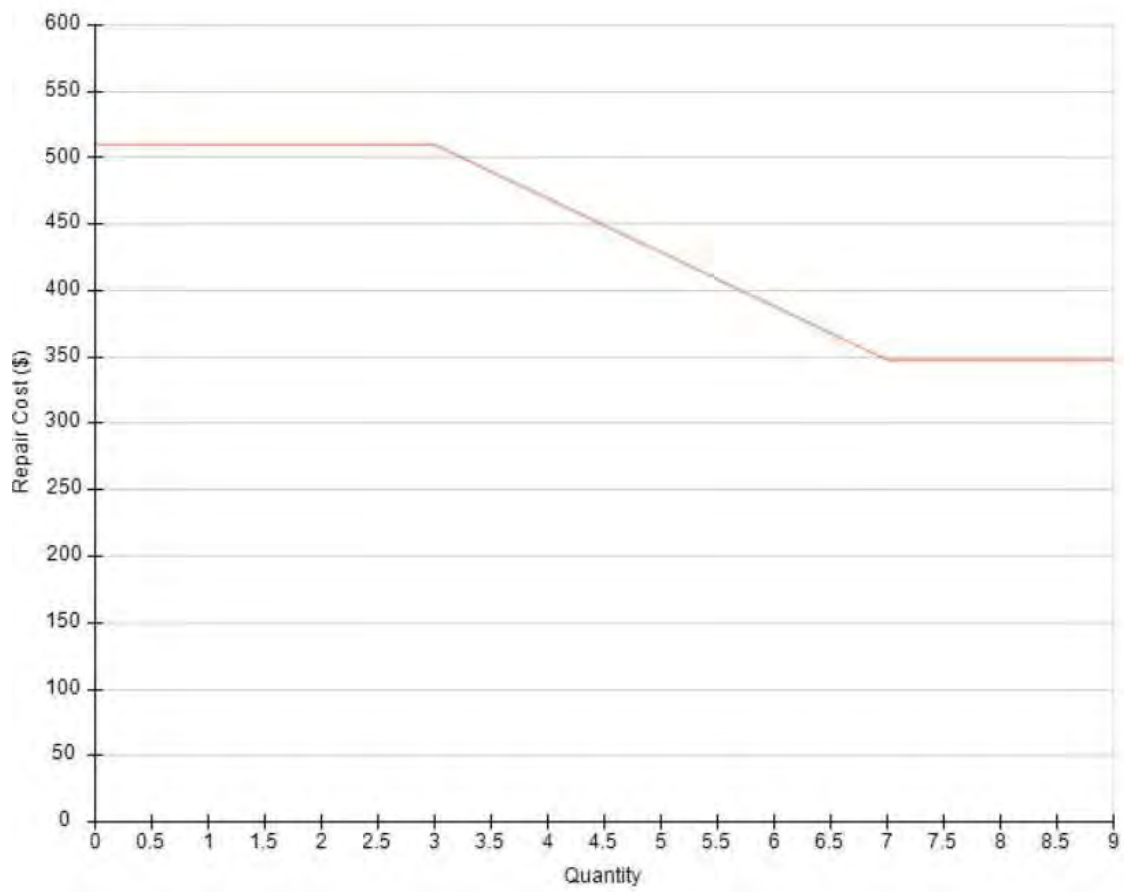
Estado de daño 4:





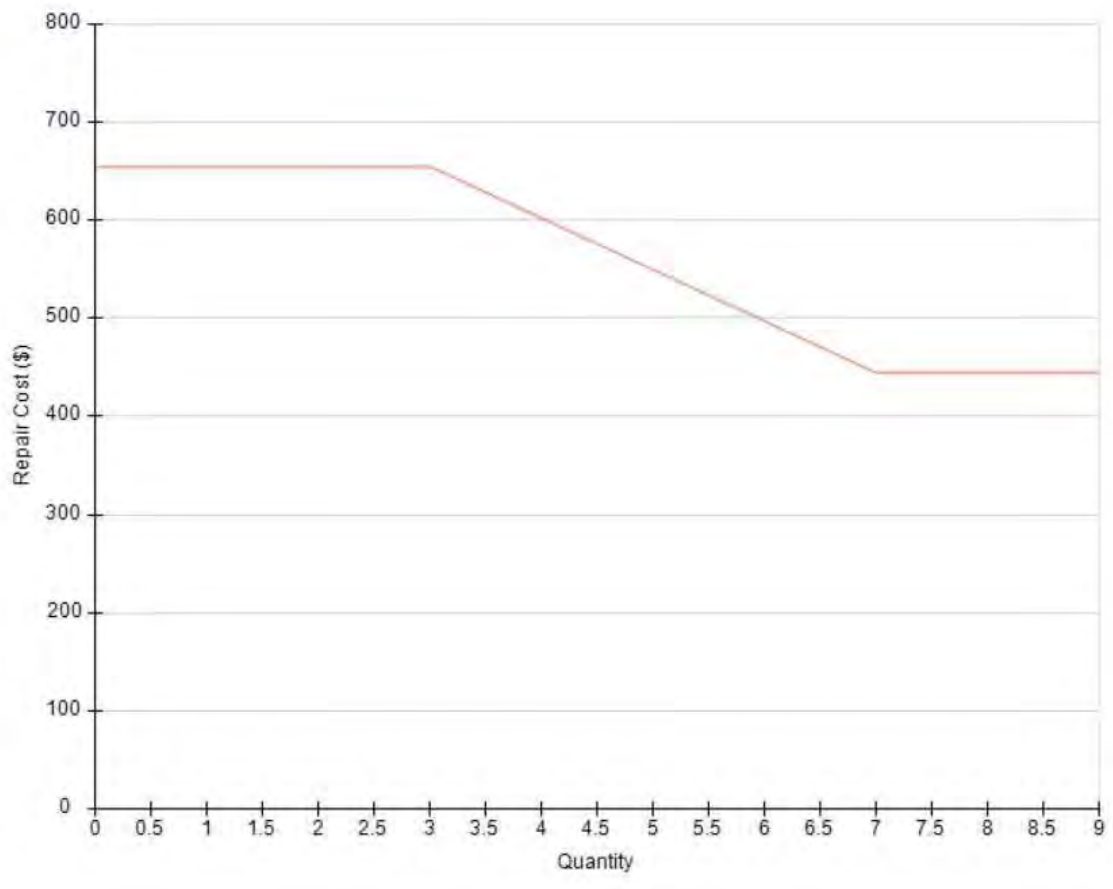
PLACAS

[Estado de daño 1:](#)



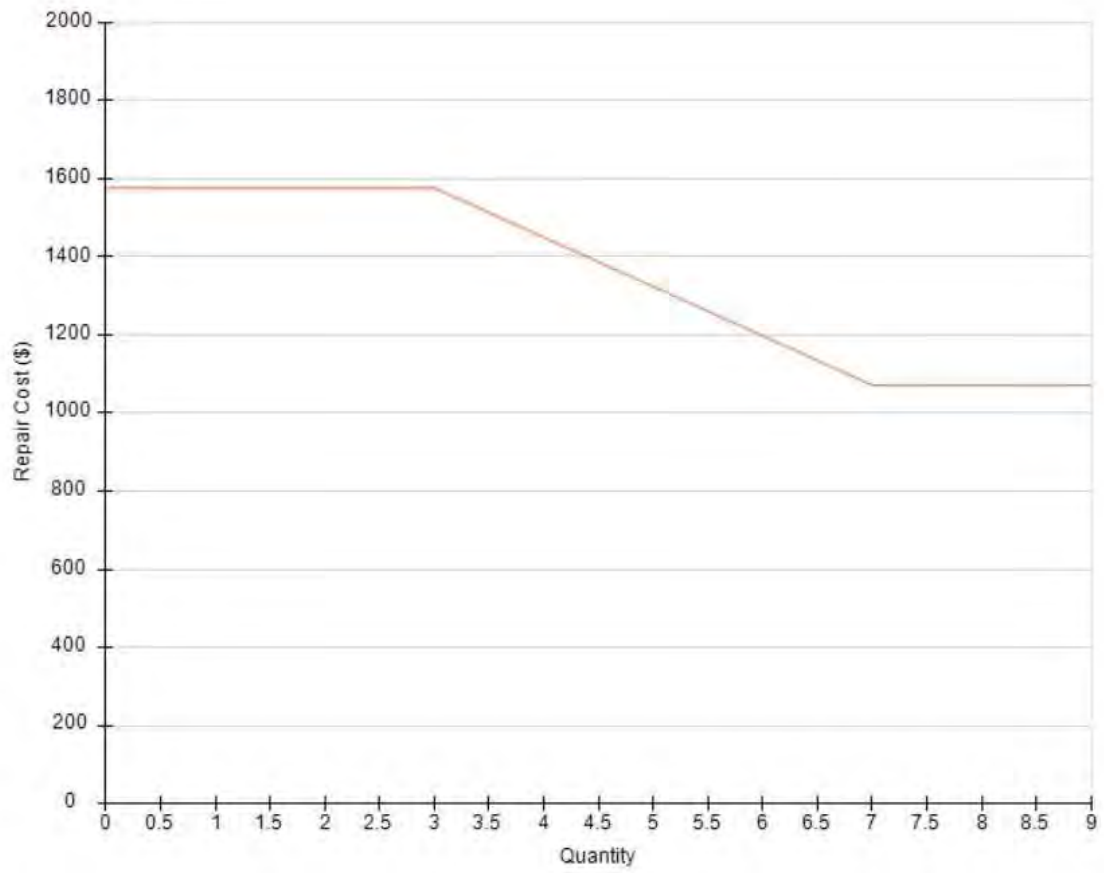
Estado de daño 2:





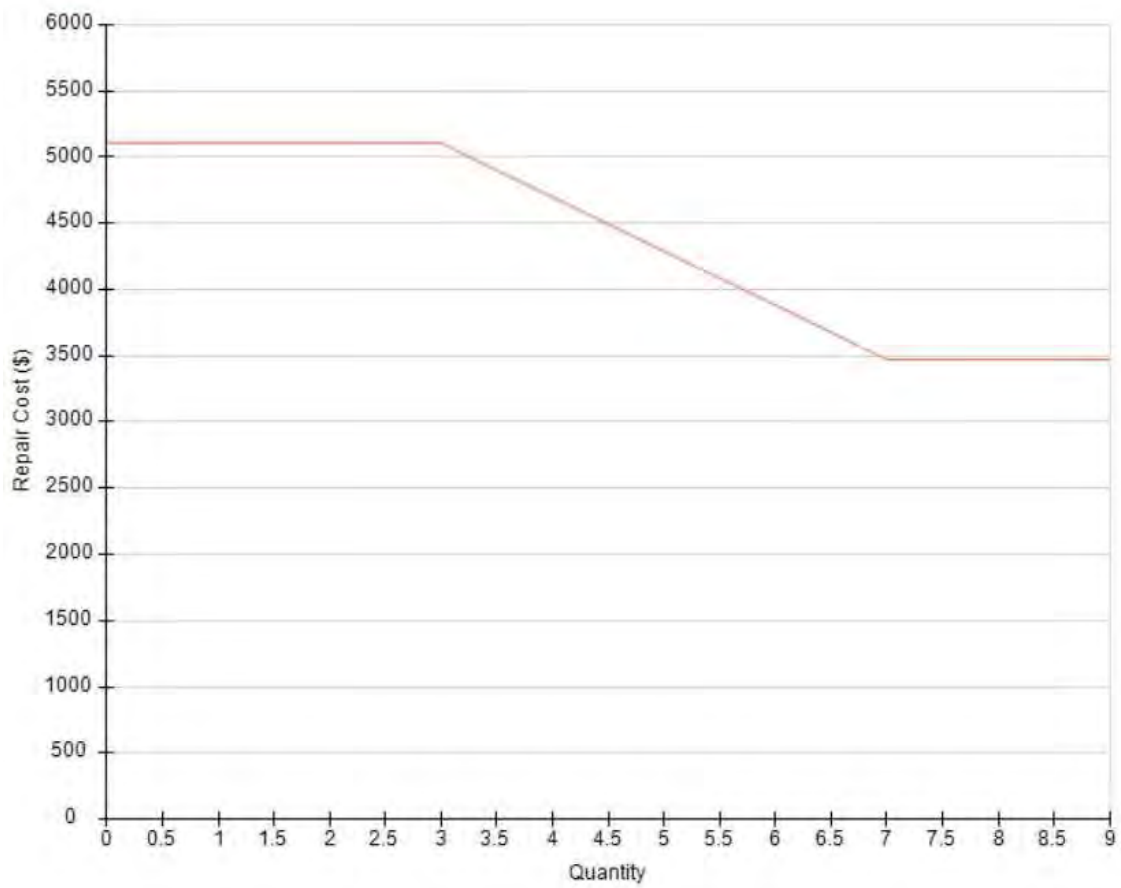
Estado de daño 3:





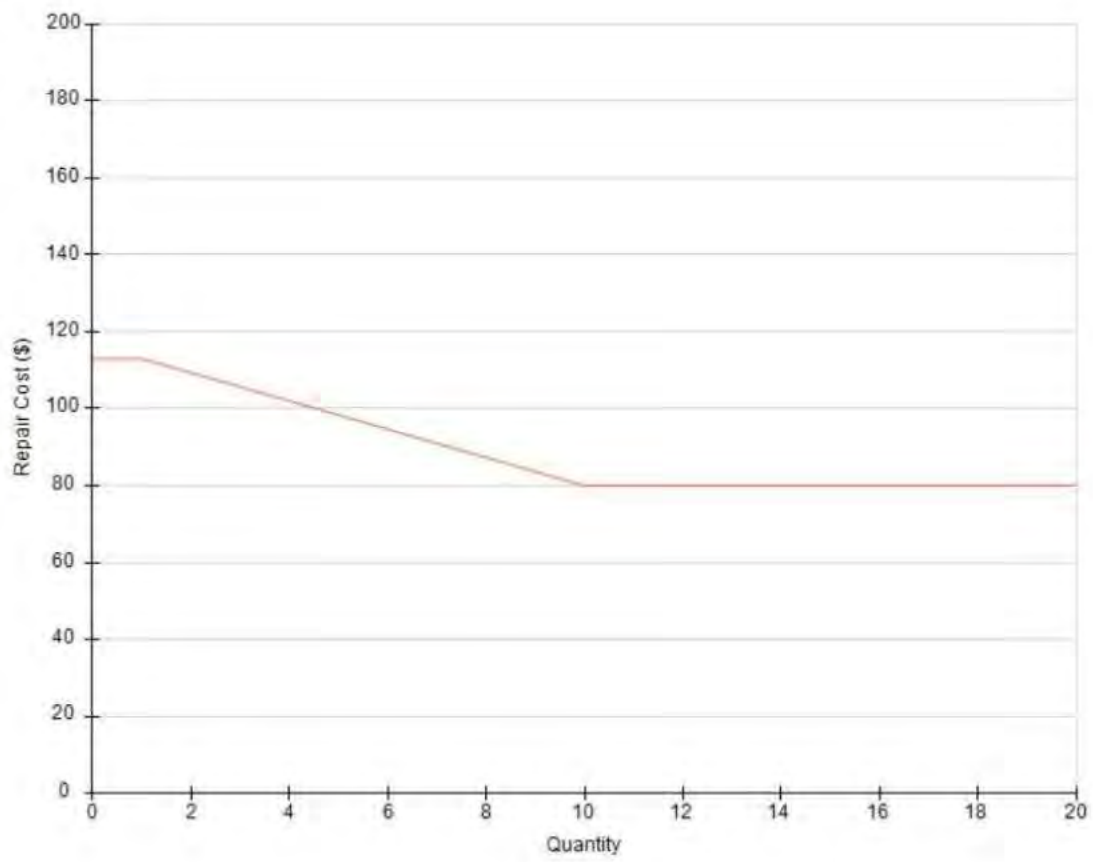
Estado de daño 4:





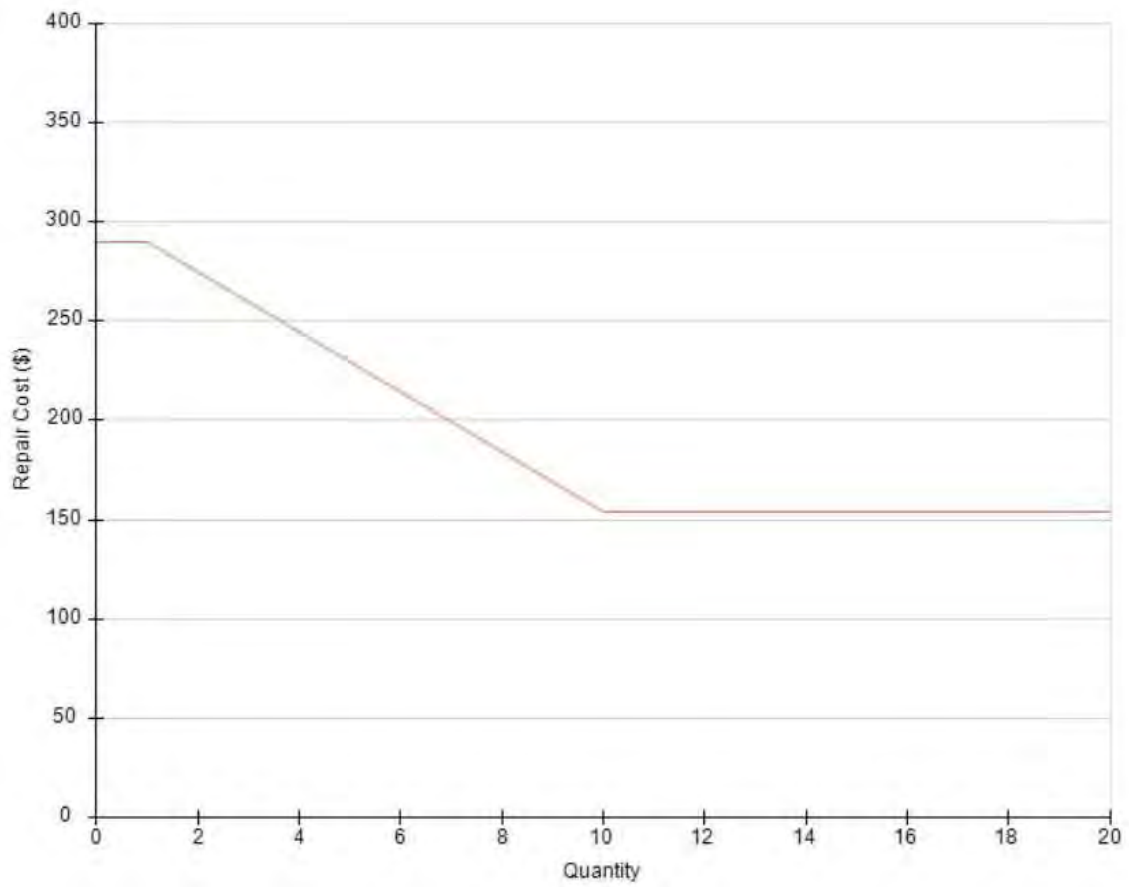
TABIQUERÍA

[Estado de daño 1:](#)



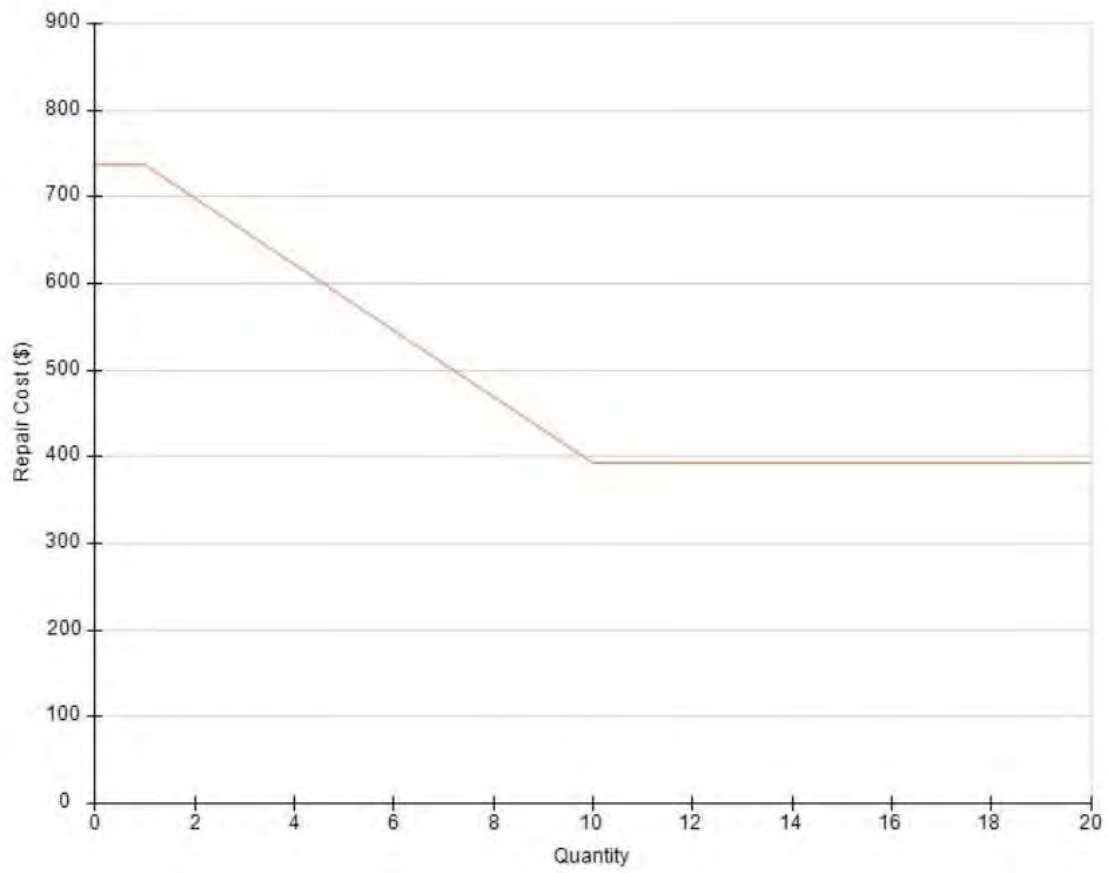
Estado de daño 2:





Estado de daño 3:





Estado de daño 4:



