

Evaluación consistente con la amenaza del desempeño sísmico de pórticos intermedios diseñados de acuerdo con ACI 318-19

Por
José Carlos Padilla Lobo

Tesis de grado presentada como requisito para optar por el título de
Magíster en Ingeniería Civil
en la
División de ingeniería
de la
Fundación Universidad del Norte

Tutor:
Profesor Carlos A. Arteta Torrents
2023

Evaluación consistente con la amenaza del desempeño sísmico de pórticos intermedios diseñados de acuerdo con ACI 318-19

Copyright 2023
Por
José Carlos Padilla Lobo

RESUMEN

Evaluación consistente con la amenaza del desempeño sísmico de pórticos intermedios diseñados de acuerdo con ACI 318-19

José Carlos Padilla Lobo

Tesis de grado presentada para optar por el título de

Magíster en Ingeniería Civil

Universidad del Norte

Este trabajo de tesis estudia el desempeño sísmico de estructuras aporricadas con detallado intermedio de acuerdo con ACI 318-19, desde una perspectiva consistente con la amenaza sísmica intermedia. A diferencia del reglamento colombiano vigente NSR-10, la normativa ACI 318-19 no propende por diseños que cumplan con el requerimiento de columna fuerte - viga débil para este sistema con dicho nivel de detallado. Con el objetivo de verificar si la ausencia del requisito de columna fuerte - viga débil impacta negativamente en el desempeño de estas estructuras, en este estudio se han seleccionado arquetipos de pórticos perimetrales ubicados en zona de amenaza sísmica intermedia en los Estados Unidos para su evaluación sísmica. Este estudio evalúa el comportamiento de pórticos que van desde los 4 hasta los 16 pisos de altura utilizando un juego de acelerogramas consistentes con la amenaza sísmica y seleccionados siguiendo la metodología del escenario de espectros condicionales (CSS, por sus siglas en inglés). Esta metodología asigna tasas de ocurrencia a la respuesta estructural, lo que permite estimar su riesgo. Los resultados de los análisis indican que los pórticos se comportan de manera adecuada hasta tasas de retorno por encima de los 2000 años, sin embargo, hay mayor riesgo de que se generen mecanismos de piso en aquellos pórticos donde no se cumple el criterio de columna fuerte - viga débil, en particular en los sistemas con pórticos perimetrales con alturas menores o iguales a 8 pisos. Las estructuras más altas, por su necesidad de rigidez para cumplir derivas, al requerir columnas robustas respecto a las vigas particularmente en los primeros pisos, cumplen naturalmente con el principio de columna fuerte - viga débil y su desempeño es mejor que aquellos pórticos de menores pisos.

A mi esposa, padres, hermanas y sobrinos.

Por tener la paciencia y brindarme todo el apoyo para lograr esta importante meta en mi vida

Tabla de contenido

TABLA DE CONTENIDO	5
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE TABLAS	10
INTRODUCCIÓN.....	12
CAPÍTULO 1. JUSTIFICACIÓN	14
CAPÍTULO 2. OBJETIVOS.....	16
2.1 Objetivo general	16
2.2 Objetivos específicos.....	16
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA	17
CAPÍTULO 4. REVISIÓN DE LITERATURA.....	18
4.1 Diseño sísmico basado en desempeño	18
4.2 Análisis de pórticos en concreto reforzado y filosofía de diseño inelástico de concreto reforzado.....	21
4.2.1 Mecanismos de plastificación por flexión.....	22
4.2.2 Protección contra falla frágil por corte	30
4.2.3 Mecanismos de plastificación por interacción negativa con elementos no estructurales	36
CAPÍTULO 5. VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA RELACIÓN DE MOMENTOS ALREDEDOR DEL NUDO	37
CAPÍTULO 6. DEFINICIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.....	46
6.1 Configuración de los pórticos.....	46
6.2 Modelo matemático	48
6.2.1 Materiales y elementos.....	48
6.3 Mecanismos plásticos y de colapso para los pórticos seleccionados	51
CAPÍTULO 7. REPRESENTACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA.....	56
7.1 Ubicación de los pórticos	56
7.2 Selección de acelerogramas.....	58

7.2.1	Escenarios de espectro condicional consistentes con la amenaza (CSS)	59
7.2.2	Series de tiempo para CSS	60
CAPÍTULO 8. MODELOS ESTRUCTURALES NO LINEALES		64
8.1	Criterios de aceptación	64
8.2	Análisis estático no lineal	68
8.3	Análisis dinámico no lineal	73
8.3.1	Cálculo de derivas y rotaciones	74
CAPÍTULO 9. CURVAS DE RIESGO Y FRAGILIDAD		88
9.1	Curvas de riesgo estructural	88
9.2	Curvas de Fragilidad.....	94
CAPÍTULO 10. CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS		100
ANEXOS		101
BIBLIOGRAFÍA.....		108

Lista de figuras

Figura 1. Diagrama de flujo de la metodología del estudio.	17
Figura 2. Ejemplo de objetivos de desempeño. Adoptado de SEAOC, 1995.	18
Figura 3. Definición de niveles de desempeño. Fuente: FEMA-273, 1997.	20
Figura 4. Metodología PEER PBEE. Adoptado de Haselton et al., 2007.	21
Figura 5. Mecanismos de fluencia: (a) mecanismo de piso, (b) mecanismo intermedio, (c) mecanismo de viga. Fuente: Moehle, 2015.	22
Figura 6. (a) Pórtico de 12 pisos cuya relación de momentos entre columnas y vigas es de 1,2 en todos los pisos excepto en el último (b) pórtico sometido a cargas externas con una distribución triangular generando un mecanismo que se extiende desde la base hasta el piso 6 (c) grafica de cortante basal vs número de extensión del mecanismo de pisos. Fuente: Moehle, 2015.	24
Figura 7. (a) Momentos de diseño de columna fuerte/viga débil. (b) Chequeo de momentos con carga axial máxima y mínima. Fuente: NIST GCR 16-917-40, 2016.	25
Figura 8. Relaciones de resistencia relativa α . Fuente: Moehle, 2015.	25
Figura 9. Disposición de estribos en vigas. Adaptado de: NIST GCR 16-917-40, 2016.	29
Figura 10. Refuerzo transversal en columnas de pórticos especiales e intermedios. Adaptado de: NIST GCR 16-917-40, 2016.	30
Figura 11. Cortante máximo en vigas. Fuente: ACI 318-19, 2019.	31
Figura 12. Formulación para el cálculo de cortante de diseño en columnas. Fuente: Ceballos, 2022.	33
Figura 13. Arreglo de aceros de refuerzo longitudinal y transversal. Fuente: Ceballos, 2022.	34
Figura 14. (a) Diagrama de cuerpo libre de la columna. (b) Diagrama de cuerpo libre del nudo. Fuente: (NIST GCR 16-917-40, 2016).	34
Figura 15. Definición de dimensiones viga-columna. Fuente: NIST GCR 16-917-40, 2016.	35
Figura 16. Variables que influyen en la relación de momentos alrededor del nudo.	38
Figura 17. Tamaño del experimento, ρ_{col} vs ρ_{top} , ARL vs ρ_{col} , H_c vs H_b	39
Figura 18. Comportamiento de Alpha (α) Vs H_c/H_b ρ_{col}/ρ_{top} , ARL y f_c'	40

Figura 19. Variación de relación de momentos vs relación de altura de columna-viga y cuantías respectivas.	41
Figura 20. Análisis de variables que afectan relación de momentos. (a) matriz de correlación de variables y (b) Análisis de variables con el método Mutual information.	42
Figura 21. Relación de momentos mínimos vs relación de cuantías y alturas de columna y viga.	43
Figura 22. Análisis de residuales (a) Residual vs H_v/H_b (b) Residual vs $RHOC \cdot H_c/RHOTB \cdot H_b$	44
Figura 23. Comportamiento del mínimo valor de α vs variables de interés (H_c/H_b y ρ_{col}/ρ_{top})	45
Figura 24. Pórticos en altura y planta.....	46
Figura 25. Valor de α en el eje central para los nudos de los pórticos (a) pórticos de 4 pisos (b) pórticos de 8 pisos (c) pórticos de 16 pisos.....	48
Figura 26. Relación esfuerzo-deformación del concreto confinado propuesto por Saatcioglu & Razvi. Tomado de Ceballos, 2022.	49
Figura 27. Esquema ilustrativo del concreto confinado y no confinado. Fuente: Ceballos, 2022.	50
Figura 28. Ilustración de la columna puntal (leaning column). Fuente: NIST GCR 17-917-45, 2017.....	51
Figura 29. Gráficos de los modos de falla para pórticos de 4 pisos.....	52
Figura 30. Gráficos de los modos de falla para pórticos de 8 pisos.....	53
Figura 31. Gráficos de los modos de falla para pórticos de 16 pisos.....	54
Figura 32. (a) Mapa de la ubicación de los pórticos estudiados y (b) ubicación del sitio de interés dentro de zonas de amenaza sísmica intermedia en EE UU.	56
Figura 33. Espectros de diseño MCE, DBE y periodo de pórticos.	58
Figura 34. Curvas UHS.....	61
Figura 35. Selección de acelerogramas para un nivel de amenaza específico. (a) Nivel de Amenaza 1 (b) Nivel de Amenaza 2 (c) Nivel de Amenaza 3 (d) Nivel de Amenaza 4 (e) Nivel de Amenaza 5 (f) Nivel de Amenaza 6 (g) Nivel de Amenaza 7 (h) Nivel de Amenaza 8	63

Figura 36. Resultados Ω vs número de pisos	70
Figura 37. Escalamiento de periodo con número de pisos para dos límites de deriva de diseño admisible.	73
Figura 38. Curvas de riesgo de rotación de columnas, derivas de piso y relación V_u/V_n – Pórticos 4 pisos.....	90
Figura 39. Curvas de riesgo de rotación de columnas, derivas de piso y relación V_u/V_n – Pórticos 8 pisos.....	91
Figura 40. Curvas de riesgo de rotación de columnas, derivas de piso y relación V_u/V_n – Pórticos 16 pisos.....	92
Figura 41. (a) Pórticos con menores TR para SDR (b) Pórticos con menores TR para rotaciones	93
Figura 42. Curvas de fragilidad para SDRmax, ROTmax y V_u/V_n - pórticos 4 pisos.	96
Figura 43. Variación de Θ para SDRmax y ROTmax (a) Θ para 4 pisos SDRmax (a) Θ para 4 pisos ROTmax (a) Θ para 8 pisos SDRmax (a) Θ para 8 pisos ROTmax (a) Θ para 16 pisos SDRmax (a) Θ para 16 pisos ROTmax.....	97
Figura 44. Variación de β para SDRmax y ROTmax (a) β para 4 pisos SDRmax (a) β para 4 pisos ROTmax (a) β para 8 pisos SDRmax (a) β para 8 pisos ROTmax (a) β para 16 pisos SDRmax (a) β para 16 pisos ROTmax.....	98

Lista de tablas

Tabla 1. Objetivos de desempeño de acuerdo con FEMA 356.	19
Tabla 2. Criterio de columna fuerte - viga débil para diferentes normas.	27
Tabla 3. Formulación para el cálculo de cortante de diseño en vigas. Fuente: Ceballos, 2022.	32
Tabla 4. Resistencia nominal del nudo a cortante V_n . Fuente: ACI 318-19, 2019.	35
Tabla 5. Rango de variables y definiciones para experimento analítico.	37
Tabla 6. Combinaciones de H_c/H_b y p_{top}/p_{col} para $\alpha=1.2$	45
Tabla 7. Datos de entrada y criterios de diseño.	46
Tabla 8. Valores de α para el eje central de cada pórtico.	47
Tabla 9. Pórticos de 4 pisos y sus modos de falla.	52
Tabla 10. Pórticos de 8 pisos y sus modos de falla.	53
Tabla 11. Pórticos de 16 pisos y sus modos de falla.	55
Tabla 12. Parámetros según ASCE-7.	56
Tabla 13. Niveles de amenaza.	61
Tabla 14. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica de rotaciones para procedimientos no lineales para vigas de concreto reforzado. Fuente: ASCE/SEI, 41-17., 2017.	65
Tabla 15. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales para columnas de concreto reforzado. Fuente: ASCE/SEI, 41-17., 2017.	66
Tabla 16. Criterios de aceptación para derivas de piso. Fuente: FEMA 356, 2000.	67
Tabla 17. Criterios de aceptación para columnas de los diferentes pórticos.	67
Tabla 18. Convención para estados de daño.	67
Tabla 19. Curvas de Pushover para los pórticos.	69
Tabla 20. Resultados de derivas y capacidad a nivel de pushover para los diferentes pórticos.	70
Tabla 21. Diagrama de criterios de aceptación para los diferentes elementos de los pórticos.	71

Tabla 22. Cálculo de rotaciones máximas en columnas para pórticos de 4 pisos.....	74
Tabla 23. Cálculo de SDR máximo para pórticos de 4 pisos	76
Tabla 24. Resumen de estados de los pórticos de 4 pisos a nivel de criterios de aceptación.....	77
Tabla 25. Cálculo de rotaciones máximas para pórticos de 8 pisos	78
Tabla 26. Cálculo de derivas de piso máximas para pórticos de 8 pisos	80
Tabla 27. Resumen de estados de los pórticos de 8 pisos a nivel de criterios de aceptación.....	82
Tabla 28. Cálculo de rotaciones máximas para pórticos de 16 pisos	83
Tabla 29. Cálculo de derivas de piso máximas para pórticos de 16 pisos	84
Tabla 30. Resumen de estados de los pórticos de 16 pisos a nivel de criterios de aceptación.....	86
Tabla 31. Gráficas de Rot Max y SDR Max para cada edificio	87
Tabla 32. Periodos de retorno para los criterios de aceptación en derivas, rotaciones y relación V_u/V_n	89
Tabla 33. Probabilidades de excedencia de estados límite para derivas máximas de piso.	99
Tabla 34. Probabilidades de excedencia de estados límite para rotaciones máximas en columnas.	99

Introducción

El diseño de una edificación inicia con una fase conceptual, en la que se definen el sistema estructural, los elementos y materiales que conformarán dicho sistema. Una vez que el sistema estructural ha sido identificado y dimensionado de forma aproximada, se emplea el análisis estructural para verificar si con el diseño propuesto, la estructura es capaz de cumplir con los objetivos de desempeño previstos. Existen dos alternativas para dicha verificación: la primera consiste en asegurarse que el diseño cumple con los requisitos del código de construcción aplicable, lo que se conoce como diseño prescriptivo, típicamente desarrollado por los diseñadores estructurales; la segunda alternativa consiste en evaluar el desempeño de la estructura y determinar si esta cumple o no con el nivel de desempeño deseado. En un diseño prescriptivo, el análisis y diseño estructural se implementan en estricta conformidad con los requisitos del código de construcción, con la suposición implícita de que un edificio que cumpla con los códigos cumplirá también con los objetivos de desempeño. Por el contrario, un diseño basado en desempeño puede desviarse de las disposiciones prescriptivas y, a través del análisis y diseño estructural, demostrar que el edificio satisface o excede los objetivos de desempeño del código de construcción (Moehle, 2015).

De acuerdo con la evidencia de los últimos sismos como los de México 1985, Loma Prieta 1989, Northridge 1994 y Kobe 1995, se han descubierto algunas limitaciones inherentes a los códigos de diseño empleados ya que en ellos no es claro el desempeño que las estructuras tendrán ante la ocurrencia de eventos sísmicos, ni su alcance llega hasta un adecuado control de daños como lo requiere la sociedad. Para evaluar la estructura en este sentido, es necesario definir múltiples niveles de desempeño que permitan tener rangos de información y claridad del comportamiento detallado de la estructura.

Las normas establecen en pórticos de concreto el requisito columna fuerte - viga débil como una forma de garantizar un buen comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos, sin embargo, el cumplimiento de este requisito no es obligatorio para las estructuras en todas las zonas de amenaza sísmica. Por ejemplo, en ACI 318-19 (ACI- Committee-318, 2019) este requisito solo es exigido para pórticos especiales resistentes a momentos, mientras que en el caso del código colombiano de construcción sismorresistente (NSR-10) es exigido para estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES), anteriormente en el código colombiano sismorresistente de 1984 (CCSR84) este requisito sólo se exigía en marcos con detallado especial.

Este trabajo investigativo busca estudiar el desempeño sísmico de estructuras aperticadas con detallado intermedio diseñadas de acuerdo con la normativa ACI 318-19 ubicadas en zona de amenaza sísmica intermedia, teniendo en cuenta que, a diferencia de NSR-10, ACI 318-19 no propende por diseños que cumplan el requisito de columna fuerte – viga débil para este sistema. Para verificar si la ausencia del requisito de columna fuerte-viga débil impacta negativamente el desempeño de este tipo de estructuras, se seleccionaron para este estudio arquetipos estructurales de pórticos perimetrales de 4, 8 y 16 pisos, ubicados en zona de amenaza sísmica intermedia en los Estados Unidos. El desempeño fue evaluado con una perspectiva consistente con la amenaza utilizando un juego de acelerogramas seleccionados con base en la metodología del escenario de

espectros condicionales (CSS, por sus siglas en inglés). Esta metodología asigna tasas de ocurrencia a la respuesta estructural, lo que permite estimar su riesgo. Adicionalmente se realizó un modelo estadístico que permitirá establecer las variables de interés y su influencia en el cálculo de la relación de momentos de columnas y vigas, base del criterio de columna fuerte viga débil.

Considerando lo anterior, a lo largo de este trabajo se describen los resultados obtenidos de múltiples modelaciones y análisis de pórticos en concreto bajo diferentes niveles de riesgo.

La estructura del documento consiste en los siguientes capítulos:

Capítulo 1: Justificación del presente estudio.

Capítulo 2: Objetivos generales y específicos.

Capítulo 3: Se presenta la metodología utilizada en esta investigación para lograr los objetivos propuestos.

Capítulo 4: Se presenta el estado del arte, revisión de normas y la metodología para lograr un análisis estructural basado en desempeño. Adicionalmente, se realiza análisis de variables que influyen en el cálculo de la relación de momentos entre columnas y vigas.

Capítulo 5: Se presenta un experimento analítico que permite estimar un modelo estadístico con las variables que influyen en la relación de momentos columna – viga alrededor del nudo.

Capítulo 6: Se define el modelo estructural, se establece la matriz de pórticos a estudiar, se definen los materiales a utilizar, se realiza el diseño de acuerdo a ACI 318-19 y se establecen los posibles mecanismos de falla.

Capítulo 7: Se describe la amenaza sísmica del sitio y su representación bajo la metodología de escenarios de espectros condicionales (CSS).

Capítulo 8: Se establecen los criterios de aceptación, se realiza análisis estático no lineal para estimar las curvas de capacidad de los modelos, se realiza análisis dinámico no lineal cronológico para obtener la demanda de deriva y rotaciones en columnas por piso.

Capítulo 9: Se construyen las curvas de riesgo y fragilidad para derivas de piso, rotaciones en columnas y cortantes.

Capítulo 10: Se resumen los resultados de la investigación y se presentan las conclusiones y trabajos futuros.

Los resultados obtenidos en esta investigación facilitan establecer criterios claros sobre las exigencias de provisiones en las normatividades vigentes y en este caso particularmente la de columna fuerte - viga débil.

Capítulo 1. Justificación

La efectividad de las provisiones contenidas en los códigos de construcción se pone a prueba de manera robusta pero poco frecuente cuando las estructuras son sometidas a acciones sísmicas de alta intensidad. Al no ser recurrentes los terremotos que generan estas intensidades en zonas pobladas, muchas de las provisiones de los códigos de construcción, que típicamente propenden por la seguridad de la vida, aún no han sido puestas a prueba en dicho laboratorio natural. En el pasado, los terremotos de Northridge (1994), Kobe (1995), Maule (2010), y Christchurch (2011) demostraron limitaciones inherentes a la implementación de provisiones dentro de los códigos de construcción empleados en su momento. Esto provocó rápidos cambios en el estado del arte del diseño sismorresistente.

Los códigos de análisis y diseño son desarrollados para establecer requerimientos mínimos que provean seguridad a la vida de las personas ante eventos sísmicos y otro tipo de amenazas. Este objetivo se logra estableciendo criterios que regulen la aceptabilidad de los materiales de construcción, definiendo sistemas estructurales y no estructurales aprobados, especificando requisitos mínimos de resistencia y rigidez, y regulando el detallado de los elementos de una edificación. Estos criterios se basan en una amplia clasificación de los tipos de edificaciones y sus usos, y son definidos en términos de valores fijados típicos para los tipos de estructura; en el caso de los requisitos de diseño estructural, se especifican, por ejemplo, valores de cargas muertas, vivas, de viento, sísmicas, así como también secciones de los elementos estructurales y la configuración de los mismos, etc.

Los propietarios de las edificaciones y sus ocupantes podrían pensar que el cumplimiento de los requisitos de los códigos provee estándares de seguridad aceptables para sus vidas y sus bienes; sin embargo, la cuantificación anticipada de los daños ante la eventualidad de un terremoto o de cualquier otro tipo de amenaza, no son tenidos en cuenta por la mayoría de los diseñadores. La evolución del conocimiento y de los criterios de diseño sísmico ha llevado a cambios en la práctica ingenieril y en la investigación. Actualmente, se busca proveer a los involucrados de los proyectos de construcción (e.g., dueños de los proyectos, diseñadores, aseguradoras, futuros compradores, arrendatarios) de información que les permita tomar decisiones seguras en el ámbito económico y de seguridad. En otras palabras, se busca que el comportamiento que tendrá una estructura sea entendido en términos de variables que los interesados puedan comprender (e.g., costos de reparación, heridos, tiempo de cese de actividades) y no únicamente en términos de variables ingenieriles. La tendencia de los profesionales que se han sumado a esta metodología de análisis y diseño es utilizar métodos predictivos para evaluar el desempeño sísmico potencial de una edificación. Al mismo tiempo, los investigadores han estado trabajando en el desarrollo de nuevas herramientas analíticas y de datos experimentales para mejorar las técnicas de evaluación de las estructuras.

Con todo lo anterior surge la siguiente pregunta: ¿Cuál es el desempeño sísmico de los edificios que son diseñado y construido de acuerdo con los códigos de construcción modernos? Las observaciones de terremotos pasados han demostrado que los edificios que cumplen con los códigos generalmente funcionan bien en términos de seguridad estructural, aunque la conformidad con los requisitos del código de construcción no garantiza una probabilidad nula de pérdida de vidas o daños estructurales o no estructurales. Desde el punto de vista de daños, pérdidas

monetarias y cierre de edificios, el desempeño de las estructuras que cumplen con los códigos puede variar ampliamente y, hasta el momento, no se comprende bien (Haselton et al., 2007).

Hoy en día, la tendencia se enfoca no solo en diseñar las estructuras siguiendo los principios de la mecánica estructural y de los códigos de diseño, sino también en comprobar su desempeño ante escenarios sísmicos simulados. Para estudiar el desempeño estructural en este sentido, es necesario evaluar su respuesta ante diversos niveles de demanda sísmica, tal que permitan describir su comportamiento en el rango elástico e inelástico, incluso hasta el colapso. Por esto se deben diseñar las estructuras para evitar principalmente mecanismos de plastificación por poca ductilidad (como lo son los mecanismos de piso débil), falla frágil por corte y por interacción negativa con elementos no estructurales.

Las diferentes normas proveen requisitos para evitar estos tipos de fallas y en especial para prevenir la concentración del daño en mecanismos de pocos pisos con lo cual se favorece la filosofía de diseño con columna fuerte - viga débil (CFVD) con el fin de distribuir la plasticidad en altura, facilitando la formación de un mecanismo de viga. Al contrastar los requisitos ACI318-19 con los de NSR-10, la filosofía CFVD solo es aplicada por el primero para pórticos resistentes a momento con capacidad de disipación de energía especial, mientras que el código colombiano lo exige no solo para estructuras con capacidad de disipación especial (DES) sino también moderada (DMO). En este estudio se evalúa el desempeño desde el punto de vista de riesgo estructural de pórticos con detallado intermedio diseñados según ACI 318-19, sometidos a niveles de amenaza sísmica intermedia.

De lo anterior surge el siguiente planteamiento: ¿Hasta qué periodo de retorno de demanda sísmica es aceptable el comportamiento de pórticos de concreto reforzado con detallado intermedio según ACI 318-19?

Capítulo 2. Objetivos

2.1 Objetivo general

Evaluar el nivel de desempeño sísmico consistente con la amenaza de pórticos intermedios de concreto reforzado con detallado intermedio en Estados Unidos garantizado por las provisiones de ACI 318-19.

2.2 Objetivos específicos

- Identificar las variables de diseño que garantizan la filosofía de columna fuerte viga débil alrededor del nudo.
- Seleccionar arquetipos estructurales del sistema de marcos de concreto reforzado típicos de las construcciones en zonas de amenaza sísmica intermedia de Estados Unidos.
- Evaluar los mecanismos de falla plausibles para pórticos intermedios, diseñados siguiendo los requisitos de ACI 318-19.
- Evaluar el riesgo sísmico de diferentes arquetipos de pórticos intermedios siguiendo los requisitos de ACI 318-19.

Capítulo 3. Metodología

En la **Figura 1** se presenta el diagrama de flujo que da cuenta de la metodología que será seguida en este estudio. Inicialmente se realiza una caracterización de la mecánica de las fallas de los sistemas de pórticos en concreto reforzado, se realiza un análisis de las variables que influyen en el cálculo de la relación de momentos para determinar el criterio de columna fuerte viga débil y luego se caracteriza el entorno sísmico y se definen los arquetipos que serán evaluados. Posteriormente, se procede a realizar los análisis y diseños de la estructura siguiendo los lineamientos de la normativa ACI 318-19. En total son 12 pórticos perimetrales los evaluados, con luces de 6 m y 9 m y alturas de piso de 3 m; las alturas de secciones de las columnas varían de 0.5 m a 0.85 m y alturas de vigas desde 0.5 m a 1.05 m. Se establecieron derivas de diseño de 1% y 2% y resistencias del concreto de 28 MPa y 35 MPa. Luego se realizan dos tipos de análisis: (i) análisis estático no lineal con el que es posible confirmar los mecanismos de falla plausible, y (ii) análisis dinámico no lineal con el que es posible evaluar los riesgos sísmicos. Finalmente se analizan los resultados obtenidos y se presentan las conclusiones del estudio.



Figura 1. Diagrama de flujo de la metodología del estudio.

Capítulo 4. Revisión de literatura

En esta sección se presenta una revisión del estado del arte de las temáticas necesarias para el correcto entendimiento y desarrollo del estudio presentado en este trabajo. En este capítulo será resumida la metodología de diseño sísmico basado en desempeño, los diferentes mecanismos de colapso del sistema aporticado de concreto reforzado, revisión de normatividad existente sobre el criterio de columna fuerte viga débil.

4.1 Diseño sísmico basado en desempeño

El desempeño de una edificación puede expresarse de múltiples formas. En la práctica actual del diseño de edificaciones, el enfoque más común es definir una serie de objetivos de desempeño. El concepto de objetivos de comportamiento discretos se popularizó en la década de los 90s con la introducción del informe del Comité Visión 2000 sobre el diseño sísmico de edificios basado en el desempeño (SEAOC, 1995) y el desarrollo de procedimientos de evaluación basados en el comportamiento para edificios existentes (ATC-40, 1996; FEMA-273, 1997). La **Figura 2** ilustra los objetivos de desempeño sugeridos en SEAOC (1995) utilizando las designaciones del nivel de desempeño de ASCE/SEI, 41-17 (2017). Para cumplir con el objetivo básico que se suele aplicar a la gran mayoría de las edificaciones, los objetivos de desempeño se pueden clasificar como: (i) operacional para sismos frecuentes, (ii) ocupación inmediata para sismos ocasionales, (iii) seguridad de la vida para sismos raros, y (iv) prevención de colapso para sismos muy raros. Un ejemplo de los periodos de retorno propuestos para estos diferentes niveles de diseño sísmico se muestra entre paréntesis en la **Figura 2**. Para las estructuras más críticas (como por ejemplo los de atención a la comunidad luego de un terremoto), se sugieren objetivos de desempeño más estrictos.



Figura 2. Ejemplo de objetivos de desempeño. Adoptado de SEAOC, 1995.

Por otro lado, FEMA 356 (2000) hace una descripción cualitativa de los objetivos de desempeño como se describe en la **Tabla 1**.

Tabla 1. Objetivos de desempeño de acuerdo con FEMA 356.

Tipo de sismo	Nivel de desempeño	Características principales
Frecuente	Operacional <i>(Operational)</i>	Daños estructurales y no estructurales menores. Sin derivas permanentes. La vida humana se mantiene segura. Buena funcionalidad de la estructura luego del sismo. Poco agrietamiento de fachadas, tabiques y techos, así como en elementos estructurales.
Ocasional	Ocupación inmediata <i>(Immediate Occupancy)</i>	Daños ligeros en la estructura sin derivas permanentes. Estructura conserva rigidez original. Existen daños estructurales menores en vigas y elementos no estructurales, pero no en columnas. La vida humana no está en peligro, pero algunos podrían sentirse afectados. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo, pero sujetos a funcionalidad de los servicios públicos ya que podrían fallar.
Raro	Protección de la vida <i>(Life Safety)</i>	Daño estructural moderado. Se generan esfuerzos residuales y cambios en la rigidez. La estructura sufre daños, pero permanece estable. Se mantiene la seguridad de los ocupantes, aunque de forma riesgosa. Ocurren derivas permanentes menores. Moderados costos de reparación. Fallas en los sistemas no estructurales, mecánicos y eléctricos en los sistemas importantes, se espera reparación en un periodo medio de tiempo.
Muy raro	Prevención del colapso <i>(Collapse Prevention)</i>	Ocurren daños severos y extensivos en la estructura. Se presentan grandes derivas permanentes. Colapso parcial de elementos no estructurales. Falla en la mayoría de los servicios básicos. Se esperan altos costos de reparación o demolición.

Uno de los primeros pasos en esta metodología establecida en FEMA 356 y descrita anteriormente es relacionar los niveles de desempeño con el estado físico de las edificaciones a medida que se sometía a un desplazamiento lateral creciente (SEAOC, 1995). La **Figura 3** ilustra tres niveles de comportamiento introducidos en FEMA-273 (1997) y continuados en ASCE/SEI, 41-13 (2013). El nivel de desempeño de ocupación inmediata corresponde a un estado en el que

pueden haberse producido algunos daños, pero tras reparaciones pequeñas la estructura puede volver a ser ocupada y funcional. El nivel de prevención de colapso corresponde a una pérdida significativa de capacidad para desplazamientos horizontales marginalmente mayores. El nivel de seguridad de vida es un término utilizado para definir un estado de desempeño con un margen "cómodo" por debajo del estado de colapso. La **Figura 3** indica que los estados de desempeño son función de las deformaciones impuestas a los sistemas estructurales y no estructurales.

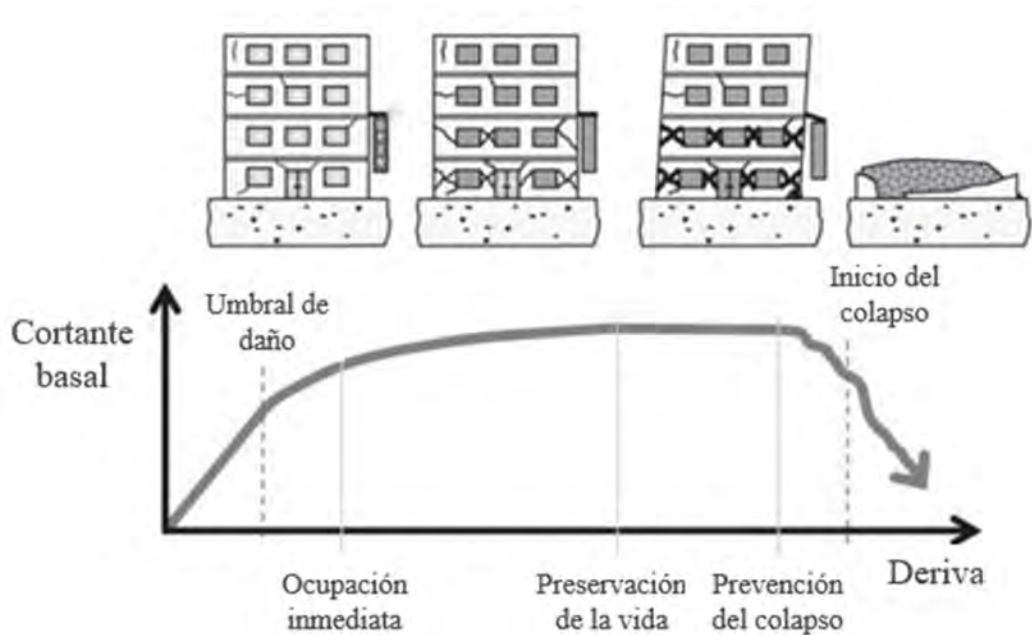


Figura 3. Definición de niveles de desempeño. Fuente: FEMA-273, 1997.

El desempeño de una edificación podría definirse por el desempeño del sistema entendiéndose como un todo, sin embargo, puede resultar complejo cuantificar los parámetros de desempeño de esta forma. Por lo tanto, una práctica común es definir el desempeño del sistema basándose en los componentes estructurales (o no estructurales) individuales que lo conforman. En este sentido, el desempeño del edificio se podría definir como el desempeño más crítico de cualquiera de sus componentes (Moehle, 2015).

La metodología anterior es adoptada por la norma ASCE 41 y hace hincapié en el enfoque actual de calibrar el desempeño mediante métricas de ingeniería estructural como el desplazamiento, la deriva de piso, la aceleración del piso, la deformación inelástica y las fuerzas de los componentes, todo ello comparado con valores de referencia como criterios de comparación. También es posible traducir estas métricas de ingeniería en estados de daños y, a partir de ahí, en consecuencias como víctimas, costos de reparación y tiempo de inactividad (Moehle, 2015). Este último enfoque aún no se aplica comúnmente en las oficinas de diseño, solo en algunas ocasiones para edificios especiales o modelos de riesgo a nivel ciudad.

Para darle formalidad estocástica al estudio sísmico basado en desempeño, la metodología PEER PBEE (Moehle, 2015) divide la evaluación del desempeño sísmico en cuatro pasos: (1) caracterización de la amenaza sísmica, (2) análisis de respuesta estructural, (3) análisis de daño, y

(4) evaluación de pérdidas (ver **Figura 4**). En su sentido más genérico, la metodología PBEE se utiliza para estimar la frecuencia media anual con la que una determinada medida de desempeño superará varios niveles para una determinada edificación y ubicación (Haselton et al., 2007).

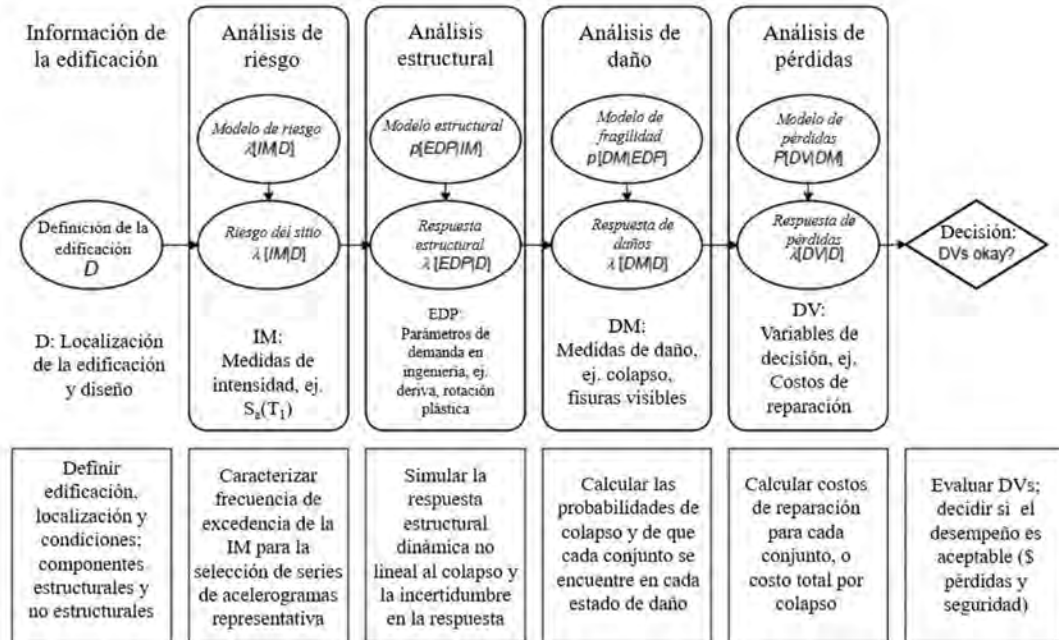


Figura 4. Metodología PEER PBEE. Adoptado de Haselton et al., 2007.

4.2 Análisis de pórticos en concreto reforzado y filosofía de diseño inelástico de concreto reforzado

Los elementos estructurales son detallados para resistir la acción conjunta de la demanda por momento, carga axial y corte a medida que el edificio se desplaza lateralmente de manera cíclica por efectos sísmicos. Los requisitos especiales de detallado (concernientes a los materiales, dimensiones, detallado del acero, construcción, e inspección) de los pórticos los hacen un sistema estructural competente para resistir movimientos del terreno de gran intensidad sin pérdida significativa de resistencia.

Por esto, se deben diseñar las estructuras para evitar principalmente los siguientes modos o mecanismos de falla:

- Mecanismos de plastificación por flexión no dúctil (diseñar un sistema de columna fuerte – viga débil, detallar vigas y columnas para garantizar respuesta dúctil a flexión).
- Mecanismos de falla frágil por corte, carga axial, traslapo, o en conexiones.
- Interacción negativa con elementos no estructurales. Las conexiones con elementos no estructurales, como escaleras y muros, deben detallarse de manera que no interfieran con el comportamiento previsto del pórtico.

Los diferentes códigos de construcción proveen requisitos para evitar estos tipos de fallas. En este estudio principalmente se revisarán las provisiones de ACI 318-19, sin embargo, en el caso del criterio de columna fuerte viga débil se comparará ACI 318-19 con otras normas.

4.2.1 Mecanismos de plastificación por flexión

Cuando una edificación se desplaza durante un sismo, la distribución de los daños en altura depende de la distribución de la deriva lateral. Si el edificio tiene columnas débiles a flexión, la deriva tiende a concentrarse en uno o pocos pisos (**Figura 5 (a)**), y puede exceder la capacidad de deriva de las columnas, a lo que se le conoce como mecanismo de piso. Por otro lado, si las columnas proporcionan un eje rígido y fuerte a lo largo de la altura del edificio, la deriva se distribuirá más uniformemente formando un mecanismo de viga (**Figura 5 (c)**), y se prevendrá la localización del daño en altura. Un caso intermedio entre los dos anteriores se conoce como mecanismo intermedio (**Figura 5 (b)**).

Nótese que las columnas de un piso determinado soportan el peso de todo el edificio por encima de estas, mientras que las vigas solo soportan las cargas de gravedad del piso del que forman parte; por tanto, el fallo de una columna tiene mayores consecuencias que el de una viga. Reconociendo este comportamiento, los códigos de construcción sísmicos especifican que las columnas deben ser más fuertes que las vigas que las enmarcan. Este principio de columna fuerte - viga débil es fundamental para lograr un comportamiento seguro de los pórticos durante los movimientos fuertes del terreno (Moehle, 2015).

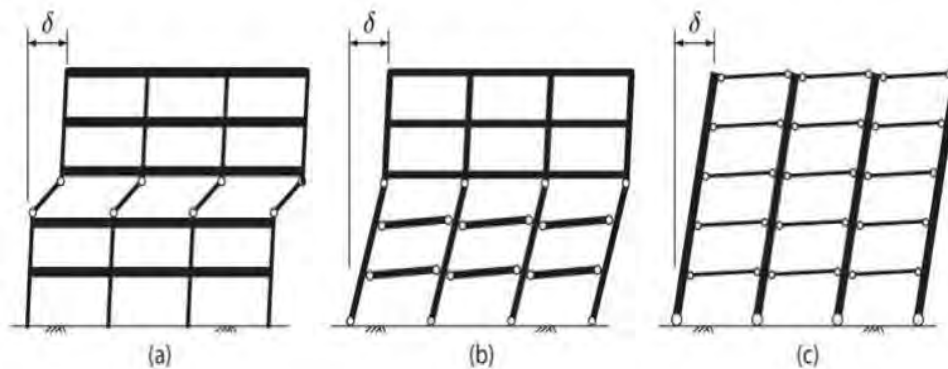


Figura 5. Mecanismos de fluencia: (a) mecanismo de piso, (b) mecanismo intermedio, (c) mecanismo de viga. Fuente: Moehle, 2015.

Las investigaciones demuestran que, si la resistencia a momento de la columna supera por cierto margen la resistencia a momento de la viga en cada conexión, es probable que el edificio desarrolle mecanismos de fluencia que impliquen varios pisos (**Figura 5 (b)**) en lugar de un solo piso (**Figura 5 (a)**). Para que exista un mecanismo completo de la viga (**Figura 5 (c)**) puede ser necesario que los momentos de las columnas sean varias veces superiores a los momentos de las vigas, lo que puede resultar costoso o impráctico para edificios de altura media o inalcanzable para estructuras altas (Moehle, 2015).

4.2.1.1 Mecanismos de colapso – Criterio Columna Fuerte – Viga Débil

Una forma analítica de estimar previamente mecanismos de falla es por medio de la utilización del trabajo virtual, el cual establece que: en una estructura en equilibrio, el trabajo externo realizado por las fuerzas reales sobre desplazamientos virtuales es igual al trabajo interno realizado por los esfuerzos reales sobre las deformaciones virtuales. Esta definición se resume en las siguientes ecuaciones:

$$\delta W_{ext} = \delta W_{int} \quad (4 - 1)$$

$$\delta W_{ext} = \delta u^t * p \quad (4 - 2)$$

$$\delta W_{int} = \int \delta \varepsilon^t * \sigma dv \quad (4 - 3)$$

Donde:

δW_{ext} = Trabajo virtual externo

δW_{int} = Trabajo virtual interno

δu = Desplazamiento virtual

p = Carga impuesta real

$\delta \varepsilon$ = Deformación virtual

σ = esfuerzo real

Cabe resaltar que las fuerzas externas p están en equilibrio con los esfuerzos σ , y los desplazamientos virtuales son compatibles con las deformaciones $\delta \varepsilon$. Al momento del colapso incipiente si sobre un pórtico actúa un patrón de cargas externo real sobre un desplazamiento virtual impuesto, el trabajo virtual externo realizado por dichas cargas es igual al trabajo virtual interno de los esfuerzos (momento de plastificación sobre rotaciones virtuales) causado por el sistema de cargas actuantes. En la **Figura 6** (a) se presenta un pórtico de 12 pisos cuya relación de momentos entre columnas y vigas es de 1,2 en todos los pisos excepto en el último, En la **Figura 6** (b) se grafica el cortante basal para diferentes extensiones del mecanismo de piso, representados en el eje x ; por ejemplo, el cortante normalizado es 1.2 si se forma un mecanismo de piso débil en el primer piso. Sin embargo, el menor cortante se presenta si el mecanismo se extiende hasta el piso 6, por lo que se declara éste como mecanismo de colapso. (Moehle, 2015).

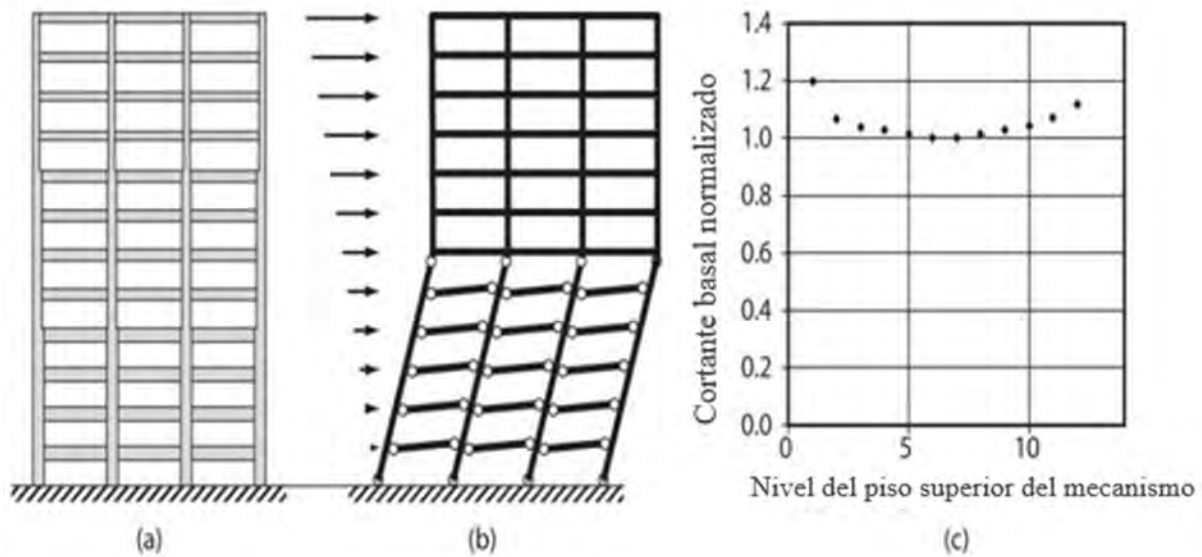


Figura 6. (a) Pórtico de 12 pisos cuya relación de momentos entre columnas y vigas es de 1,2 en todos los pisos excepto en el último (b) pórtico sometido a cargas externas con una distribución triangular generando un mecanismo que se extiende desde la base hasta el piso 6 (c) grafica de cortante basal vs número de extensión del mecanismo de pisos. Fuente: Moehle, 2015.

Se puede investigar el efecto de la variación de las resistencias de las columnas y vigas usando el enfoque anterior. Y para esto se define el parámetro α como la relación entre la capacidad momentos de las columnas y las vigas en un nudo.

$$\alpha = \frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \quad (4 - 4)$$

Donde:

$\sum M_{nc}$: suma de momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluado en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja. Es decir, que los momentos nominales en las columnas dependen de la carga axial. Gráficamente esto se describe en la **Figura 7**.

$\sum M_{nb}$: suma de momentos nominales de flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluado en las caras del nudo. En vigas T, cuando la losa esté en tracción debido al momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de la losa debe suponerse que contribuye a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa éste desarrollado en la sección crítica para flexión. Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga.

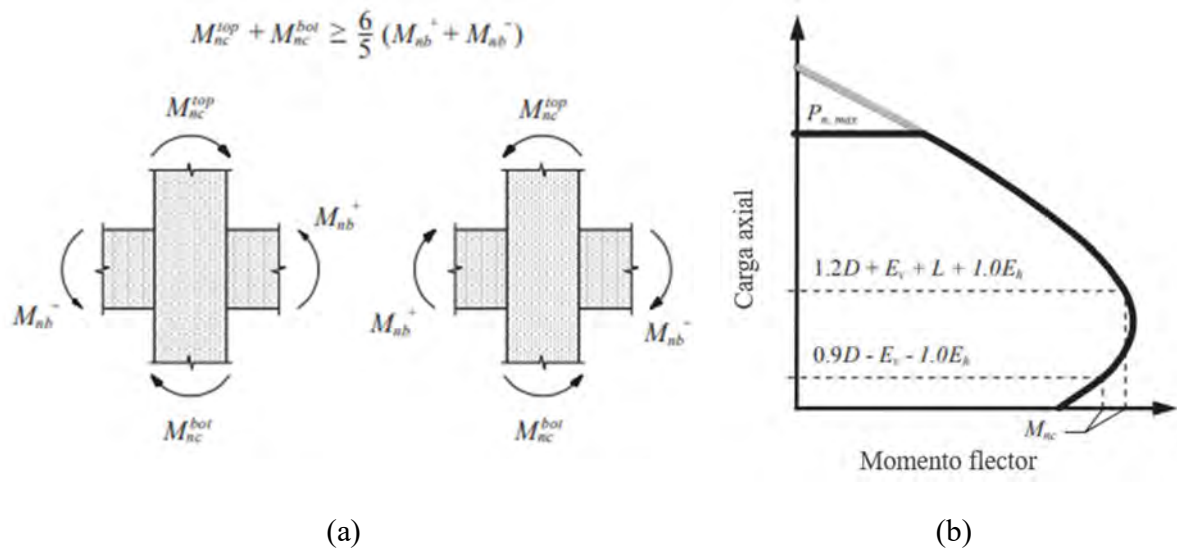


Figura 7. (a) Momentos de diseño de columna fuerte/viga débil. **(b)** Chequeo de momentos con carga axial máxima y mínima. Fuente: NIST GCR 16-917-40, 2016.

La **Figura 8** muestra los resultados para relaciones de resistencia relativa α que van de 0.8 a 4.0. Para $\alpha = 0.8$ o 1.0, el mecanismo crítico es un mecanismo de primer piso.

A medida que α aumenta por encima de 1.2, la resistencia al corte en la base aumenta y el mecanismo de control (correspondiente al corte mínimo en la base para ese valor de α) se extiende más hacia el centro de la estructura, pero nunca se alcanza un mecanismo de viga completo como el de la **Figura 5 (c)** (Moehle, 2015).

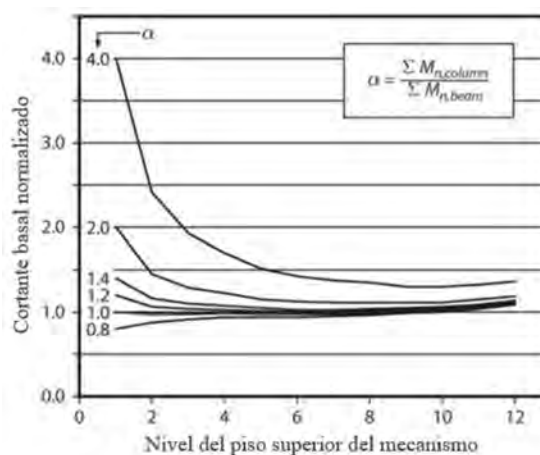


Figura 8. Relaciones de resistencia relativa α . Fuente: Moehle, 2015.

4.2.1.2 Provisiones de columna fuerte viga débil en códigos de construcción sismorresistente

Las disposiciones o provisiones sobre los mecanismos de falla específicamente en el criterio de columna fuerte - viga débil se han especificado en los códigos de diseño de varios países, pero hay variaciones entre ellos. En esta sección se presentan algunos aspectos abordados por las normativas colombiana, norteamericana, europea y neozelandesa con respecto al criterio de columna fuerte – viga débil.

4.2.1.2.1 ACI 318-19 de Estados Unidos

ACI 318-19 (ACI-Committee-318, 2019) establece en ACI 318-19§18.7.3.2 que la resistencia a la flexión con base en M_{pr} (momentos probables) de las columnas con disipación de energía especial debe cumplir con la ecuación (4 - 5):

$$\alpha = 1.2 \quad (4 - 5)$$

4.2.1.2.2 NSR-10 de Colombia

En su título C, NSR-10 establece como requisito de diseño para columnas con resistencia mínima a la flexión de pórticos con capacidad de disipación de energía moderada y especial (NSR-10§C.21.3.6.2 y C.21.6.2.2 respectivamente) cumplir con el criterio de columna fuerte - viga débil, satisfaciendo la ecuación (4 - 6) de resistencia a la flexión con base en M_n (momentos nominales) para DMO y en M_{pr} para DES:

$$\alpha = 1.2 \quad (4 - 6)$$

Para DMO los requisitos de esta sección están basados en los requisitos homologados para disipación especial DES, pero en el caso de no cumplimiento se permite confinar en toda la longitud hasta la cimentación la columna que no cumpla. Asimismo, solo se permite que un 10% de las columnas no cumpla en el caso extremo. Si se excede este porcentaje deben rediseñarse las vigas y columnas hasta que se obtenga el cumplimiento del 90% de los nudos del piso.

4.2.1.2.3 Norma de Nueva Zelanda

La norma neozelandesa utiliza la ecuación (4 - 7) para calcular columna fuerte - viga débil,

$$\sum M_{nc} = \Phi_0 \omega_f \sum M_e \quad (4 - 7)$$

donde M_{nc} es el momento nominal de la columna, M_e es el momento obtenido en la columna del análisis de cargas sísmicas, Φ_0 es un factor de sobre-resistencia que toma en cuenta el armado final

de las vigas, y ωf es un factor de amplificación que depende de la posición de la columna en la altura del edificio y del factor de reducción de respuesta utilizado en el diseño. El factor Φ_0 depende del diagrama de momentos en las vigas. El requerimiento de diseño indica que el momento resistente positivo debe ser por lo menos la mitad del negativo (NZS-3101.1., 2006)

4.2.1.2.4 Eurocódigo

El cumplimiento de capacidad de diseño de columna fuerte - viga débil utiliza el siguiente criterio (ecuación (4 - 8)) basado en un factor de sobrerresistencia γ_{Rd} en las vigas.

$$\alpha = \gamma_{Rd} \quad (4 - 8)$$

γ_{Rd} : 1,3; para pórticos o sistemas duales equivalentes (los pórticos resisten más del 50% de cortante sísmico de base) en edificaciones con más de dos pisos excepto en los nudos del piso superior (Eurocode 8, 2020).

En la **Tabla 2** se presenta el resumen de lo indicado en los diferentes códigos acerca del criterio de columna fuerte - viga débil.

Tabla 2. Criterio de columna fuerte - viga débil para diferentes normas.

CÓDIGO	CRITERIO	OBSERVACIONES
ACI 318-19	$\alpha = 1.2$	Aplica solo para zona de amenaza sísmica alta. Para su cálculo se usa Mpr
NSR-10	$\alpha = 1.2$	Aplica para zona de amenaza sísmica alta (Para su cálculo se usa Mpr) e intermedia (Para su cálculo se usa Mn)
NZS-3101.1	$\sum M_{nc} = \Phi_0 \omega f \sum M_e$	El cálculo depende de factores de sobrerresistencia y amplificaciones por ubicación de la columna en altura
EUROCÓDIGO 8	$\alpha = \gamma_{Rd}$	Factor $\gamma_{Rd} = 1.3$

4.2.1.3 Detallado de vigas y las columnas para que respondan de manera dúctil bajo carga cíclica.

Con las provisiones anteriormente descritas se propende por garantizar la ductilidad a nivel global, en esta sección se detallarán las disposiciones que propenden por garantizar la ductilidad a nivel de elementos locales. La respuesta dúctil requiere que los elementos fallen por flexión y que se eviten los modos de falla por cortante, axial y otros no dúctiles. Las fallas no dúctiles generalmente se pueden evitar mediante un enfoque de diseño por capacidad. Los extremos de las vigas y columnas en cada unión viga-columna deben detallarse adecuadamente para que estas regiones puedan sufrir una respuesta de flexión inelástica sin una disminución de su capacidad. En el plano de un pórtico resistente a momento, el refuerzo longitudinal de la columna y la viga en todos los nudos interiores deben ser continuos y sin empalmes. El refuerzo transversal debe confinar el núcleo de hormigón y proporcionar restricción contra el pandeo del refuerzo longitudinal. Este refuerzo transversal debe extenderse desde la cara del nudo a lo largo de una longitud que contenga la probable región de fluencia en los extremos de vigas y columnas.

La falla por cortante, especialmente en columnas puede conducir a una pérdida rápida de resistencia lateral y capacidad de carga axial. Se puede lograr un desempeño adecuado de estas columnas, pero solo mediante la provisión de detalles de refuerzo adecuadas. Se requieren uniones viga-columna en pórticos especiales resistentes al momento para transferir momentos, cortantes y fuerzas axiales entre las vigas y columnas interconectada y para hacerlo, los nudos deben ser más fuertes que los elementos que las enmarcan. El refuerzo transversal del nudo ayuda a que éste mantenga su resistencia bajo las inversiones de desplazamiento esperadas durante un terremoto.

4.2.1.3.1 Dimensión mínima y refuerzo en vigas y columnas

Según ACI 318-19 18.4.2.4 y 18.4.3.3 las provisiones para vigas y columnas para pórticos intermedios y en 18.6.4.4 y 18.7.5.3 están las provisiones para pórticos especiales las cuales se resumen en las **Figura 9** y **Figura 10** respectivamente.

Las cargas sísmicas severas pueden resultar en la pérdida del recubrimiento de concreto, lo que reducirá la resistencia del refuerzo longitudinal desarrollado o empalme por traslapo. Por lo tanto, los empalmes traslapados, si se usan, deben ubicarse lejos de las secciones de momento máximo (es decir, lejos de los extremos de las vigas y columnas) y deben tener estribos cerrados para confinar el empalme en caso de desprendimiento del recubrimiento.

Las vigas de pórticos especiales resistentes a momento (SMF) se pueden dividir en tres zonas diferentes al considerar dónde se pueden colocar los estribos: las zonas donde se espera que ocurra la fluencia por flexión, preferiblemente en los extremos de la viga; la zona a lo largo de las barras traslapadas, si las hubiere; y las longitudes restantes de la viga. Las zonas donde se pretende que ocurra la rótula plástica, de longitud $2H_b$ a cada lado de la rótula plástica, deben estar bien confinadas porque aquí es donde se espera que la viga experimente fluencia por flexión. Por lo

tanto, se requieren estribos cerrados muy juntos en estas zonas, como se muestra en la **Figura 9**. En esta figura también se establecen los requisitos para pórticos intermedios (IMF)

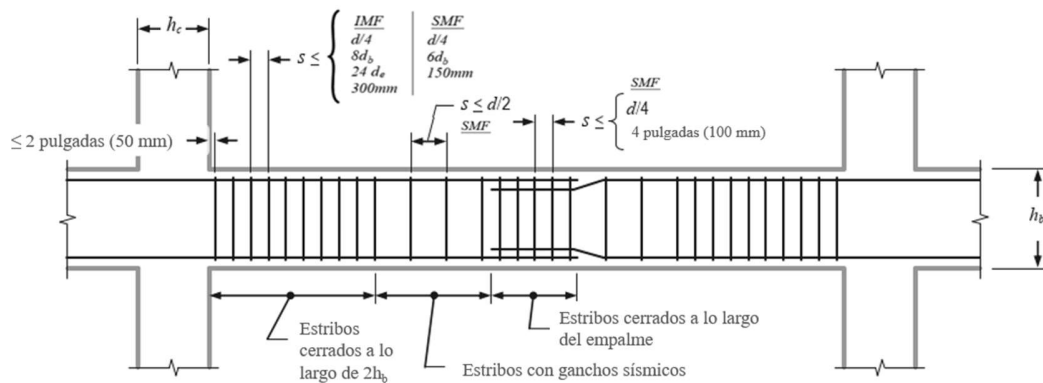


Figura 9. Disposición de estribos en vigas. Adaptado de: NIST GCR 16-917-40, 2016.

El refuerzo transversal es necesario en las columnas para: (a) confinar el núcleo de concreto, (b) proporcionar soporte lateral al refuerzo longitudinal, (c) confinar los traslapes del refuerzo longitudinal y (d) proporcionar resistencia al corte. Para realizar estas diversas funciones, el refuerzo requerido varía a lo largo de la columna, como se ilustra en la **Figura 10**. El refuerzo transversal de la columna debe seleccionarse inicialmente en función de los requisitos de confinamiento de ACI 318 §18.7.5. Estos requisitos de confinamiento se aplican en los extremos de la columna donde puede ocurrir la fluencia por flexión, a lo largo de una longitud l_o .

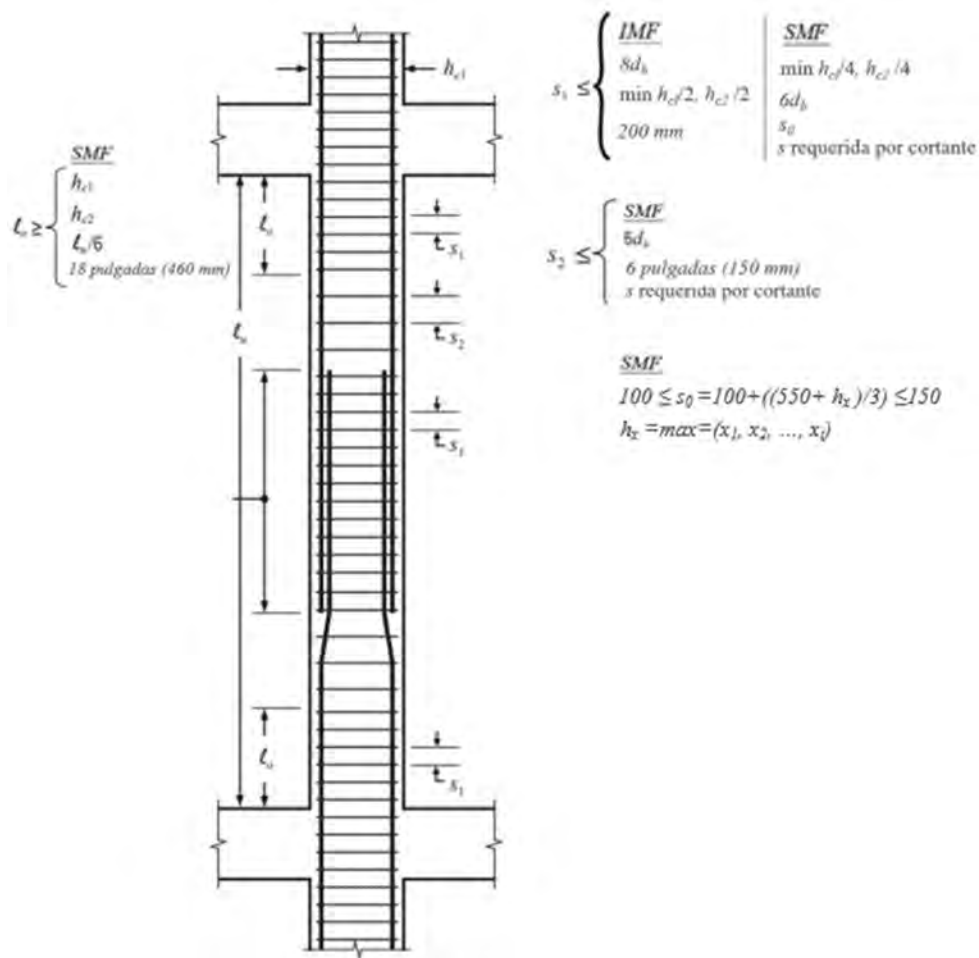


Figura 10. Refuerzo transversal en columnas de pórticos especiales e intermedios. Adaptado de: NIST GCR 16-917-40, 2016.

4.2.2 Protección contra falla frágil por corte

El objetivo de los requisitos en este caso es reducir el riesgo de falla por cortante en vigas y columnas durante un sismo.

4.2.2.1 Vigas

Para vigas en pórticos intermedios resistentes a momentos la norma ACI 318-19 en 18.4.2.3 presenta el siguiente requisito:

El ϕV_n (resistencia nominal reducida al corte) de vigas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b):

(a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por la norma.

De acuerdo con la opción (a) la fuerza cortante mayorada se determina a partir de la resistencia (nominal a momento para pórticos intermedios y momentos probables M_{pr} para pórticos especiales) del elemento y de la carga gravitacional que tiene.

Para determinar el cortante máximo en la viga, se supone que sus resistencias nominales a momento ($\phi = 1.0$) se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de la luz libre. El cortante asociado con esta condición $(M_{nl} + M_{nr})/l_n$ se suma algebraicamente al cortante debido a las cargas mayoradas gravitacionales y efectos sísmicos verticales para obtener así el cortante para el cual debe diseñarse la viga. Para el cálculo del cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales de la viga y la columna, se debe adicionar en un factor igual a $0.2S_{DS}$ al factor de mayoración para la carga muerta (efectos verticales del sismo). Ver **Figura 11** y **Tabla 3**.

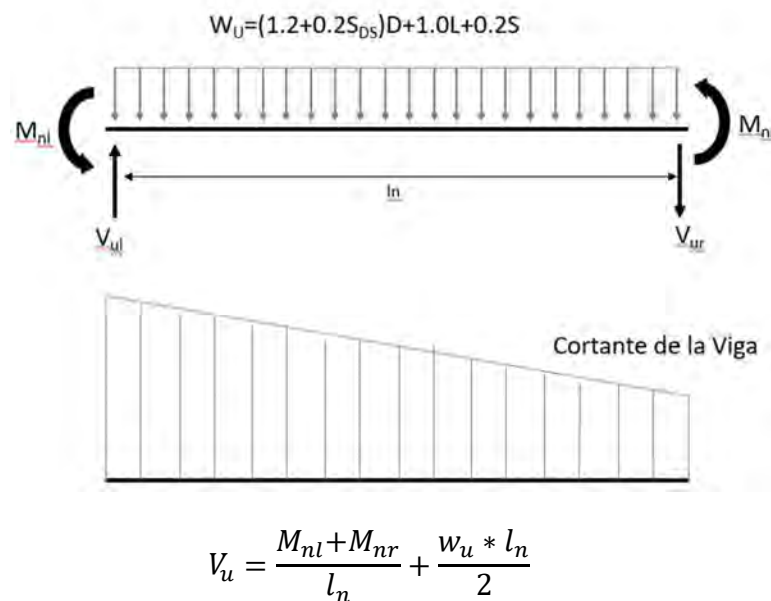


Figura 11. Cortante máximo en vigas. Fuente: ACI 318-19, 2019.

Para pórticos especiales resistentes a momento la fuerza cortante de diseño V_e debe determinarse a partir de las fuerzas en la parte de la viga comprendida entre las caras del nudo y se debe suponer que estas zonas actúan momentos de signos opuestos correspondientes a los momentos probables M_{pr} y que la viga además tiene cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas

verticales mayoradas. En el cálculo del refuerzo transversal no se debe tener en cuenta la resistencia al cortante del concreto $V_c=0$.

En la **Tabla 3** se resumen las diferentes formulaciones para el cálculo de los cortantes de diseño dependiendo de si son pórticos intermedios o especiales resistentes a momento.

Tabla 3. Formulación para el cálculo de cortante de diseño en vigas. Fuente: Ceballos, 2022.

Estimación de cortante último en pórticos con detallado intermedio (IMF)	
$V_{u,l} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} 1.2V_{D,l} + 1.6V_{L,l} \\ 1.2V_{D,l} + 1.0V_{L,l} + V_{E,l} \end{array} \right. \\ \min \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{n,l}^- + M_{n,r}^+}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \\ \left -\frac{M_{n,l}^+ + M_{n,r}^-}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \right \end{array} \right. \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 1.2V_{D,l} + V_{L,l} + 2.0V_{E,l} \\ 0.9V_{D,l} + 2.0V_{E,l} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$	$V_{u,r} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} 1.2V_{D,r} + 1.6V_{L,r} \\ 1.2V_{D,r} + 1.0V_{L,r} + V_{E,r} \end{array} \right. \\ \min \left\{ \begin{array}{l} \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{n,l}^+ + M_{n,r}^-}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \\ \left -\frac{M_{n,l}^- + M_{n,r}^+}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \right \end{array} \right. \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 1.2V_{D,r} + V_{L,r} + 2.0V_{E,r} \\ 0.9V_{D,r} + 2.0V_{E,r} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$
Estimación de cortante último en pórticos con detallado especial (SMF)	
$V_{u,l} = \max \left\{ \begin{array}{l} \begin{array}{l} 1.2V_{D,l} + 1.6V_{L,l} \\ 1.2V_{D,l} + 1.0V_{L,l} + V_{E,l} \\ 0.9V_{D,l} + V_{E,l} \end{array} \\ \frac{M_{pr,l}^- + M_{pr,r}^+}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \\ \left -\frac{M_{pr,l}^+ + M_{pr,r}^-}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \right \end{array} \right.$	$V_{u,r} = \max \left\{ \begin{array}{l} \begin{array}{l} 1.2V_{D,r} + 1.6V_{L,r} \\ 1.2V_{D,r} + 1.0V_{L,r} + V_{E,r} \\ 0.9V_{D,r} + V_{E,r} \end{array} \\ \frac{M_{pr,l}^+ + M_{pr,r}^-}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \\ \left -\frac{M_{pr,l}^- + M_{pr,r}^+}{l_n} + \frac{w_u l_n}{2} \right \end{array} \right.$

4.2.2.2 Columnas

El cortante de diseño en las columnas para pórticos intermedios se calcula siguiendo los requerimientos de ACI 318-19 18.4.3, en donde ϕV_n (resistencia nominal reducida al corte) debe ser al menos igual al menor de (a) y (b):

(a) El cortante correspondiente al desarrollo de las resistencias nominales a momento de la columna en cada extremo restringido de la longitud no soportada debido a flexión con curvatura inversa. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en mayor resistencia a flexión. Esto se hace utilizando un diagrama de cuerpo libre obtenido al cortar la columna en sus extremos tomando los momentos finales iguales a la resistencia

nominal. La carga axial debe escogerse de tal manera que los momentos resistentes sean los mayores que se puedan obtener para la columna dentro del intervalo de fuerzas axiales de diseño.

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con $\Omega_0 E$ substituyendo a E. $\Omega_0=3.0$ para pórticos intermedios resistentes a momentos, este factor es mayor que en las vigas (2.0) para garantizar un menor riesgo de falla a cortante.

El cortante de diseño en las columnas para pórticos especiales se calcula siguiendo los requerimientos de ACI 318-19 18.7.6, en donde la fuerza cortante de diseño V_e se debe determinar considerando las máximas fuerzas que puedan generarse en las caras de los nudos en cada extremo de la columna. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables, M_{pr} , en cada extremo de la columna correspondiente al intervalo de fuerzas axiales mayoradas, P_u , que actúan en ella. V_e no puede ser menor que el cortante mayorado determinado a partir del análisis estructural.

En la **Figura 12** se resumen las diferentes formulaciones para el cálculo de los cortantes de diseño dependiendo de si son pórticos intermedios o especiales resistentes a momento.

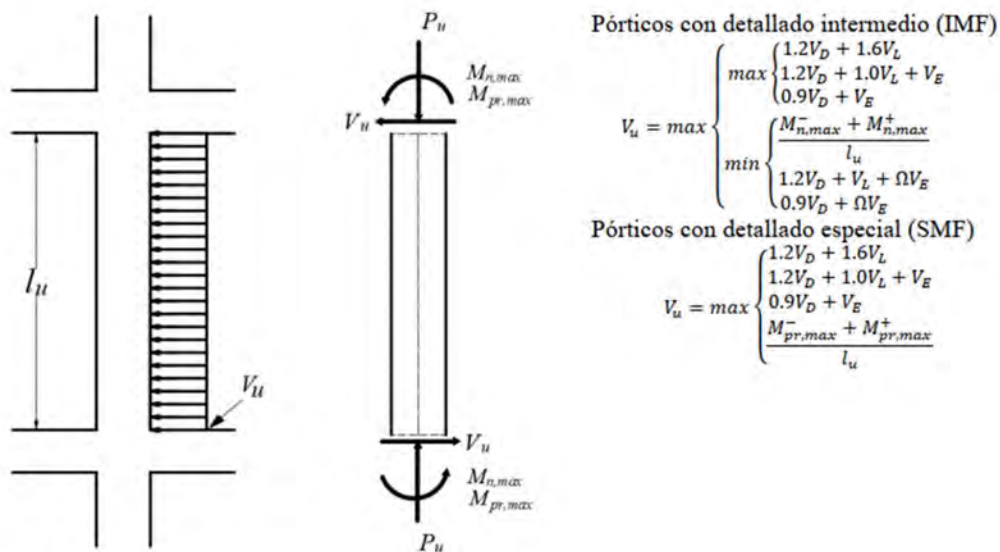


Figura 12. Formulación para el cálculo de cortante de diseño en columnas. Fuente: Ceballos, 2022.

En el diseño por corte se selecciona un arreglo de ramas intercaladas en las barras longitudinales como se aprecia en el corte de la sección de la **Figura 13**, escogiendo el espaciamiento de los estribos siguiendo los requerimientos de ACI 318-19 (Ceballos, 2022) donde:

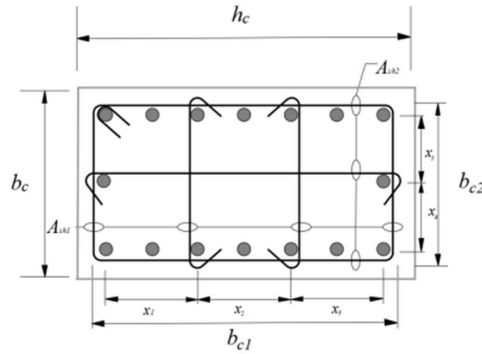


Figura 13. Arreglo de aceros de refuerzo longitudinal y transversal. Fuente: Ceballos, 2022.

4.2.2.3 Consideraciones de detallado del nudo para pórticos especiales

El desarrollo de rotaciones inelásticas en las caras de los nudos en pórticos de concreto reforzado está asociado con deformaciones unitarias en el refuerzo que exceden ampliamente la deformación unitaria de fluencia. En consecuencia, la fuerza cortante en el nudo generada por el refuerzo de flexión se calcula para una resistencia de $1.25f_y$ en el refuerzo. Sin importar la magnitud de la fuerza cortante calculada en el nudo, se debe proporcionar refuerzo de confinamiento en el nudo. En la **Figura 14** se establece la formulación para el cálculo de cortantes en el nudo.

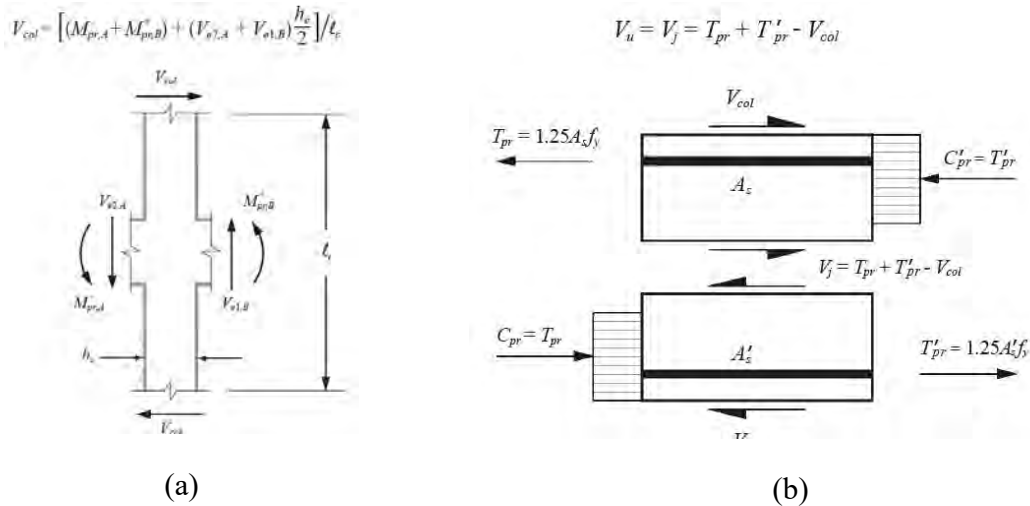


Figura 14. (a) Diagrama de cuerpo libre de la columna. (b) Diagrama de cuerpo libre del nudo. Fuente: (NIST GCR 16-917-40, 2016).

Los requisitos para diseñar nudos están fundamentados en que los fenómenos de comportamiento dentro del nudo se interpretan en términos de una resistencia nominal al cortante en el nudo. Debido a que los ensayos de nudo y de vigas de gran altura indican que la resistencia

al cortante no es tan sensible al refuerzo en los nudos (de cortante) se decidió fijar la resistencia del nudo como función sólo de la resistencia a la compresión del concreto y exige una cantidad mínima de refuerzo transversal en el nudo. El área efectiva del nudo A_j en ningún caso puede ser mayor que el área de la sección transversal de la columna. Ver **Figura 15** y **Tabla 4**. Los pórticos intermedios no requieren no requieren detallado especial en los nudos.

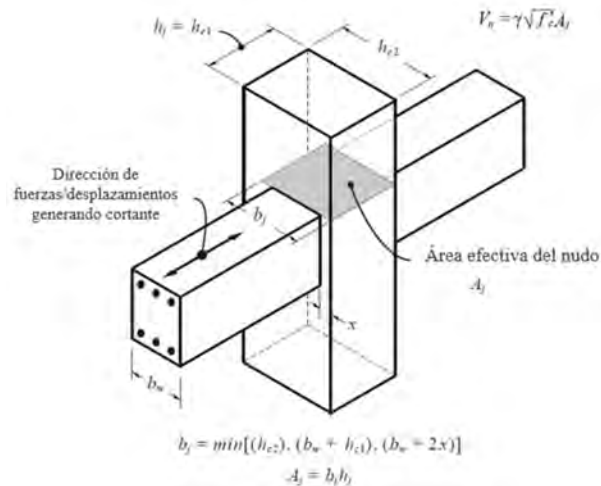


Figura 15. Definición de dimensiones viga-columna. Fuente: NIST GCR 16-917-40, 2016.

Tabla 4. Resistencia nominal del nudo a cortante V_n . Fuente: ACI 318-19, 2019.

Columna	Viga en la dirección de V_n	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	V_n, N^{III}
Continua o cumple con 15.2.6	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
Otras	Continua o cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c} A_j$
		No confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c} A_j$

^{III} λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j debe calcularse de acuerdo con 15.4.2.4.

En esta investigación se tratarán sistemas que no son frágiles a cortante en vigas o columnas, y sus nudos están bien proporcionados y detallados. Es decir, la respuesta de estas acciones o miembros se asume elástica.

4.2.3 Mecanismos de plastificación por interacción negativa con elementos no estructurales

Los elementos no estructurales cumplen un papel fundamental en eventos sísmicos en la estructura ya sea de manera positiva o negativa, por lo que se deben evitar los efectos negativos de esas interacciones. Para tal fin, se plantean las siguientes recomendaciones:

(a) Aislar lateralmente los elementos no estructurales del sistema principal de resistencia a fuerzas sísmicas, dejando una separación suficiente para que la estructura no los afecte adversamente.

(b) Disponer de elementos que admitan la deformación de la estructura, estos elementos deben ser lo suficientemente flexibles como las particiones livianas.

Esta investigación no considera interacción entre los pórticos y los elementos no estructurales. De todos modos, las particiones se consideran livianas y cualquier interacción con los pórticos se considera despreciable dada la gran diferencia de rigidez y resistencia de los sistemas.

A continuación, se presenta la nomenclatura de esta sección:

M_{pr} : resistencia a la flexión máxima probable

M_n : momento nominal

α : relación de momentos de columnas y vigas alrededor del nudo

s : espaciamiento transversal del refuerzo

A_v : área del refuerzo transversal dentro del espaciamiento s

d : altura efectiva de la sección de la columna

f_y : esfuerzo a la fluencia esperado del refuerzo

λ : 0.75 para concreto de peso ligero y 1.0 para concreto de peso normal

f'_c : resistencia a compresión esperada del concreto

P_g : carga axial de columna (en compresión) debido a los efectos de la carga gravitacional esperada

A_g : área bruta de la sección de la columna

V : resistencia al cortante

M_{nc} : resistencia a flexión de columnas, sumada por encima y debajo de las conexiones viga-columna

M_{nb} : resistencia a flexión de vigas, sumada a ambos lados de la conexión viga-columna en la dirección del pórtico

Capítulo 5. Variables que influyen en la relación de momentos alrededor del nudo

El propósito de esta sección es evaluar cuáles son las variables que más influyen en el cálculo de la relación de momentos de columnas y vigas alrededor del nudo, α , y de esta forma establecer el impacto que generan en el cálculo del criterio columna fuerte viga débil.

Para calcular la relación de momentos de columnas y vigas en el nudo influyen las dimensiones de la sección de columnas y vigas, cuantía de acero longitudinal de columnas y vigas, carga axial y la resistencia del concreto para ambos elementos estructurales. La **Figura 16** presenta un esquema de las variables de interés, la definición de las variables se presenta al final del capítulo. Para evaluar el impacto de las variables, se propone un experimento analítico, en el que se evalúa el siguiente rango de las variables según **Tabla 5**:

Tabla 5. Rango de variables y definiciones para experimento analítico.

Variable	Rango	Definiciones
Resistencia del concreto (f'_c)	[21, 28, 35] MPa	
Sección de Columna	$H_c = [460, 860, 1270]$ mm	$H_{c1}=B_{c1}=H_{c2}=B_{c2}$ Secciones cuadradas
Sección de Viga	$H_b = [0.75, 1, 1.5, 2]*H_c$	$B_b=0.75*H_b$
Cuantía Longitudinal de Columna	$\rho = [1, 2, 3]$ %	$\rho_1 = \rho_2$
Cuantía Longitudinal de Viga	$\rho_{top} = [0.6, 0.9, 1.2, 1.5]$ %	$\rho_{bot} = [30, 50]\%* \rho_{top}$
$ARL = \frac{P}{f'_c * A_g}$	[0.02, 0.3, 0.5, 0.7]	$ARL_1 = 0.75*ARL_2$

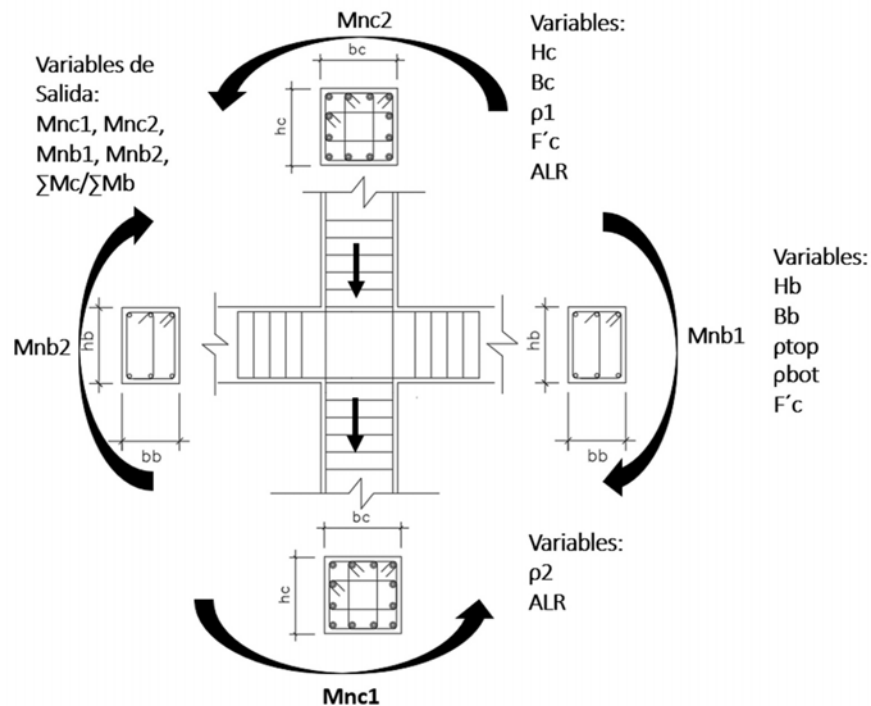


Figura 16. Variables que influyen en la relación de momentos alrededor del nudo.

Para hacer el análisis de variables se generó un código que consideró todas las combinaciones posibles, lo que permitió generar una matriz de datos para posteriormente realizar un análisis de resultados.

Donde:

H_c : altura de la sección de la columna

B_c : base de la sección de la columna

α : relación de momentos de columnas y vigas alrededor del nudo

H_b : altura de la sección de la viga

B_b : base de la sección de la viga

ρ : cuantía longitudinal de la columna

ρ_{top} : cuantía longitudinal superior de la viga

ρ_{bot} : cuantía longitudinal inferior de la viga

ALR : relación entre la carga axial y el producto del área de la sección de la columna y la resistencia del concreto

f_y : esfuerzo a la fluencia esperado del refuerzo

f'_c : resistencia a compresión esperada del concreto

M_{nc} : resistencia a flexión de columnas, sumada por encima y debajo de las conexiones viga-columna

M_{nb} : resistencia a flexión de vigas, sumada a ambos lados de la conexión viga-columna en la dirección del pórtico

En la **Figura 17** se presentan las diferentes combinaciones de variables lo cual generó un tamaño de experimento de más de 3000 datos, el rango de las variables fue escogido de tal forma que correspondieran a dimensiones comúnmente utilizadas en los diseños de edificaciones con pórticos perimetrales en los Estados Unidos.

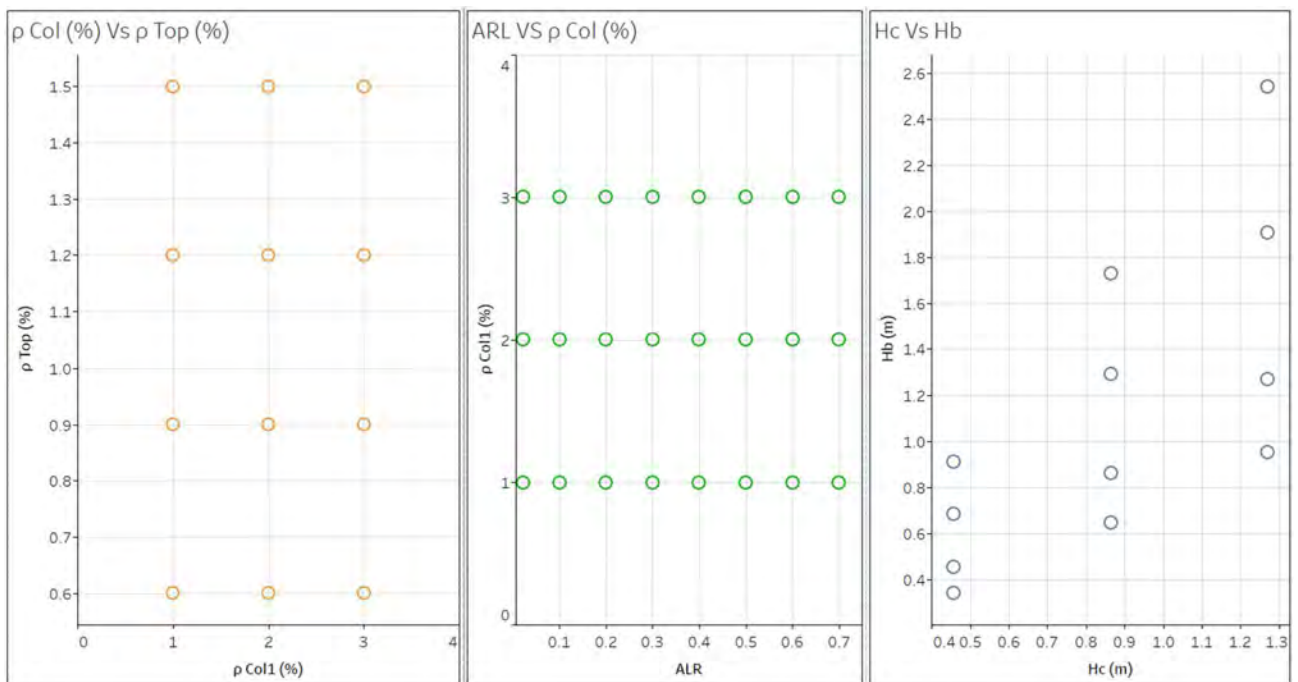


Figura 17. Tamaño del experimento, ρ_{col} vs ρ_{top} , ARL vs ρ_{col} , H_c vs H_b

Al revisar las formulaciones utilizadas para el cálculo de los Mn tanto en columna como en vigas se observa que pueden existir correlaciones entre algunas variables que pueden generar tendencias con los valores de α , una de las correlaciones es entre la altura de sección de los elementos columna y viga $\left(\frac{H_c}{H_b}\right)$ pero adicionalmente cuando revisamos la mecánica del cálculo de los momentos encontramos una variable que implica a las alturas de las secciones de los elementos y las cuantías longitudinales de los mismos $\frac{H_c * \rho_{col}}{H_b * \rho_{top}}$.

En la **Figura 18** se muestra gráficamente el comportamiento de las variables de diseño con relación a α . Se observa preliminarmente que hay variables que impactan más que otras la relación α , sin embargo, esto será evaluado con más detalle en la parte inferior cuando se califique cada una

de ellas a nivel estadístico. Aquí podemos concluir también que el comportamiento de α con respecto a la relación H_c/H_b y con respecto a ARL no son de forma lineal, sin embargo, con las variables de cuantías y F'_c presenta un comportamiento que tiende a la linealidad.

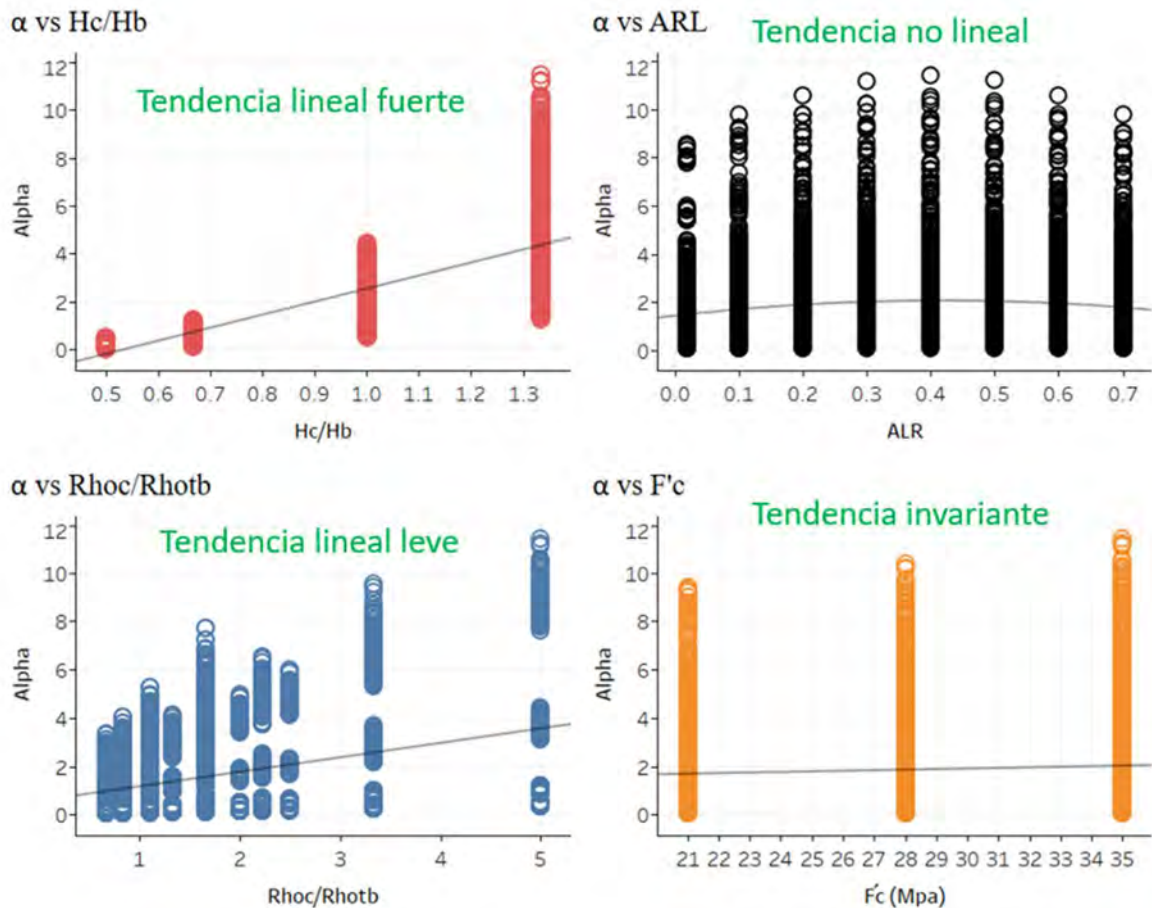


Figura 18. Comportamiento de Alpha (α) Vs H_c/H_b , ρ_{col}/ρ_{top} , ARL y f'_c

En la **Figura 19** se desglosa mejor la influencia de las variables donde el eje x representa la relación de cuantías y alturas de sección de columna y viga y el eje y la relación de momentos, estas graficas han sido agrupadas por los diferentes valores de la relación de alturas de las secciones de columnas y vigas. Se puede observar cómo la relación de la variable $\frac{H_c \cdot \rho_{col}}{H_b \cdot \rho_{top}}$ con α tiene una tendencia lineal, pero con respecto a H_c/H_b presenta una tendencia cuadrática. Nótese que las líneas de tendencia están agrupadas por ARL diferenciada en colores y que la dispersión aumenta con H_c/H_b

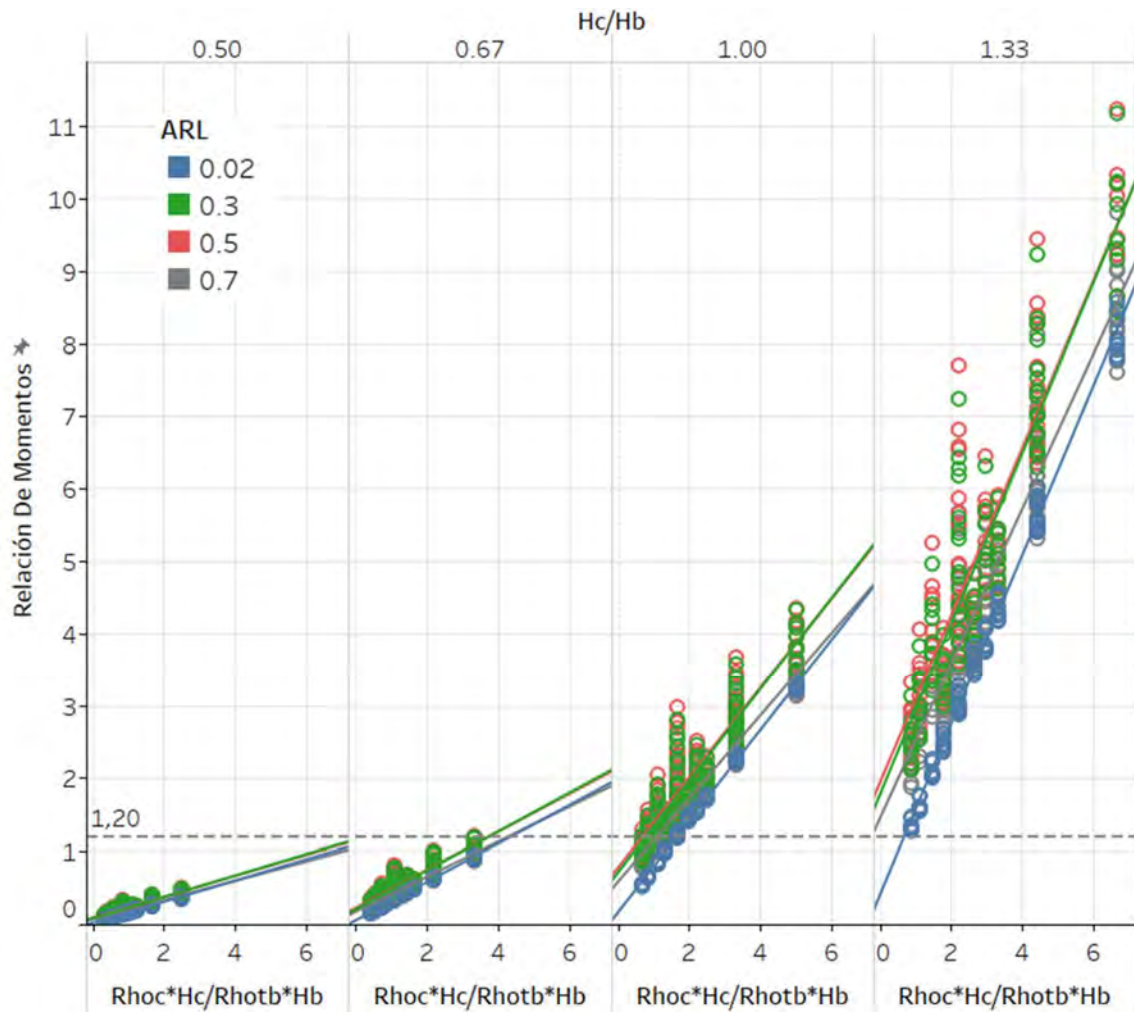


Figura 19. Variación de relación de momentos vs relación de altura de columna-viga y cuantías respectivas.

En la **Figura 20** se presenta una tabla de correlación de variables, utilizando la metodología de Mutual information la cual determina una calificación cuantitativa de cada variable de acuerdo a la influencia de la misma en la variación de α . Las variables analizadas fueron H_c/H_b , ρ_{col} , f'_c , ARL, ρ_{Top} encontrando que la variable que más influencia tiene en la relación de momentos es la relación entre la sección de la columna y de las vigas con una calificación de 0.81, seguida de una variable que combina una relación de las cuantías y alturas de sección de columna con una calificación de 0.61 y viga y luego le siguen la resistencia del concreto con 0.07 y carga axial con 0.06.

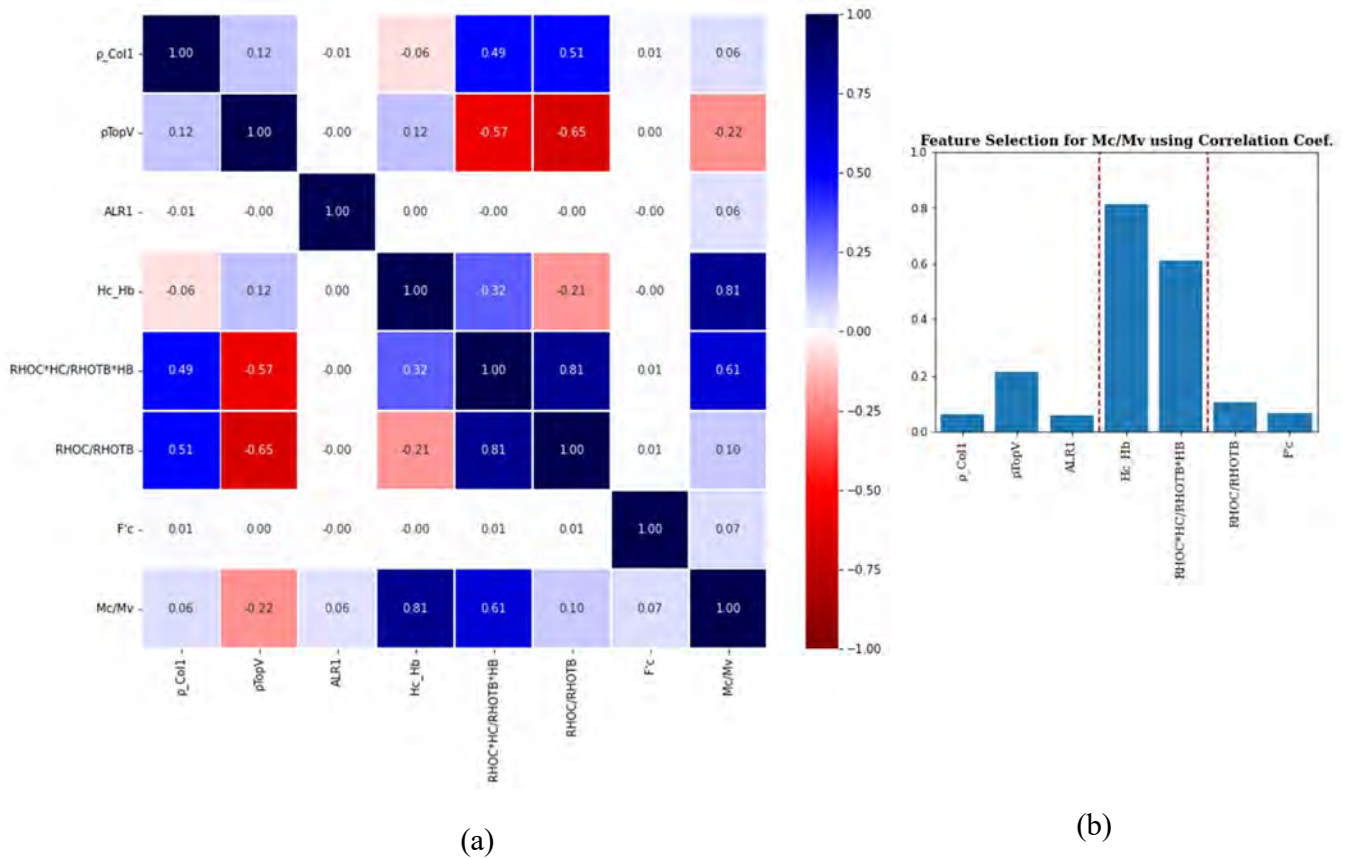


Figura 20. Análisis de variables que afectan relación de momentos. **(a)** matriz de correlación de variables y **(b)** Análisis de variables con el método Mutual information.

Se presenta entonces una ecuación que puede predecir cual sería el valor mínimo de α con los valores de la altura de sección y cuantías de acero longitudinal. En la **Figura 21** se establecieron líneas de tendencia para los valores mínimos de las relaciones de momentos, α_{min} , logrando establecer una relación lineal con $\frac{H_c * \rho_{col}}{H_b * \rho_{top}}$. Las variaciones de la pendiente e intercepto de las líneas de tendencia se modela con relaciones cuadráticas de H_c/H_b resultando en la ecuación (5-1) El análisis estadístico de estos valores arroja datos de R superiores a 0.99 y residuales entre -0.16 y 0.14

$$\alpha \geq \left(0.8 * \left(\frac{H_c}{H_b} \right)^2 - 0.11 * \frac{H_c}{H_b} \right) * \frac{\rho_{col} * H_c}{\rho_{top} * H_b} + 0.34 * \left(\frac{H_c}{H_b} \right)^2 - 0.13 * \frac{H_c}{H_b} \quad (5-1)$$

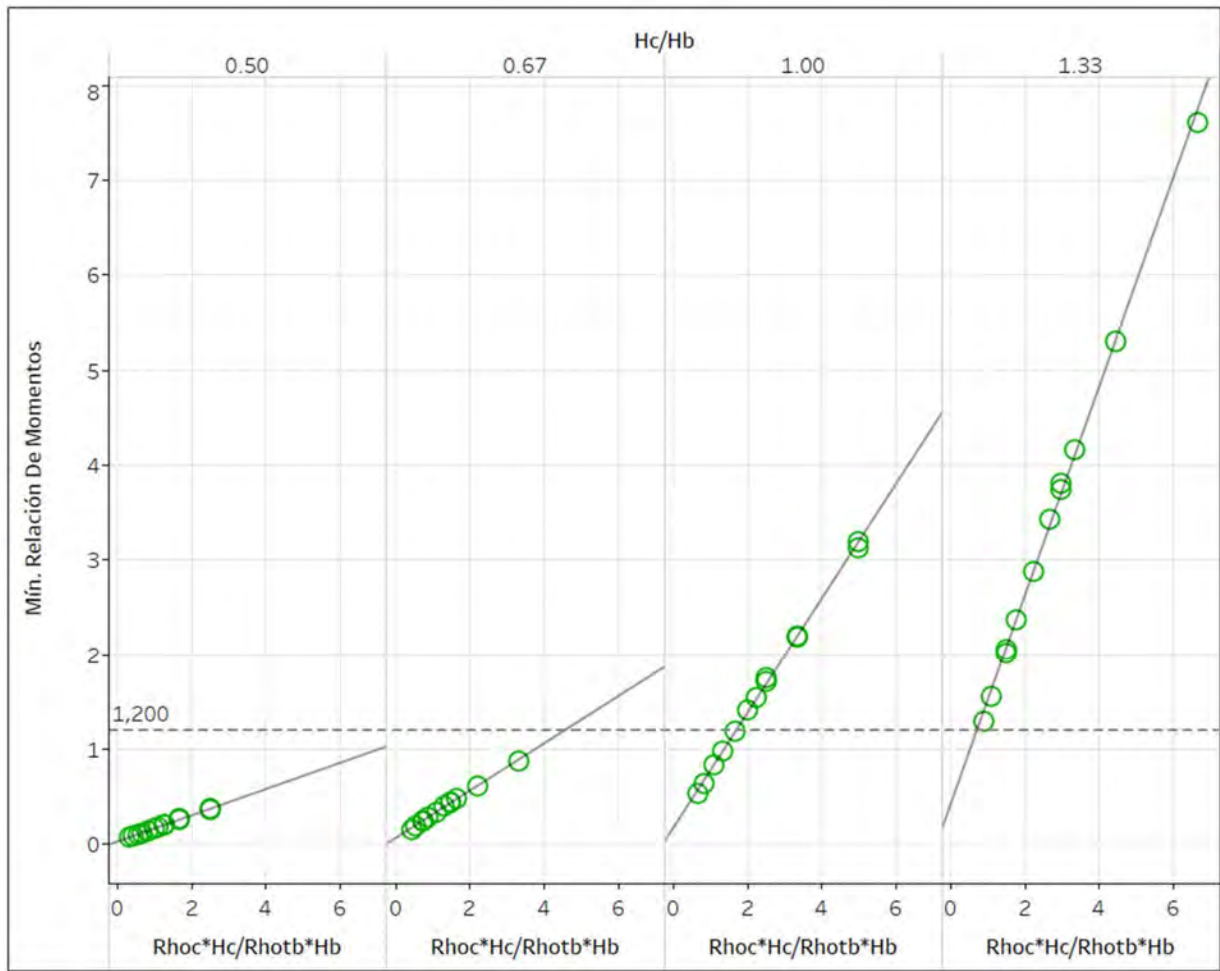


Figura 21. Relación de momentos mínimos vs relación de cuantías y alturas de columna y viga.

En la **Figura 22** se presenta los residuales vs la relación de alturas de la sección, se observa una variación de residuales entre -0.16 y 0.14. Nótese que el supuesto de homocedasticidad no se cumple; sin embargo, se favorece este modelo por su sencillas y pocos parámetros de entrada.

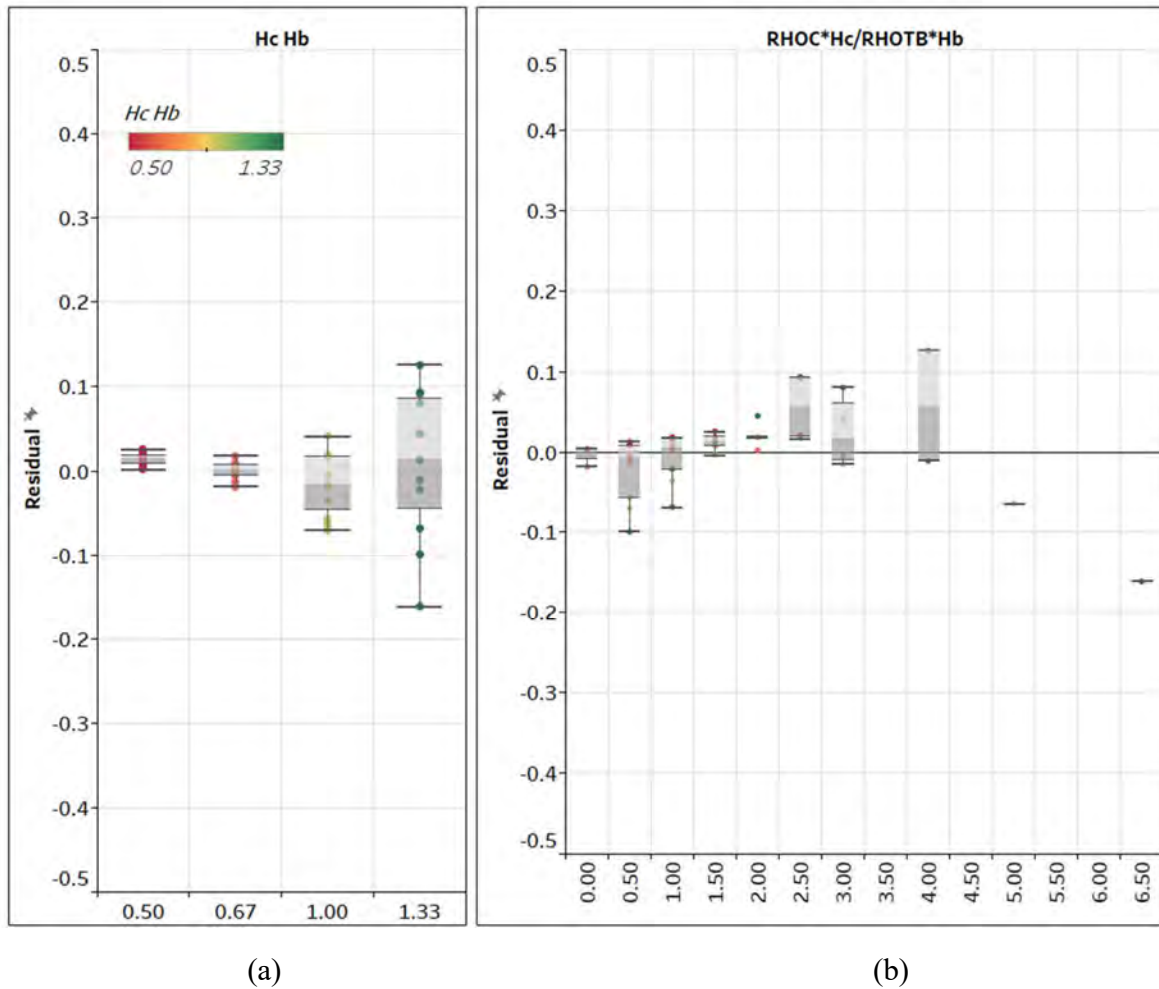


Figura 22. Análisis de residuales (a) Residual vs H_c/H_b (b) Residual vs $RHOC \cdot H_c / RHOTB \cdot H_b$

La **Figura 23** presenta curva de α_{min} para valores discretos de la relación ρ_{col}/ρ_{top} , entre 0.5 a 7. La **Tabla 6** muestra los valores correspondientes de H_c/H_b para dicha discretización, tal que la condición $\alpha \geq 1.2$ se cumpla. Esta es una herramienta de transferencia directa a las oficinas de diseño. Nótese que para los valores de H_c/H_b inferiores a 0.6, α no supera el límite de 1.2 incluso con altas relaciones de cuantías longitudinales entre la columna y la viga. Adicionalmente para H_c/H_b superiores a 1 se generan α superiores a 1.2 siempre que se mantenga una relación de cuantías longitudinales por encima de 1.5.

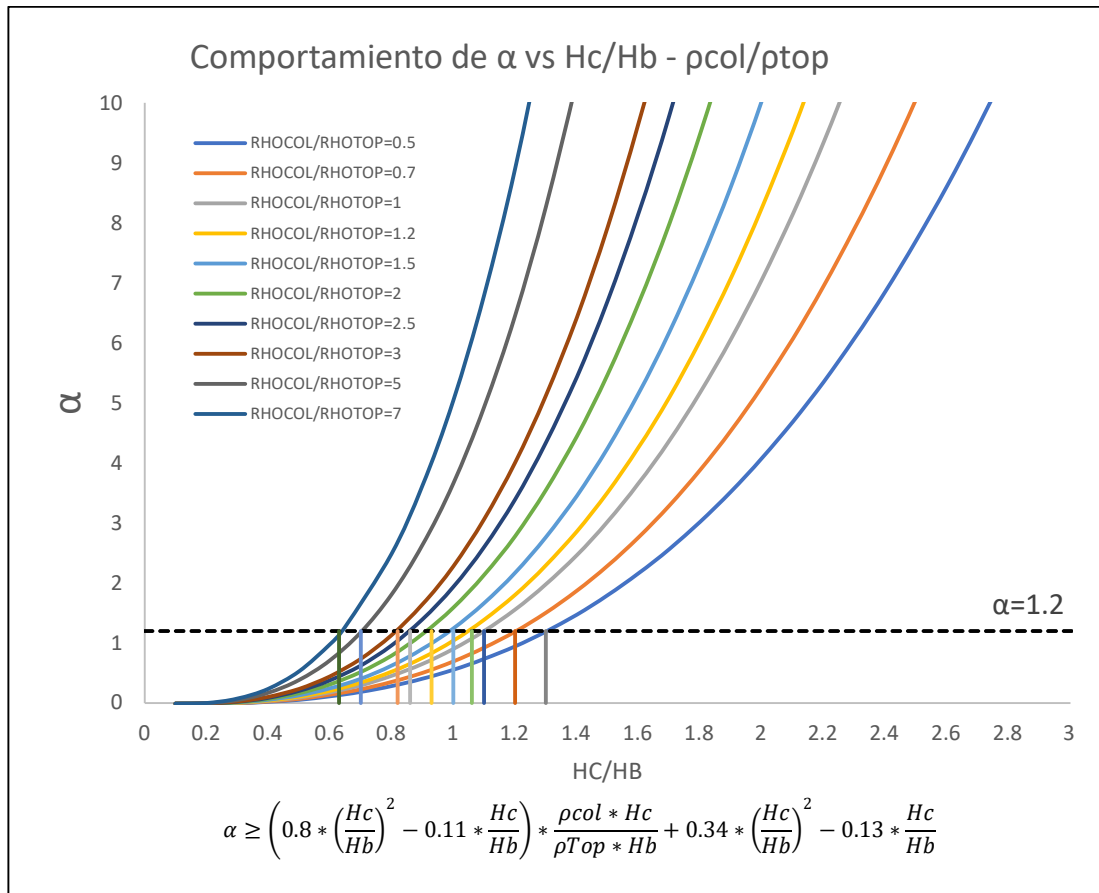


Figura 23. Comportamiento del mínimo valor de α vs variables de interés (H_c/H_b y ρ_{col}/ρ_{top})

Tabla 6. Combinaciones de H_c/H_b y ρ_{top}/ρ_{col} para $\alpha=1.2$

H_c/H_b	ρ_{col}/ρ_{top}	α
1.3	0.5	1.2
1.2	0.7	1.2
1.1	1	1.2
1.06	1.2	1.2
1	1.5	1.2
0.93	2	1.2
0.86	2.5	1.2
0.82	3	1.2
0.7	5	1.2
0.63	7	1.2

Capítulo 6. Definición del modelo estructural

6.1 Configuración de los pórticos

En la **Tabla 7** se presentan 12 pórticos perimetrales de 4 vanos como arquetipos de estudio, en los cuales se establecieron geometrías y secciones de los elementos estructurales típicas, así como las resistencias de los materiales usados en los mismos. Las variables de interés comprenden: la longitud de vanos (6 m y 9 m), el cumplimiento de la filosofía columna fuerte viga débil, número de pisos (4, 8 y 16) y el límite de deriva de diseño (1 o 2%). La resistencia del acero y del concreto es indicada. Para este conjunto de diseños se utilizó una carga muerta de 6.5 kN/m² y una carga viva de 2.4 kN/m². El análisis consideró secciones agrietadas. La **Figura 24** muestra los arquetipos en altura y en planta. Note que la aferencia de carga vertical de cada pórtilco es 3 m y la aferencia sísmica es 12 m. El diseño de las secciones de columnas y vigas representativas de los diferentes pórticos se muestra en el anexo 01.

Tabla 7. Datos de entrada y criterios de diseño.

Número de Pisos	Nombre	Sistema de Pórticos	Viga Alta	Deriva de Diseño	Geometría		Columna		Viga		Materiales			T(1) (s)
					Long. Vano (m)	# de Vanos	Hc (m)	Bc (m)	Hb (m)	Bb (m)	fy (Mpa)	F'c Vigas (Mpa)	F'c Columnas (Mpa)	
4	CSS_4PF_YLC_L6_1%_1	Perimetral	NO	1%	6	4	0.65	0.65	0.65	0.65	420	28	28	0.56
4	CSS_4PF_YLC_L6_2%_5	Perimetral	NO	2%	6	4	0.60	0.60	0.50	0.50	420	28	28	0.83
4	CSS_4PF_YLC_L9_2%_124	Perimetral	SI	2%	9	4	0.50	0.50	0.50	0.85	420	28	28	0.85
4	CSS_4PF_YLC_L9_1%_127	Perimetral	SI	1%	9	4	0.70	0.70	0.50	0.95	420	28	28	0.57
8	CSS_8PF_YLC_L6_1%_25	Perimetral	NO	1%	6	4	0.70	0.70	0.70	0.70	420	28	28	0.98
8	CSS_8PF_YLC_L6_2%_29	Perimetral	NO	2%	6	4	0.60	0.60	0.55	0.55	420	28	28	1.48
8	CSS_8PF_YLC_L9_2%_125	Perimetral	SI	2%	9	4	0.55	0.55	0.50	0.85	420	28	28	1.51
8	CSS_8PF_YLC_L9_1%_128	Perimetral	SI	1%	9	4	0.80	0.80	0.50	1.00	420	28	28	0.98
16	CSS_16PF_YLC_L6_1%_73	Perimetral	NO	1%	6	4	0.80	0.80	0.70	0.70	420	28	35	1.85
16	CSS_16PF_YLC_L6_2%_77	Perimetral	NO	2%	6	4	0.60	0.60	0.60	0.60	420	28	35	2.72
16	CSS_16PF_YLC_L9_2%_126	Perimetral	SI	2%	9	4	0.60	0.60	0.50	0.85	420	28	35	2.83
16	CSS_16PF_YLC_L9_1%_129	Perimetral	SI	1%	9	4	0.85	0.85	0.60	1.05	420	28	35	1.72

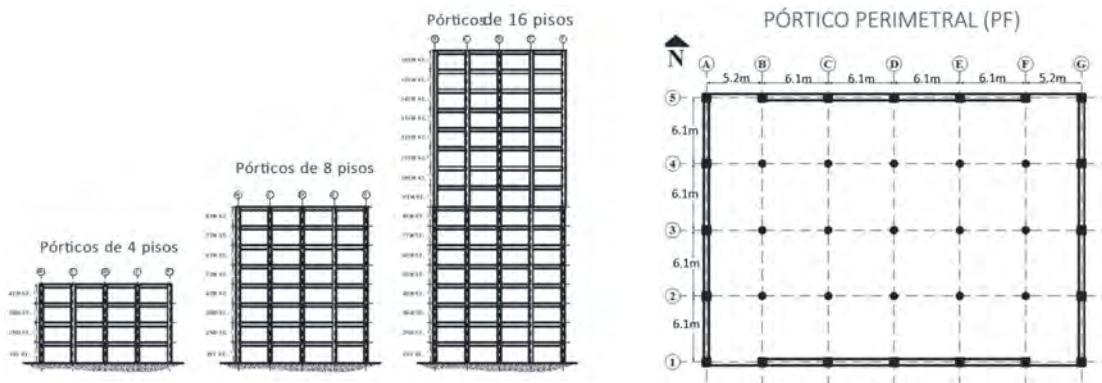


Figura 24. Pórticos en altura y planta.

Al realizar el análisis de los nudos en todos los pisos, excluyendo el piso de techo por no tener continuidad, los valores de α en el eje central de los pórticos se establecen en la **Tabla 8** y **Figura 25**. En donde se encuentra que el pórtico **CSS_4PF_YLC_L9_1%_127** presenta un α cercanos a los 1.2 en la parte central del pórtico. Mientras que el pórtico **CSS_4PF_YLC_L9_2%_124** tiene un α entre 0.9 y 1 en todos sus nudos incumpliendo el criterio de columna fuerte viga débil. En los pórticos de 8 pisos tenemos que el pórtico **CSS_8PF_YLC_L9_2%_125** presenta un α entre 0.8 y 1.6 incumpliendo también el criterio de columna fuerte viga débil en varios nudos. En los pórticos de 16 pisos la mayoría de los nudos tienen un α superior a 1.2 con un rango de 1.1 a 4, sólo el pórtico **CSS_16PF_YLC_L9_2%_126** presenta un α de 1.1 en los nudos de los dos pisos superiores. Ver anexo 02

Tabla 8. Valores de α para el eje central de cada pórtico

Nombre	Viga Alta	α														
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15
CSS_4PF_YLC_L6_1%_1	NO	1.7	1.7	1.8												
CSS_4PF_YLC_L6_2%_5	NO	2.1	1.9	2.2												
CSS_4PF_YLC_L9_2%_124	SI	1.0	0.9	0.9												
CSS_4PF_YLC_L9_1%_127	SI	1.3	1.2	1.3												
CSS_8PF_YLC_L6_1%_25	NO	2.2	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.9								
CSS_8PF_YLC_L6_2%_29	NO	2.0	1.7	1.6	1.7	1.9	1.9	2.2								
CSS_8PF_YLC_L9_2%_125	SI	1.6	1.3	1.2	1.0	0.9	0.8	0.8								
CSS_8PF_YLC_L9_1%_128	SI	2.2	2.0	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9								
CSS_16PF_YLC_L6_1%_73	NO	4.0	3.4	3.4	3.2	3.2	3.1	3.0	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	3.0	2.8	
CSS_16PF_YLC_L6_2%_77	NO	2.2	2.0	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	1.8	1.7	1.8	1.9	1.9	2.0	2.0	2.0
CSS_16PF_YLC_L9_2%_126	SI	2.3	2.0	1.8	1.6	1.5	1.3	1.2	1.2	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2	1.1
CSS_16PF_YLC_L9_1%_129	SI	2.6	2.4	2.4	2.3	2.3	2.2	2.1	2.2	2.1	2.1	2.1	2.0	1.9	1.8	1.6

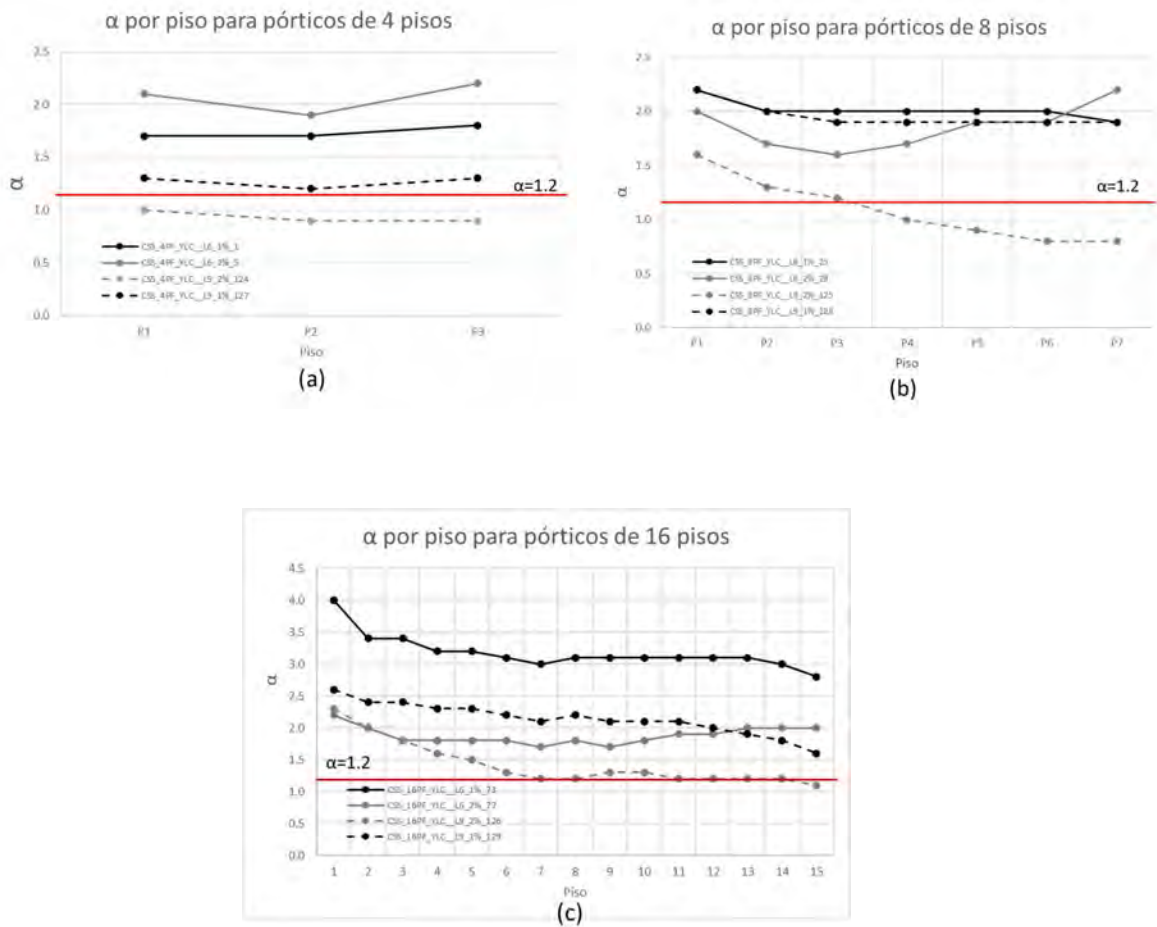


Figura 25. Valor de α en el eje central para los nudos de los pórticos (a) pórticos de 4 pisos (b) pórticos de 8 pisos (c) pórticos de 16 pisos

6.2 Modelo matemático

6.2.1 Materiales y elementos

Para cada uno de los doce pórticos se construyó un modelo matemático inelástico bidimensional representativo de la mitad de la estructura. Para el diseño estructural y los análisis inelásticos de este estudio se empleó la plataforma virtual abierta RC-FIAP (Ceballos, 2022) desarrollada en la Universidad del Norte, que utiliza como motor de análisis estructural la biblioteca OpenSeesPy (Mckenna et al., 2000; Zhu, 2018) por sus capacidades para realizar un gran número de análisis no lineales en un tiempo relativamente corto, y debido a su eficacia validada por la comunidad investigadora desde hace muchos años. Con RC-FIAP es posible analizar y diseñar con facilidad y en poco tiempo, arquetipos de pórticos con detallado intermedio siguiendo las provisiones y limitaciones de ASCE/SEI 7-16 (2017) para definición de demanda de diseño y metodología de

análisis y ACI 318-19 (2019) para diseño. Los modelos se construyeron utilizando “forceBeamColumn elements” de plasticidad concentrada en los extremos, que son elementos cuya formulación no lineal es basada en el equilibrio de fuerzas (Scott & Fenves, 2006). El comportamiento no lineal de los materiales y la interacción carga axial-momento en las columnas se simulan utilizando secciones de fibra asignadas a las rótulas plásticas de cada elemento. Se implementa una transformación corrotacional para considerar la no linealidad geométrica (por ejemplo, efectos P-Delta) debido a grandes desplazamientos. Las secciones lineales elásticas con propiedades agrietadas se asignaron a los elementos por fuera de la región de la rótula plástica.

La sección transversal de vigas y columnas fue modelada dividiendo estas secciones en fibras a las cuales se les asigna un material uniaxial, un área y una localización, construyendo fibras para el concreto confinado, concreto no confinado y el acero. El concreto confinado e inconfinado se modela con el comando ‘Concrete02’ de la biblioteca de OpenSees que construye un material uniaxial con comportamiento no lineal en compresión y lineal en tensión hasta su agrietamiento seguido por un descenso lineal. RC-FIAP adopta el modelo de Saatcioglu & Razvi (1992) mostrado en la **Figura 26** para definir las propiedades del concreto confinado y simple (Ceballos, 2022).

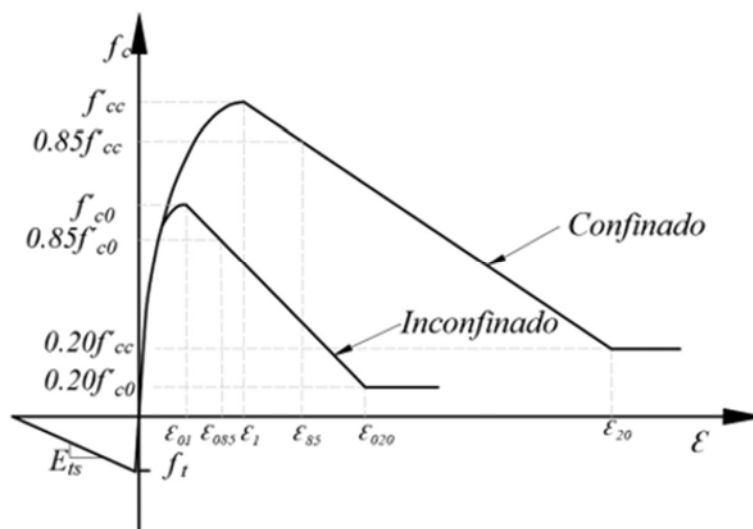


Figura 26. Relación esfuerzo-deformación del concreto confinado propuesto por Saatcioglu & Razvi. Tomado de Ceballos, 2022.

Para el acero se utiliza el comando ‘SteelMPF’ (Kolozvari et al., 2015) que construye un material uniaxial, basado en el trabajo inicial de Menegotto (1973) y ampliado por (Filippou et al., 1983) para incluir el endurecimiento por deformación isotrópico. A través del material ‘MinMax’ de opensees se especifican estados límites de falla, las máximas deformaciones a compresión y tensión del concreto y del acero.

Una vez definidos los materiales, se asignan las secciones por medio de fibras. El número de fibras empleado para definir la sección de concreto es de catorce (14), distribuyendo diez (10) en el núcleo de concreto confinado y dos (2) para el concreto no confinado superior e inferior (recubrimiento), como se puede observar en la **Figura 27**. El acero se distribuye en la sección según la distribución propuesta por el diseño, asignando el área de la barra correspondiente a cada fibra de refuerzo. Las vigas y las columnas del modelo inelástico se construyen con elementos tipo ‘forceBeamColumn’ utilizando el método de integración de plasticidad concentrada en los extremos ‘HingeRadau’ (Scott & Fenves, 2006). Con esta formulación, se concentra la no linealidad de los materiales en zonas de plastificación de longitud conocida ($l_p = 0.5 \cdot H$), mientras que el resto del elemento permanece elástico agrietado. Se prefiere esta formulación, por encima del modelo con resortes rotacionales concentrados en los extremos de cada elemento para poder considerar la interacción carga axial-momento (P-M) (Zhou et al., 2021).

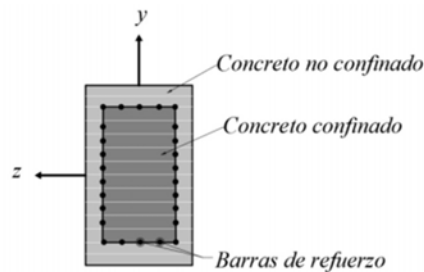


Figura 27. Esquema ilustrativo del concreto confinado y no confinado. Fuente: Ceballos, 2022.

En edificaciones donde los pórticos resistentes a las acciones sísmicas están ubicados en el perímetro como es el caso los pórticos en estudio, RC-FIAP ofrece la opción de modelar una columna puntal (leaning column) para simular el efecto P-Delta de las columnas gravitatorias interiores. La columna P-Delta de gravedad se construye con un elemento del tipo ‘elasticBeamColumn’ de gran área y poca inercia y se une al pórtico por medio de elementos tipo cercha ‘corotTruss’. Las cargas de gravedad tributarias de los pórticos interiores se aplican en las columnas como cargas puntuales como se muestra en la **Figura 28**. Al inclinarse la columna P-Delta, aparecen en la base cortantes en la dirección de la inclinación que permiten equilibrar el momento de volcamiento de dicha columna. Este cortante, en general se opone al cortante basal del pórtico, y efectivamente reduce su capacidad (Ceballos, 2022).

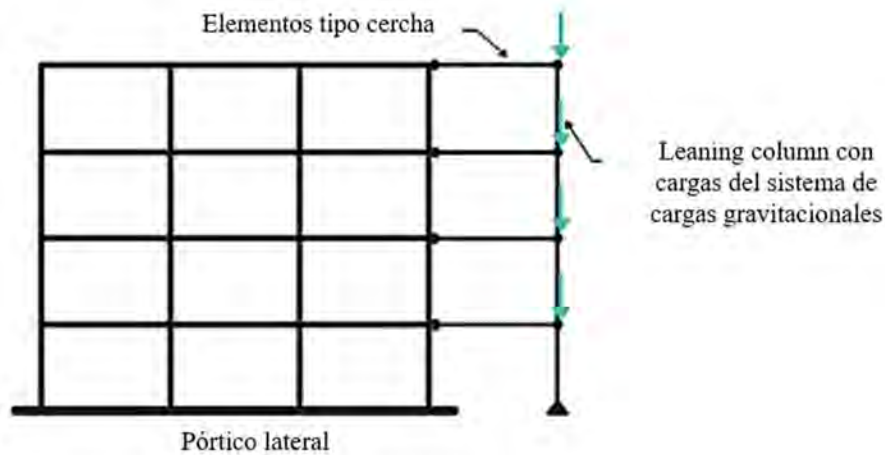


Figura 28. Ilustración de la columna puntal (leaning column). Fuente: NIST GCR 17-917-45, 2017.

El modelo elástico de diseño tuvo en cuenta la rigidez degradada de los elementos estructurales debido a la carga sísmica. Se utilizaron secciones agrietadas modificando la inercia efectiva de las vigas al 35% de la inercia bruta y para los pilares se utilizó el 70% de la inercia total. Según la tabla 12.2-1 de ASCE 7-16 el factor de modificación de la respuesta para el sistema estructural seleccionado puede tomarse como $R=5$. El hormigón para las columnas y vigas se asumió como peso normal ($\gamma = 2400 \text{ kN/m}^3$) con una resistencia nominal $f_c = 28 \text{ MPa}$ [4 ksi] para los pórticos hasta de 8 pisos y de $f_c = 34 \text{ MPa}$ [5 ksi] para las columnas de los pórticos de 16 pisos. El módulo elástico del hormigón se tomó como $4700\sqrt{f_c}$ [MPa]; y el acero de refuerzo se asumió como ASTM A706 con una resistencia nominal de nominal $f_y = 420 \text{ MPa}$ [60 ksi]. Como se explica en el capítulo 4, el corte en vigas y columnas se modela de manera elástica, y se asume que los nudos son rígidos.

6.3 Mecanismos plásticos y de colapso para los pórticos seleccionados

Para anticipar los mecanismos de falla de los pórticos seleccionados con un análisis simplificado, se utilizó la metodología de trabajo virtual expuesta anteriormente. Se grafica el cortante basal para diferentes extensiones del mecanismo de piso, representados en el eje x; el mecanismo de colapso se presenta si se extiende hasta el piso de menor cortante basal.

Como se puede observar en los diferentes gráficos, en los pórticos de 4 pisos diseñados con el 1% y 2% de deriva con vigas altas, los pisos débiles se dan en los primeros pisos e incluso en el pórtico con deriva de diseño de 2% el piso débil es el primero, ver **Figura 29**; en la **Tabla 9** se presenta un esquema de los posibles mecanismos de falla para cada pórtico, es importante indicar que en los pórticos con vanos de 6m se presentan mecanismos rotulas plásticas en vigas casi en toda la altura, a diferencia de los pórticos con vanos de 9m.

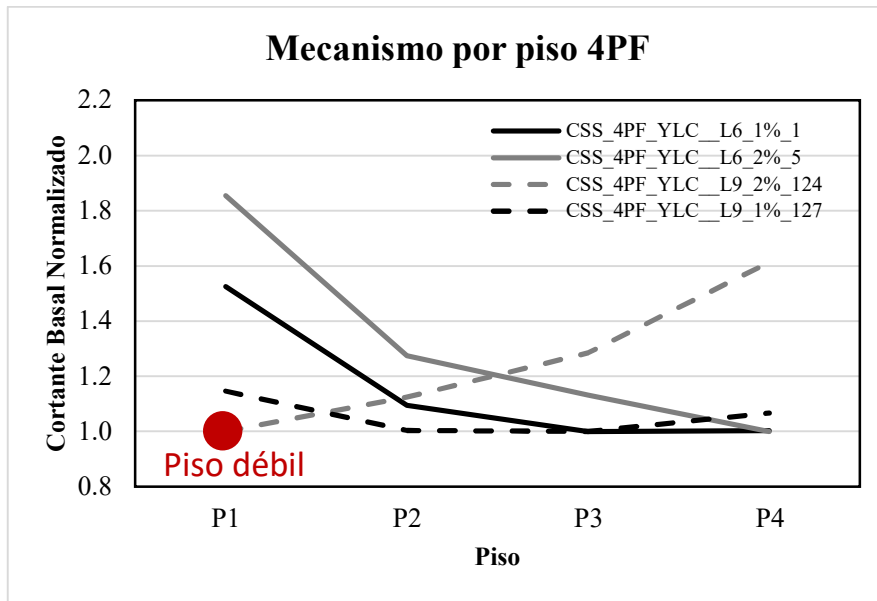


Figura 29. Gráficos de los modos de falla para pórticos de 4 pisos.

Tabla 9. Pórticos de 4 pisos y sus modos de falla.

PISO	Cortante Basal Normalizado			
	CSS_4PF_YLC_L6_1%_1	CSS_4PF_YLC_L6_2%_5	CSS_4PF_YLC_L9_2%_124	CSS_4PF_YLC_L9_1%_127
P1	1.5	1.9	1.0	1.1
P2	1.1	1.3	1.1	1.0
P3	1.0	1.1	1.3	1.0
P4	1.0	1.0	1.6	1.1
PISO DE FALLA	Piso 3	Piso 4	Piso 1	Piso 2

Para los pórticos de 8 pisos, sólo el pórtico con 2% de deriva y con vigas altas presenta mecanismo de falla en el primer piso, ver **Figura 30**; en la **Tabla 10** se presenta un esquema de los posibles mecanismos de falla para cada pórtico. Aquí ninguno forma mecanismo de viga en la totalidad del pórtico

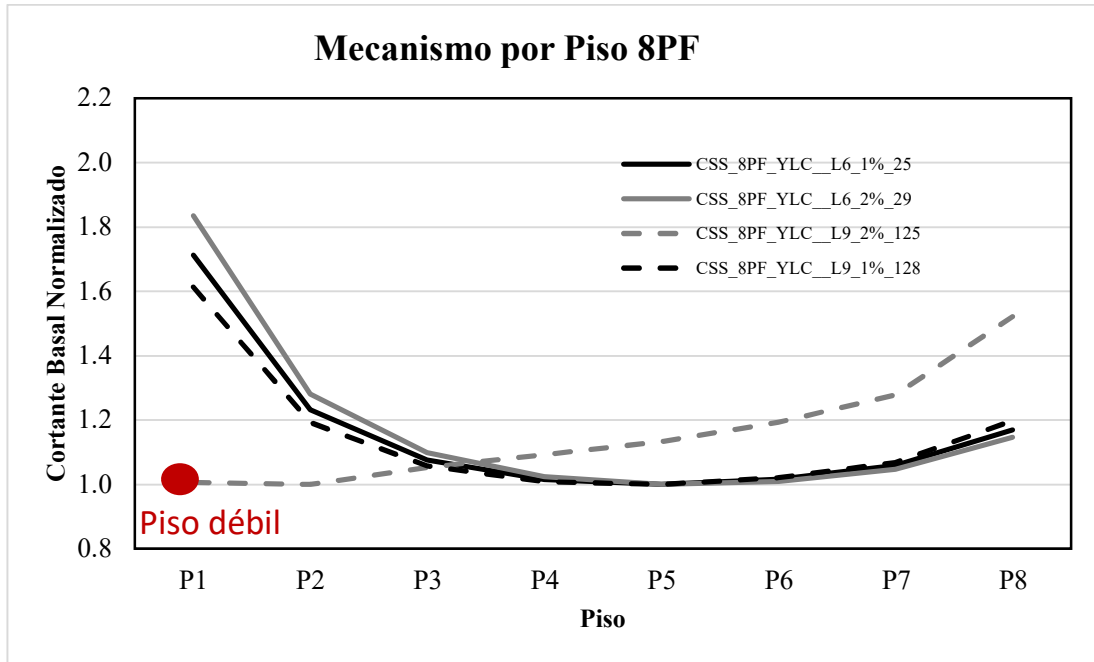


Figura 30. Gráficos de los modos de falla para pórticos de 8 pisos.

Tabla 10. Pórticos de 8 pisos y sus modos de falla.

PISO	Cortante Basal Normalizado			
	CSS_8PF_YLC_L6_1%_25	CSS_8PF_YLC_L6_2%_29	CSS_8PF_YLC_L9_2%_125	CSS_8PF_YLC_L9_1%_128
P1	1.7	1.8	1.0	1.6
P2	1.2	1.3	1.0	1.2
P3	1.1	1.1	1.1	1.1
P4	1.0	1.0	1.1	1.0
P5	1.0	1.0	1.1	1.0
P6	1.0	1.0	1.2	1.0
P7	1.1	1.0	1.3	1.1
P8	1.2	1.1	1.5	1.2
PISO DE FALLA	Piso 4	Piso 4	Piso 1	Piso 4

Para los pórticos de 16 pisos el panorama es diferente ya que no hay mecanismo de piso, sin embargo, como se puede observar en la **Tabla 11**, el pórtico diseñado con el 2% de deriva y con vigas altas presenta un mecanismo de varios pisos. En la **Figura 31** podemos ver como la línea continua y la punteada son muy parecidas, lo que significa que presentan comportamientos similares y esto es consistente con los α de gran tamaño (2, 3 y 4) reportados anteriormente. Aquí ninguno forma mecanismo de viga en la totalidad del pórtico.

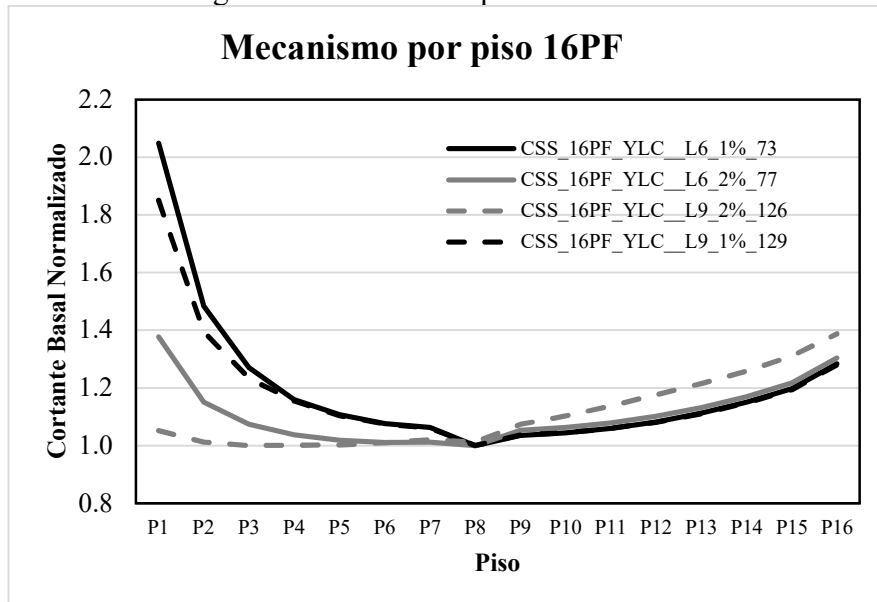






Figura 31. Gráficos de los modos de falla para pórticos de 16 pisos.

Tabla 11. Pórticos de 16 pisos y sus modos de falla.

PISO	Cortante Basal Normalizado			
	CSS_16PF_YLC_L6_ 1%_73	CSS_16PF_YLC_L6_ 2%_77	CSS_16PF_YLC_L9_ 2%_126	CSS_16PF_YLC_L9_ 1%_129
P1	2.05	1.38	1.05	1.85
P2	1.48	1.15	1.01	1.39
P3	1.27	1.07	1.00	1.23
P4	1.16	1.04	1.00	1.15
P5	1.11	1.02	1.00	1.10
P6	1.08	1.01	1.01	1.07
P7	1.06	1.01	1.02	1.06
P8	1.00	1.00	1.01	1.00
P9	1.03	1.05	1.07	1.04
P10	1.04	1.06	1.10	1.04
P11	1.06	1.08	1.14	1.06
P12	1.08	1.10	1.18	1.08
P13	1.11	1.13	1.22	1.11
P14	1.15	1.17	1.26	1.15
P15	1.20	1.22	1.31	1.19
P16	1.28	1.30	1.39	1.28
				
PISO DE FALLA	Piso 8	Piso 8	Piso 3	Piso 8

Capítulo 7. Representación de la amenaza sísmica

7.1 Ubicación de los pórticos

La **Figura 32** muestra los sitios potenciales que según ASCE 7-16 puede resultar en una categoría de diseño sísmico (SDC, por sus siglas en inglés) tipo C que según ACI 318-19 requiere detallado intermedio en el caso de pórticos. El pórtico de referencia está situado en el estado de Montana en las coordenadas $48^{\circ} 47' 13.2''$ N, $115^{\circ} 10' 51.599''$ W en una zona de amenaza sísmica intermedia de los Estados Unidos.

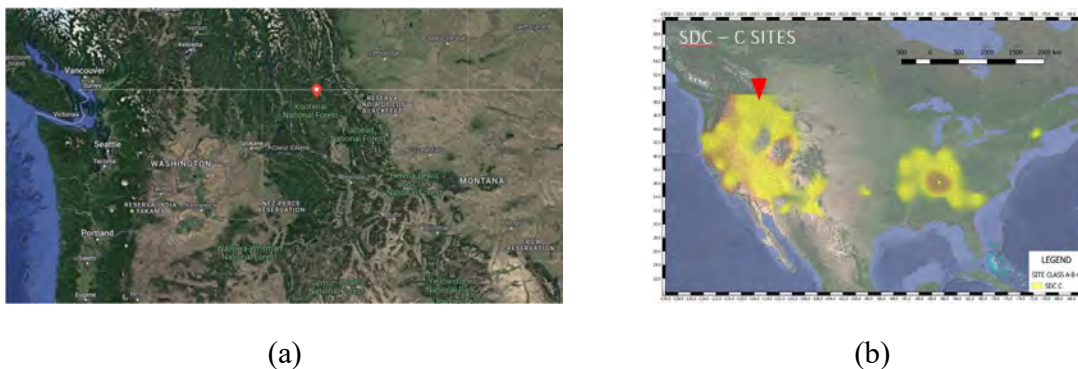


Figura 32. (a) Mapa de la ubicación de los pórticos estudiados y (b) ubicación del sitio de interés dentro de zonas de amenaza sísmica intermedia en EE UU.

Los parámetros para construcción del espectro de diseño según ASCE/SEI 7-16 (2017) se muestran en la **Tabla 12**.

Tabla 12. Parámetros según ASCE-7.

Parámetros según ASCE-7	
Parámetro	Magnitud
S_s	0.353
S_1	0.118
F_a	1.518
F_v	2.365
S_{DS}	0.357
S_{D1}	0.185
Factor de Importancia (I_e)	1
R	5
S_{MS}	0.536
S_{M1}	0.278

Donde:

F_a = coeficiente de sitio de período corto (en un período de 0,2 s).

F_v = coeficiente de sitio de período largo (en un período de 1,0 s).

I_e = el factor de importancia.

R = coeficiente de modificación de la respuesta.

S_I = Parámetro de aceleración de respuesta espectral en un período de 1 s.

S_{DI} = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño, 5% amortiguado, en un período de 1 s.

S_{DS} = parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño, 5% amortiguado, en períodos cortos.

S_{MI} = parámetro de aceleración de respuesta espectral amortiguado al 5 % en un período de 1 s ajustado para efectos de clase de sitio.

S_{MS} = parámetro de aceleración de respuesta espectral, 5% amortiguado, en períodos cortos ajustado para efectos de clase de sitio.

S_S = parámetro de aceleración de respuesta espectral, 5% amortiguado, en períodos cortos.

Las fuerzas sísmicas aplicadas a cada modelo se calcularon usando el espectro de respuesta del sitio de interés, calculado según ASCE 7-16 Cap11. El parámetro de aceleración de respuesta espectral de diseño en periodos cortos SDS es de 0.357 y el de periodo largo SD1 es de 0.185. Se utilizó un $R = 5$ para reducir las fuerzas de diseño y $C_d = 4.5$ para amplificar los desplazamientos. Con estos datos se construyen los espectros de diseño tal como se muestra en la **Figura 33**.

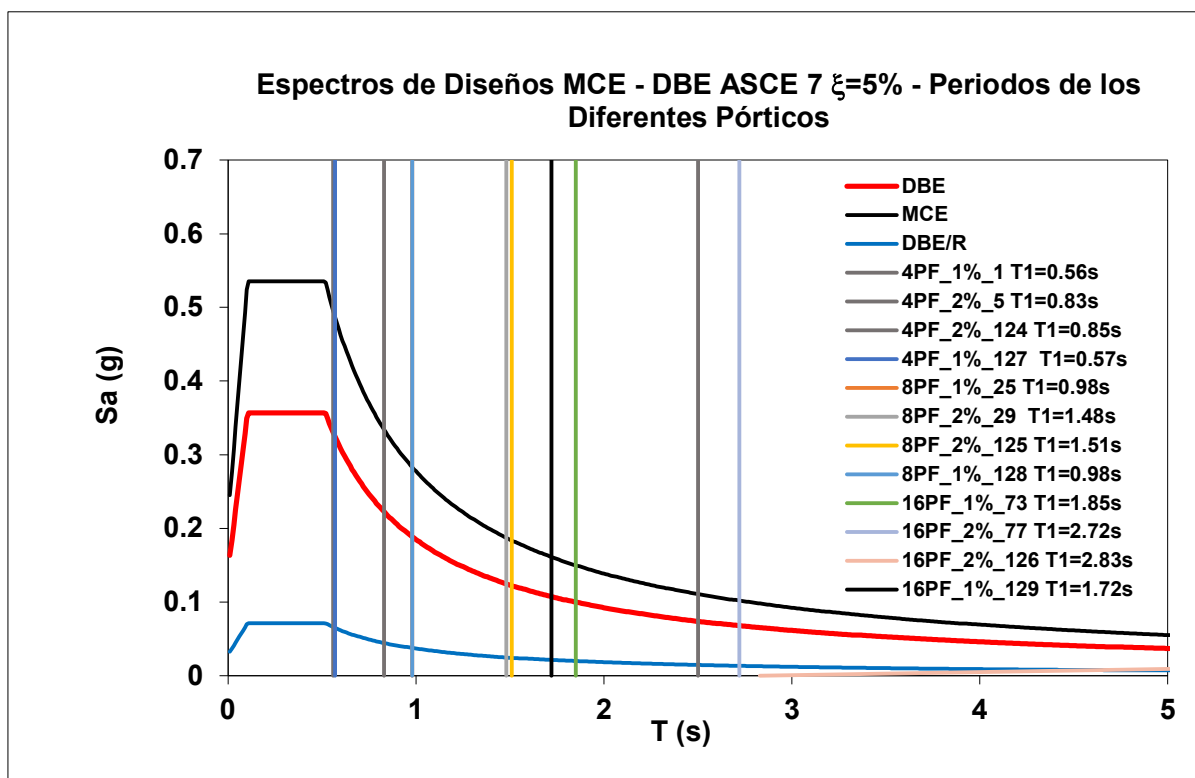


Figura 33. Espectros de diseño MCE, DBE y periodo de pórticos.

7.2 Selección de acelerogramas

El objetivo del análisis dinámico cronológico no lineal es estimar las demandas sísmicas de futuros terremotos que causarán movimientos de suelo desconocidos en el sitio. Debido a que el movimiento del suelo no se puede definir de manera única, la respuesta del edificio puede variar ampliamente, por lo que es de interés el estudio estadístico de un grupo de acelerogramas que deben, en cierto sentido, ser consistentes con el espectro de diseño y que representen la amenaza sísmica del sitio. (Chopra, 2020).

La evaluación objetiva de la respuesta sísmica de los sistemas de ingeniería se consigue mediante la estimación de la tasa de excedencia (riesgo) de los parámetros de demanda (EDP), sin embargo, estos suelen obtenerse realizando análisis dinámicos incremental como la metodología IDA. Bajo esta metodología, la asignación de tasas de ocurrencia a dichos EDP es difícil porque los acelerogramas de inicio son inconsistentes con los que ingresan en la estimación de la amenaza. Como alternativa, los Espectros de Escenario Condicional (CSS) son un conjunto de espectros realistas con tasas de ocurrencia asignadas que reproducen el peligro en un sitio sobre varios niveles de peligro y sobre un rango de períodos. La metodología CSS es una alternativa sobre el método CS en el sentido que incluye el paso adicional de ajustar las tasas para asegurar la consistencia del peligro objetivo (Arteta & Abrahamson, 2019).

7.2.1 Escenarios de espectro condicional consistentes con la amenaza (CSS)

La evaluación consistente con la amenaza de un sistema de ingeniería permite vincular su comportamiento sísmico simulado con la tasa de ocurrencia esperada (Kwong et al., 2015). Este vínculo permite realizar evaluaciones más amplias y completas del comportamiento sísmico, mejorando la fiabilidad de los resultados (Lin et al., 2013). Los resultados de los análisis de respuesta sísmica coherentes con la amenaza permiten a los ingenieros responder a las preguntas "¿Cuándo es importante cierto comportamiento simulado?" y "¿Cuál es el periodo de retorno (TR) de un determinado nivel de demanda en un sistema de ingeniería?". Para el análisis probabilístico de la demanda de ingeniería, la coherencia se garantiza mediante el uso concordante de las medidas de intensidad (IM) en la estimación de la amenaza sísmica y en el análisis de la respuesta sísmica del sistema de ingeniería (Arteta & Abrahamson, 2019).

El objetivo de esta metodología consiste en seleccionar de un juego de acelerogramas con tasas de recurrencia asignadas. Los acelerogramas escogidos permiten reproducir la amenaza sísmica en el sitio de interés para distintos niveles de amenaza y para un rango de periodos establecido. Se presenta el CSS como un conjunto de espectros sísmicos realistas con índices de ocurrencia asignados en función de su forma e intensidad espectral, que reproducen la amenaza durante múltiples periodos espectrales y múltiples niveles de amenaza (Arteta & Abrahamson, 2019).

El procedimiento detallado para estimar el CSS es el siguiente:

1. Seleccionar los espectros candidatos consistentes con escenarios de la desagregación de sísmica basada en magnitud y distancia (M , R) y la forma espectral en el período condicional T_0 para un nivel de amenaza específico. Si la desagregación varía significativamente para diferentes periodos espectrales, entonces el rango de (M , R) utilizado para los acelerogramas escogidos se amplía para capturar el rango de (M , R) para todos los periodos espectrales relevantes. Normalmente, el CSS no es muy sensible al periodo condicional porque la distribución de los espectros de respuesta de los registros seleccionados tiende a ser consistente con las curvas de peligro de movimientos del suelo del lugar para todos los periodos relevantes (Lin et al., 2013). El CSS se construye a partir de subconjuntos de este conjunto. Un mismo acelerograma puede seleccionarse en más de un nivel de amenaza, lo que significa que puede incluirse en el conjunto final más de una vez, pero con diferentes factores de escala y diferentes tasas de retorno (Arteta & Abrahamson, 2019).
2. Estimar el UHS objetivo con varios periodos de retorno que sean representativos de los niveles de amenaza de interés.
3. Utilizando el punto medio entre UHS consecutivos en el período condicionado seleccionado T_0 , se calcula el CMS utilizando el método descrito en Carlton & Abrahamson (2014). Este es un enfoque simplificado para manejar la incertidumbre

epistémica en los modelos de movimiento fuerte del terreno utilizados para el análisis de la amenaza. Además, se debe calcular la variabilidad del CMS siguiendo el método de Jayaram et al. (2011).

4. Seleccione y escale un subgrupo del conjunto de movimientos de suelo candidatos que se encuentre dentro de $\pm 2,5$ desviaciones estándar del CMS condicionado en T_0 . De este subgrupo, se deben seleccionar aleatoriamente N acelerogramas y calcular una función para determinar qué tan bien estos N registros de tiempo reproducen la mediana (CMS) y la desviación estándar sobre el rango objetivo de períodos espectrales.

5. Asignar la tasa inicial de ocurrencia al subconjunto seleccionado escalada al punto medio entre el UHS en el nivel de peligro.

6. Ajustar la tasa de cada acelerograma para minimizar la diferencia entre la amenaza compuesta con la serie de tiempo y el análisis probabilístico de la amenaza sísmica (PSHA) (Arteta & Abrahamson, 2019).

En la metodología CSS, las estimaciones iniciales de las tasas de ocurrencia de cada movimiento del suelo se definen primero por las diferencias en los niveles de amenaza de los dos UHS objetivo vecinos en el periodo de anclaje. Para optimizar el ajuste a las curvas de amenaza, las tasas iniciales se ajustan una a la vez utilizando un procedimiento de optimización para garantizar que la amenaza real en el sitio se recupere con el conjunto de movimientos del suelo seleccionado. Una ventaja del enfoque CSS es que conduce a tasas de ocurrencia que son consistentes con la amenaza sin requerir ajustes manuales a los valores sigma.

7.2.2 Series de tiempo para CSS

Los acelerogramas seleccionados para hacer los diferentes análisis se escogieron a través de la metodología de análisis con escenarios de espectros condicionales CSS.

En el caso del CSS, los registros de cada nivel de amenaza sísmica son diferentes e identificados como HAZLEV_i, donde i va desde 1 hasta el número de niveles en los que se discretice la amenaza sísmica. Estas series de tiempo, para la ubicación de los pórticos, están organizadas en 8 niveles de amenaza como se muestran en la **Tabla 13**:

Tabla 13. Niveles de amenaza

Nivel de Amenaza	Periodo de Retorno	# De Acelerogramas
HAZLEV1	TR50	110
HAZLEV2	TR95	118
HAZLEV3	TR195	138
HAZLEV4	TR475	154
HAZLEV5	TR975	156
HAZLEV6	TR2475 (DBE)	140
HAZLEV7	TR7150 (MCE)	120
HAZLEV8	TR25000	128

En los cálculos de CSS, los UHS objetivos en cada nivel de amenaza utilizados en este análisis se presentan en la **Figura 34** aquí queda definido que el periodo de retorno para el máximo sismo considerado (MCE) es de 7150 años y para el espectro de diseño (DBE) de 2475 años. Finalmente, los acelerogramas seleccionados se pueden observar en la **Figura 35**.

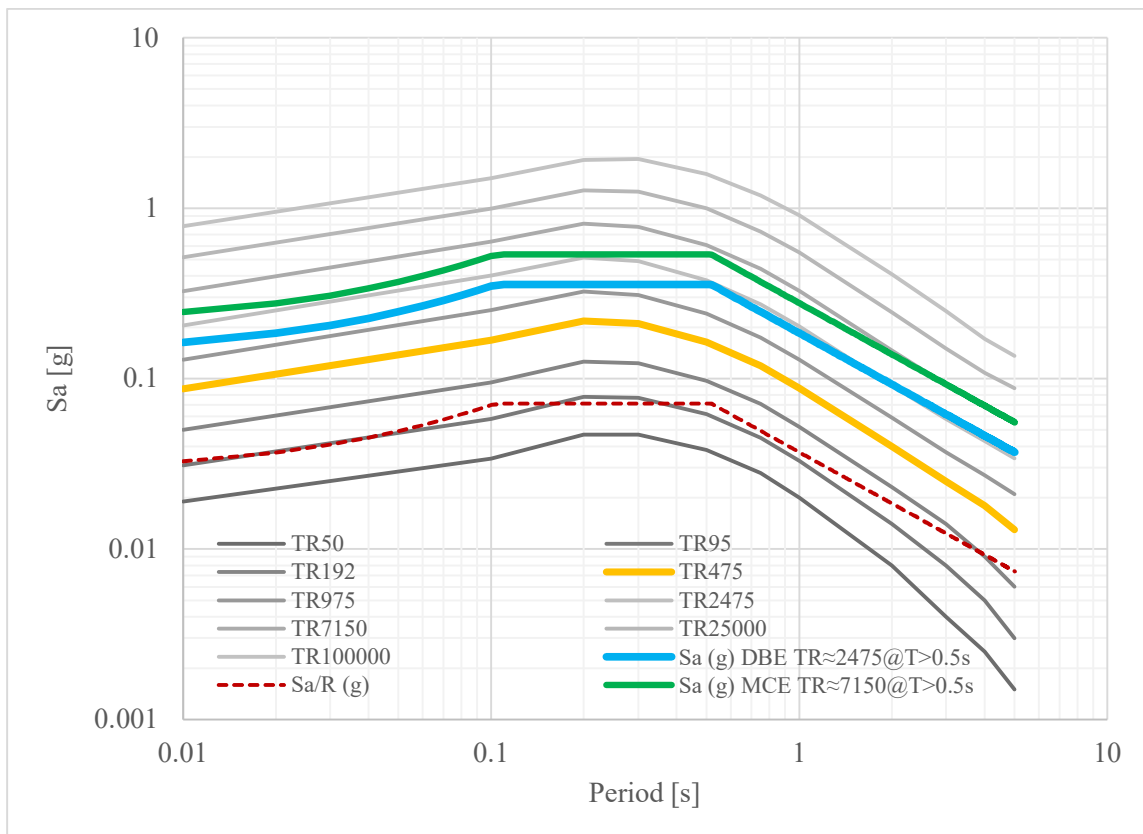
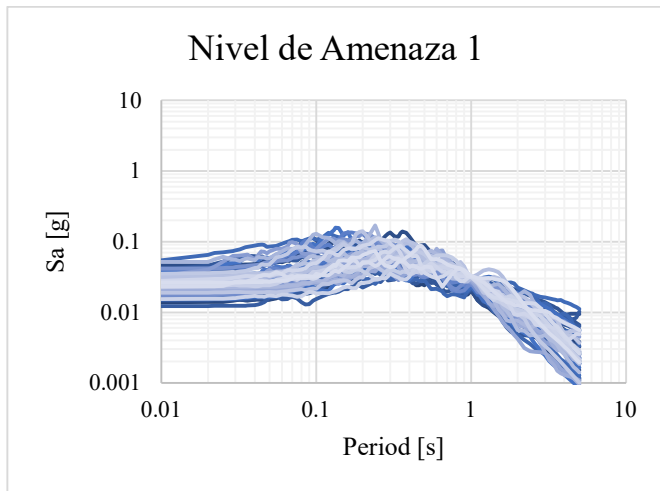
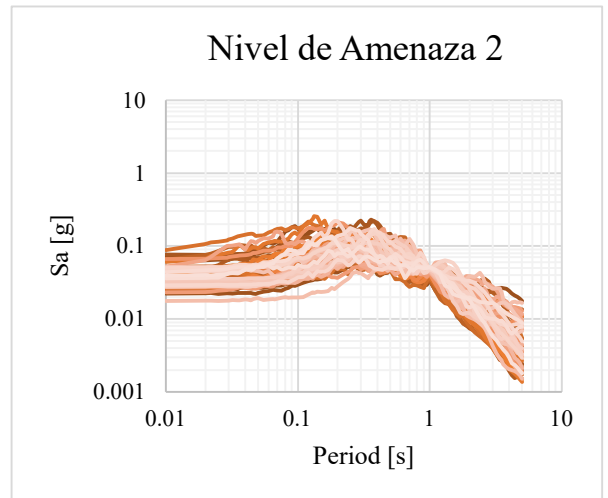


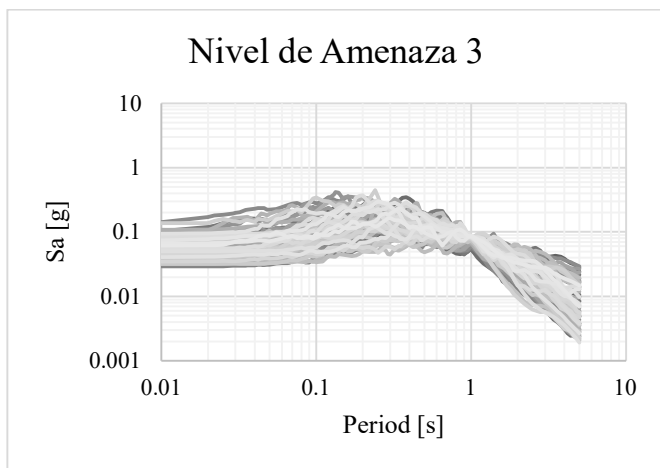
Figura 34. Curvas UHS.



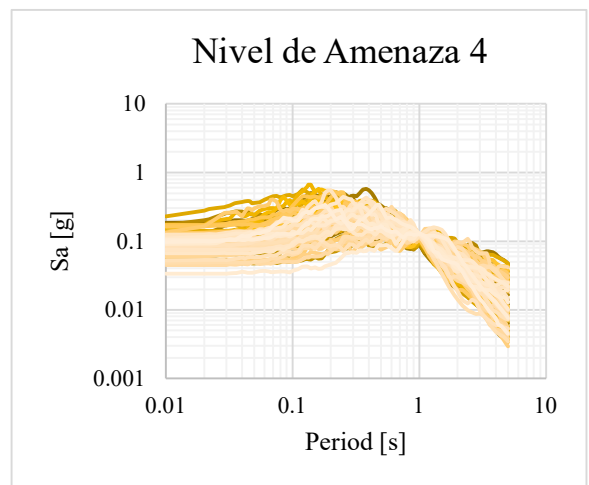
(a)



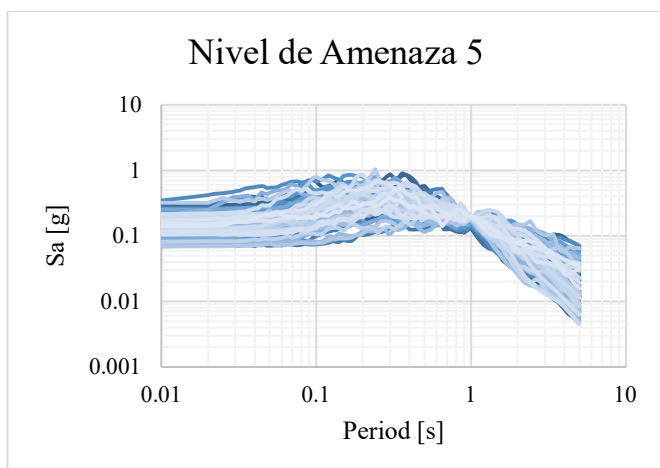
(b)



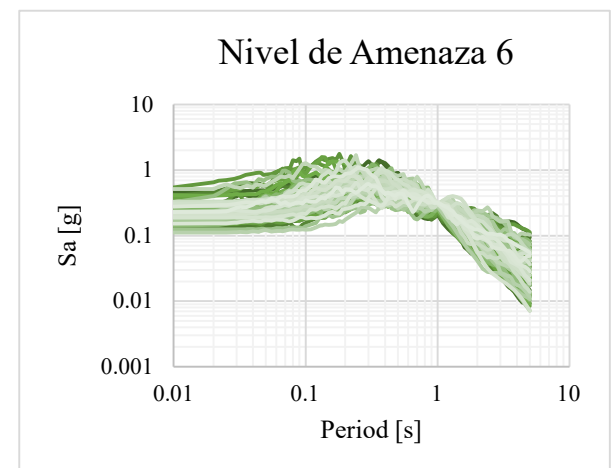
(c)



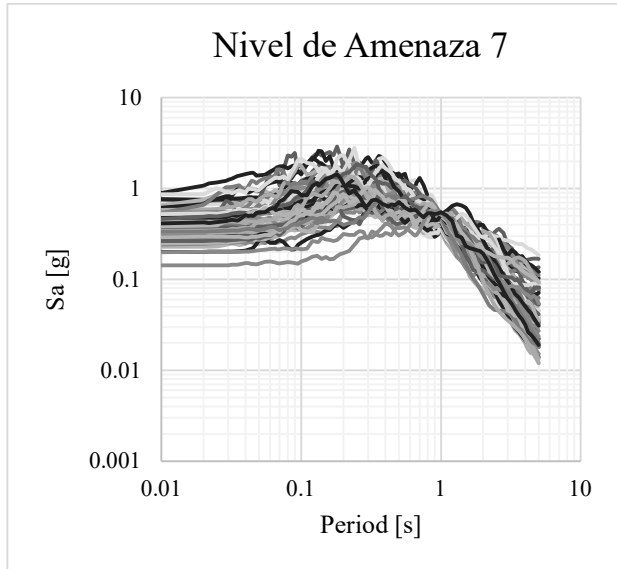
(d)



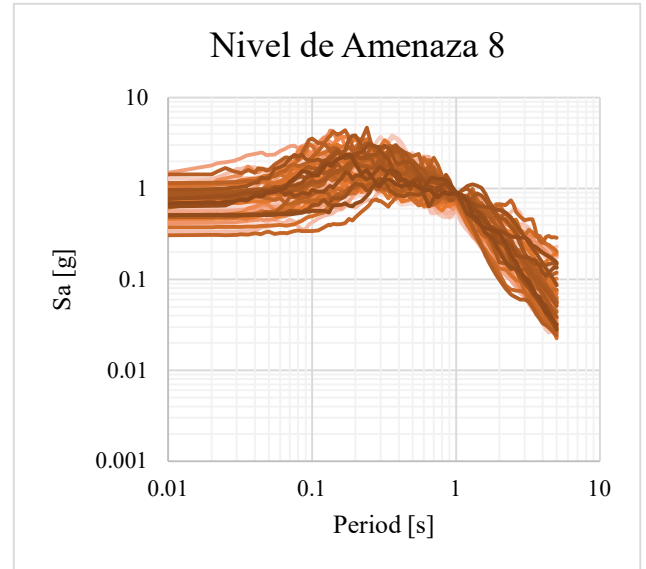
(e)



(f)



(g)



(h)

Figura 35. Selección de acelerogramas para un nivel de amenaza específico. (a) Nivel de Amenaza 1 (b) Nivel de Amenaza 2 (c) Nivel de Amenaza 3 (d) Nivel de Amenaza 4 (e) Nivel de Amenaza 5 (f) Nivel de Amenaza 6 (g) Nivel de Amenaza 7 (h) Nivel de Amenaza 8

Capítulo 8. Modelos estructurales no lineales

En esta sección se presentan dos tipos de análisis sobre cada modelo: (i) análisis estático no lineal (pushover), y (ii) análisis dinámico no lineal con una selección de registros consistentes con la amenaza sísmica.

8.1 Criterios de aceptación

El desempeño de una edificación puede describirse cualitativamente en términos de la seguridad ofrecida a sus ocupantes durante y después de un evento sísmico, el costo y la viabilidad de restaurarlo, el tiempo en que el edificio está fuera de servicio para realizar reparaciones, y el impacto económico, arquitectónico o histórico en la comunidad en general. Estas características están directamente relacionadas con el alcance de los daños que pueda sufrir el inmueble, y son variables de decisión, que como su nombre lo indica, permiten que cualquier persona sin conocimientos específicos de la ingeniería estructural pueda comprender. No obstante, para poder expresar las consecuencias en estos términos, es necesario asociarlas a la respuesta estructural que se relaciona con ellos y así definir unos criterios de aceptación. Los criterios de aceptación pueden ser dados en términos de, por ejemplo, deriva de piso o formación de rótulas plásticas. Los objetivos de desempeño seleccionados en este estudio son cuantitativos, con base en la respuesta local y global de la estructura.

En ASCE 41-17, se definen criterios de aceptación para las rótulas plásticas en las vigas controladas por flexión y refuerzo de acero “conforme” con detallado sismoresistente, como se presenta en la **Tabla 14**. El refuerzo transversal es conforme si, dentro de la región de rótula plástica de flexión, los estribos están espaciados a menos de $d/3$, y si, para los componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la fuerza proporcionada por los estribos es al menos $3/4$ del cortante de diseño. Para modelar la rótula y definir los criterios de aceptación aplicables para tres diferentes niveles de desempeño (i.e., ocupación inmediata IO, seguridad de vida LS, y prevención de colapso CP) se deben realizar los cálculos presentados en dicha tabla. En la **Tabla 14** se puede observar que los rangos de CP para rotaciones plásticas en vigas varían entre un 2% y 5% dependiendo de la simetría entre el refuerzo superior e inferior y la demanda de corte normalizada con $\sqrt{f'c}$.

Tabla 14. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica de rotaciones para procedimientos no lineales para vigas de concreto reforzado. Fuente: ASCE/SEI, 41-17., 2017.

Condiciones		Criterios de aceptación para rotaciones		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$	Nivel de desempeño		
		IO	LS	CP
≤ 0.0	≤ 3 (0.25)	0.010	0.025	0.050
≤ 0.0	≥ 6 (0.5)	0.005	0.020	0.040
≥ 0.5	≤ 3 (0.25)	0.005	0.020	0.030
≥ 0.5	≥ 6 (0.5)	0.005	0.015	0.020

f'_{cE} en unidades lb/in² (MPa)
V es la fuerza cortante de diseño

En la misma normativa ASCE/SEI, 41-17 (2017) también se presentan los parámetros de modelado y criterios de aceptación para las rótulas plásticas en columnas que dependen principalmente de la cuantía transversal, de la carga axial (ALR) y de VYE y de VColOE donde VYE es el límite elástico del pórtico calculado a través del pushover y VColOE es la resistencia al corte de las columnas de hormigón con una demanda de ductilidad por desplazamiento no superior a 2 calculado con la ecuación (8-1)

$$V_{Col} = k_{nl} * V_{Col0} = k_{nl} * \left[\alpha_{Col} * \left(\frac{A_v * f_{yL/E} * d}{s} \right) + \lambda * \left(\frac{0.5 * \sqrt{f'_{cL/E}}}{\frac{MUD}{VUDd}} * \sqrt{1 + \frac{NUG}{0.5 * A_g \sqrt{f'_{cL/E}}}} \right) \right] \quad (8-1)$$

Unidad en Mpa

donde $k_{nl} = 1.0$ cuando la ductilidad es menor o igual a 2, 0.7 ductilidad mayor o igual a 6, y varía linealmente para ductilidad entre 2 y 6.

$\lambda = 0,75$ para concreto liviano y 1,0 para concreto de peso normal.

NUG es la fuerza de compresión axial

$MUD/VUDd$ es la relación entre el momento y el corte de la columna bajo cargas de diseño, no se tomará como mayor de 4 ni menor de 2;

$\alpha_{Col} = 1,0$ para $s/d \leq 0,75$, 0,0 para $s/d \geq 1,0$ y varía linealmente para s/d entre 0,75 y 1,0.

Para definir los criterios de aceptación en los niveles de desempeño se utiliza la **Tabla 15.** en donde se deberá realizar el cálculo de las ecuaciones presentadas allí para columnas no controladas por inadecuado desarrollo o empalme a lo largo de la altura libre del elemento, lo cual es una suposición en este trabajo.

Tabla 15. Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales para columnas de concreto reforzado. Fuente: ASCE/SEI, 41-17., 2017.

Parámetros de modelación		Criterios de aceptación para rotaciones		
Rotación plástica a (rad)	$a = \left(0.042 - 0.043 * \frac{N_{UD}}{A_g * f'_{CE}} + 0.63 * \rho_t - 0.023 * \frac{V_{YE}}{V_{ColOE}} \right) \geq 0$	Nivel de desempeño		
		IO	LS	CP
Rotación plástica b (rad)	$para \frac{N_{UD}}{A_g * f'_{CE}} \leq 0.5 \left\{ b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 * A_g * f'_{CE}}} * \frac{1}{\rho_t} * \frac{f'_{CE}}{f'_{ytE}} - 0.01 \geq a \right.$	$0.15 * a \leq 0.005$	$0.5 * b^b$	$0.7 * b^b$
Relación de resistencia residual c	$c = 0.24 - 0.4 * \frac{N_{UD}}{A_g * f'_{CE}} \geq 0$			

b. $\frac{N_{UD}}{A_g * f'_{CE}}$ no debe ser tomado menor a 0.1

para $\frac{N_{UD}}{A_g * f'_{CE}} > 0.5$ b puede ser reducido linealmente del valor de la tabla para $\frac{N_{UD}}{A_g * f'_{CE}} = 0.5$ a cero (0) cuando $\frac{N_{UD}}{A_g * f'_{CE}} = 0.7$

b no puede ser tomado en ningún caso menor que a

Para los criterios de aceptación a nivel de rotaciones se construyó una tabla con los criterios calculados según ASCE/SEI, 41-17. (2017) tomando una columna central como representativa de la estructura. A partir de esta tabla se toman los siguientes límites de rotación de referencia: IO = 0.005, LS = 0.035 y CP = 0.05. Para el análisis de cortante se establecieron límites de relación entre el cortante actuante y la resistencia de la columna como 40% y 50%. Los criterios de aceptación calculados para rotaciones en columnas se muestran en la **Tabla 17**.

Los criterios de aceptación para derivas de piso se definen según FEMA 356 (2000) como IO = 1%, LS = 2% y CP = 4% según las descripciones de desempeño tal como están en **Tabla 16**. La convención de los estados de daño se encuentra plasmada en la **Tabla 18**.

Tabla 16. Criterios de aceptación para derivas de piso. Fuente: FEMA 356, 2000.

Elementos	Tipo	Niveles de desempeño estructural		
		Prevención del colapso S-5	Preservación de la vida S-3	Ocupación inmediata S-1
Pórticos de concreto	Primario	Fisuración extensiva y formación de rótula en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado y/o fallo de empalme en algunas columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas.	Daño extensivo en vigas. Pérdida del recubrimiento y agrietamiento por cortante (ancho <1/8") para columnas dúctiles. Descascaramiento menor en columnas no dúctiles. Fisuras en el nudo de ancho <1/8".	Pequeñas grietas de poco ancho. Es posible que se produzca una fluencia limitada en algunas localizaciones. No hay aplastamiento (deformaciones inferiores a 0.003).
	Secundario	Descascaramiento extensivo en columnas (acortamiento limitado) y vigas. Daño severo en nudos. Pandeo en algunos refuerzos.	Fisuración extensiva y formación de rótula en elementos dúctiles. Agrietamiento limitado y/o fallo de empalme en algunas columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas.	Pequeños descascaramientos en unos pocos lugares en columnas y vigas dúctiles. Grietas de flexión en vigas y columnas. Grietas de corte en nudos de anchos <1/16".
	Deriva	4% transitoria o permanente	2% transitoria; 1% permanente	1% transitoria, permanente despreciable

Tabla 17. Criterios de aceptación para columnas de los diferentes pórticos.

PORTICOS			COLUMNA			MATERIALES		CUANTIAS			CRITERIOS DE ACEPTACIÓN							
COD INT	Número de pisos	NAME	Ancho (m)	Profundidad (m)	Ag (m ²)	fy (Mpa)	Columnas F'c (Mpa)	ρ	# Ramas (3/8")	S (cm)	ρt	NUD (kN)	VYE/ VCOLOE	a	b	IO	LS	CP
1	4	CSS_4PF_YLC_L6_1%_1	0.65	0.65	0.42	420	28	1.08%	4	10	0.44%	377	0.46	0.033	0.079	0.005	0.040	0.055
5	4	CSS_4PF_YLC_L6_2%_5	0.6	0.6	0.36	420	28	1.43%	5	11	0.54%	377	0.36	0.036	0.080	0.005	0.040	0.056
124	4	CSS_4PF_YLC_L9_2%_124	0.5	0.5	0.25	420	28	3.24%	5	15	0.47%	566	0.93	0.020	0.068	0.003	0.034	0.047
127	4	CSS_4PF_YLC_L9_1%_127	0.7	0.7	0.49	420	28	1.05%	5	15	0.34%	566	0.77	0.025	0.073	0.004	0.037	0.051
25	8	CSS_8PF_YLC_L6_1%_25	0.7	0.7	0.49	420	28	1.05%	5	10	0.51%	377	0.16	0.040	0.082	0.005	0.041	0.057
29	8	CSS_8PF_YLC_L6_2%_29	0.6	0.6	0.36	420	28	1.32%	5	12	0.49%	377	0.18	0.039	0.079	0.005	0.039	0.055
125	8	CSS_8PF_YLC_L9_2%_125	0.55	0.55	0.30	420	28	3.35%	6	17	0.46%	566	0.37	0.033	0.070	0.005	0.035	0.049
128	8	CSS_8PF_YLC_L9_1%_128	0.8	0.8	0.64	420	28	1.05%	5	15	0.30%	566	0.29	0.036	0.075	0.005	0.037	0.052
73	16	CSS_16PF_YLC_L6_1%_73	0.8	0.8	0.64	420	35	1.07%	6	10	0.53%	377	0.07	0.043	0.084	0.005	0.042	0.059
77	16	CSS_16PF_YLC_L6_2%_77	0.6	0.6	0.36	420	35	1.43%	5	12	0.49%	377	0.12	0.041	0.079	0.005	0.039	0.055
126	16	CSS_16PF_YLC_L9_2%_126	0.6	0.6	0.36	420	35	3.56%	7	17	0.49%	566	0.18	0.039	0.074	0.005	0.037	0.052
129	16	CSS_16PF_YLC_L9_1%_129	0.85	0.85	0.72	420	35	1.10%	6	15	0.33%	566	0.15	0.040	0.078	0.005	0.039	0.054

Tabla 18. Convención para estados de daño.

Estado	SDR	ROT	Color
Ocupación inmediata (IO)	1%	0.005	X
Seguridad de vida (LS)	2%	0.035	X
Prevención de colapso (CP)	4%	0.05	X

8.2 Análisis estático no lineal

En el análisis de plastificación progresiva, tipo pushover, se grafica la máxima deriva de piso en porcentaje versus el cortante basal normalizado por el peso sísmico del pórtico, y se puede ejecutar para dos distribuciones de carga lateral en altura: (i) un patrón de carga proporcional al primer modo de vibración, y (ii) un patrón de carga rectangular, como alternativa para simular las variaciones de las fuerzas de inercia durante la excitación sísmica. Para este estudio se utilizaron ambas configuraciones como se muestra en la **Tabla 19** en la cual se calcula también el coeficiente de respuesta sísmica C_s calculado bajo ASCE 7-16 según la ecuación (8-2). Una vez finalizado el análisis, se calculan las rotaciones finales y la demanda de ductilidad de las rotulas (Ceballos & Arteta, 2022).

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (8-2)$$

Si $T \leq T_L$ C_s no debe ser mayor que:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (8-3)$$

Si $T \geq T_L$ C_s no debe ser mayor que:

$$C_s = \frac{S_{D1} * T_L}{T * \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (8-4)$$

De cualquier forma, C_s no debe ser mayor que:

$$C_s = 0.044 * S_{DS} * I_e \geq 0.01 \quad (8-5)$$

En la **Tabla 20** se presentan los resultados de derivas y capacidad de los pórticos a partir del análisis Pushover con un patrón de cargas triangulares y rectangulares. En esta tabla también se encuentran datos como el periodo del primer modo fundamental (T_1) y los datos de sobrerresistencia Ω (se define según ecuación (8-6)) tanto para el patrón de cargas triangular como rectángulo, el cual es la relación de la capacidad dada por la curva de pushover y el coeficiente de respuesta sísmica C_s .

$$\Omega = \frac{V_{bMax}}{W} * \frac{1}{C_s} \quad (8-6)$$

Al revisar los resultados de los pushover se observa que con el patrón de cargas rectangulares la capacidad de los pórticos es mayor, también los resultados establecen que los pórticos con vigas altas presentan una menor ductilidad, pero una mayor capacidad sobre todo en los pórticos de 4 y 8 pisos.

Tabla 19. Curvas de Pushover para los pórticos.

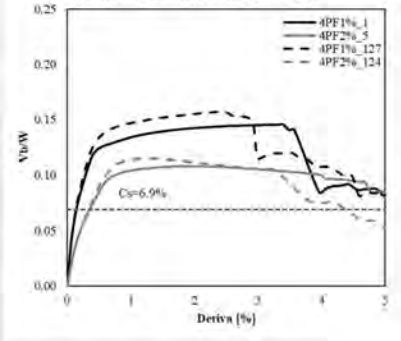
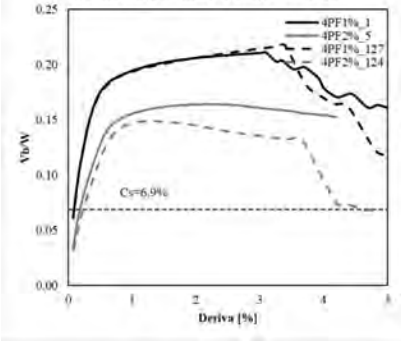
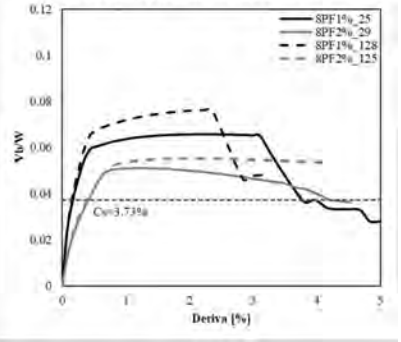
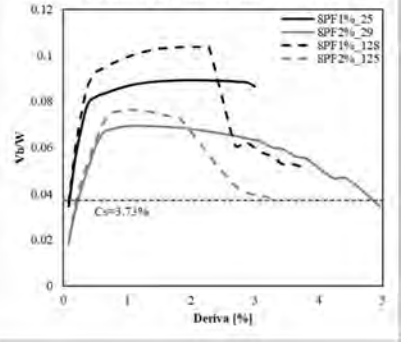
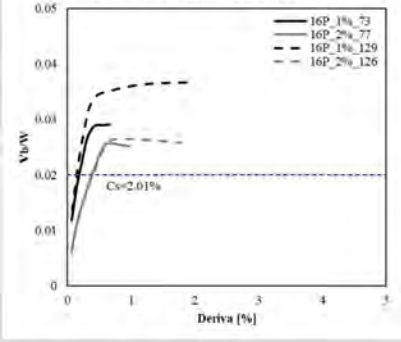
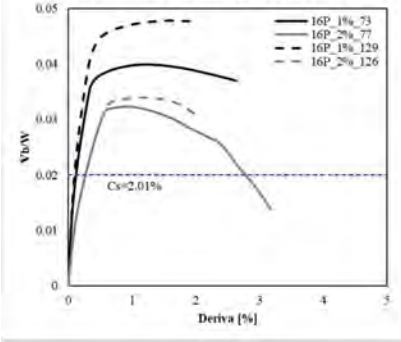
Datos Pórticos	Curvas de Pushover	
4 PISOS	<p data-bbox="587 562 849 580">PUSHOVER CARGA TRIANGULAR</p> 	<p data-bbox="1018 562 1279 580">PUSHOVER CARGA RECTANGULAR</p> 
8 PISOS	<p data-bbox="587 999 849 1016">PUSHOVER CARGA TRIANGULAR</p> 	<p data-bbox="1018 999 1279 1016">PUSHOVER CARGA RECTANGULAR</p> 
16 PISOS	<p data-bbox="587 1435 849 1453">PUSHOVER CARGA TRIANGULAR</p> 	<p data-bbox="1018 1435 1279 1453">PUSHOVER CARGA RECTANGULAR</p> 

Tabla 20. Resultados de derivas y capacidad a nivel de pushover para los diferentes pórticos.

Número de Pórticos	Nombre	Viga Alta	Deriva Objetivo de Diseño	Longitud del Vano (m)	Deriva máxima de Diseño (SDR)	Cs	T(1) (s)	Piso de Máxima Deriva	Vb/Wmax Triangular	Vb/Wmax Rectangular	Ω Triangular	Ω Rectangular
4	CSS_4PF_YLC__L6_1%_1	NO	1%	6	0.98%	6.90%	0.56	3	14.50%	22.00%	2.1	3.2
4	CSS_4PF_YLC__L6_2%_5	NO	2%	6	2.03%	6.90%	0.83	2	11.00%	16.00%	1.6	2.3
4	CSS_4PF_YLC__L9_2%_124	SI	2%	9	1.93%	6.90%	0.85	1	11.50%	15.00%	1.7	2.2
4	CSS_4PF_YLC__L9_1%_127	SI	1%	9	0.99%	6.90%	0.57	1	16.00%	22.50%	2.3	3.3
8	CSS_8PF_YLC__L6_1%_25	NO	1%	6	0.93%	3.73%	0.98	3	6.50%	8.80%	1.7	2.4
8	CSS_8PF_YLC__L6_2%_29	NO	2%	6	2.06%	3.73%	1.48	2	5.20%	6.70%	1.4	1.8
8	CSS_8PF_YLC__L9_2%_125	SI	2%	9	1.98%	3.73%	1.51	4	5.50%	7.50%	1.5	2.0
8	CSS_8PF_YLC__L9_1%_128	SI	1%	9	0.98%	3.73%	0.98	3	7.50%	10.50%	2.0	2.8
16	CSS_16PF_YLC__L6_1%_73	NO	1%	6	1.00%	2.01%	1.85	3	3.00%	4.00%	1.5	2.0
16	CSS_16PF_YLC__L6_2%_77	NO	2%	6	1.86%	2.01%	2.72	2	2.70%	3.50%	1.3	1.7
16	CSS_16PF_YLC__L9_2%_126	SI	2%	9	2.00%	2.01%	2.83	3	2.80%	3.40%	1.4	1.7
16	CSS_16PF_YLC__L9_1%_129	SI	1%	9	0.89%	2.01%	1.72	4	3.80%	4.80%	1.9	2.4

En la **Figura 36** donde se presentan las curvas de Ω vs número de pisos se observa que la mayoría no supera el 3 en sobre-resistencia. Para SDR de 2% las curvas son invariantes al peralte de la viga.

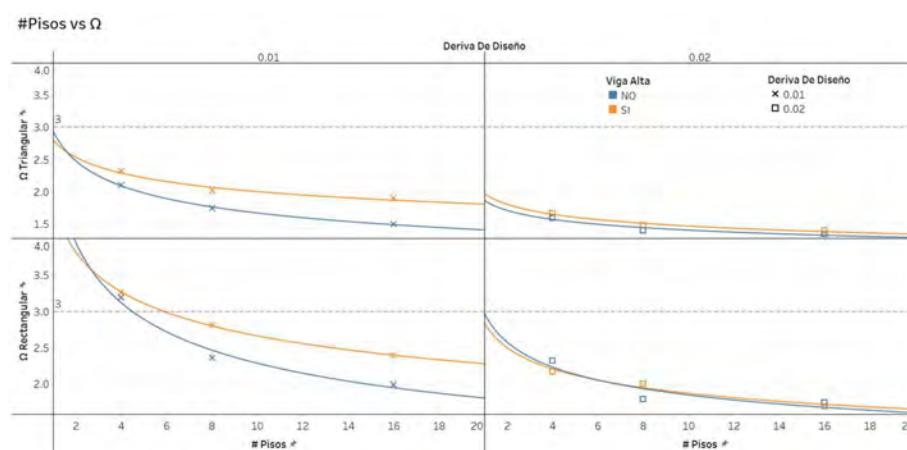
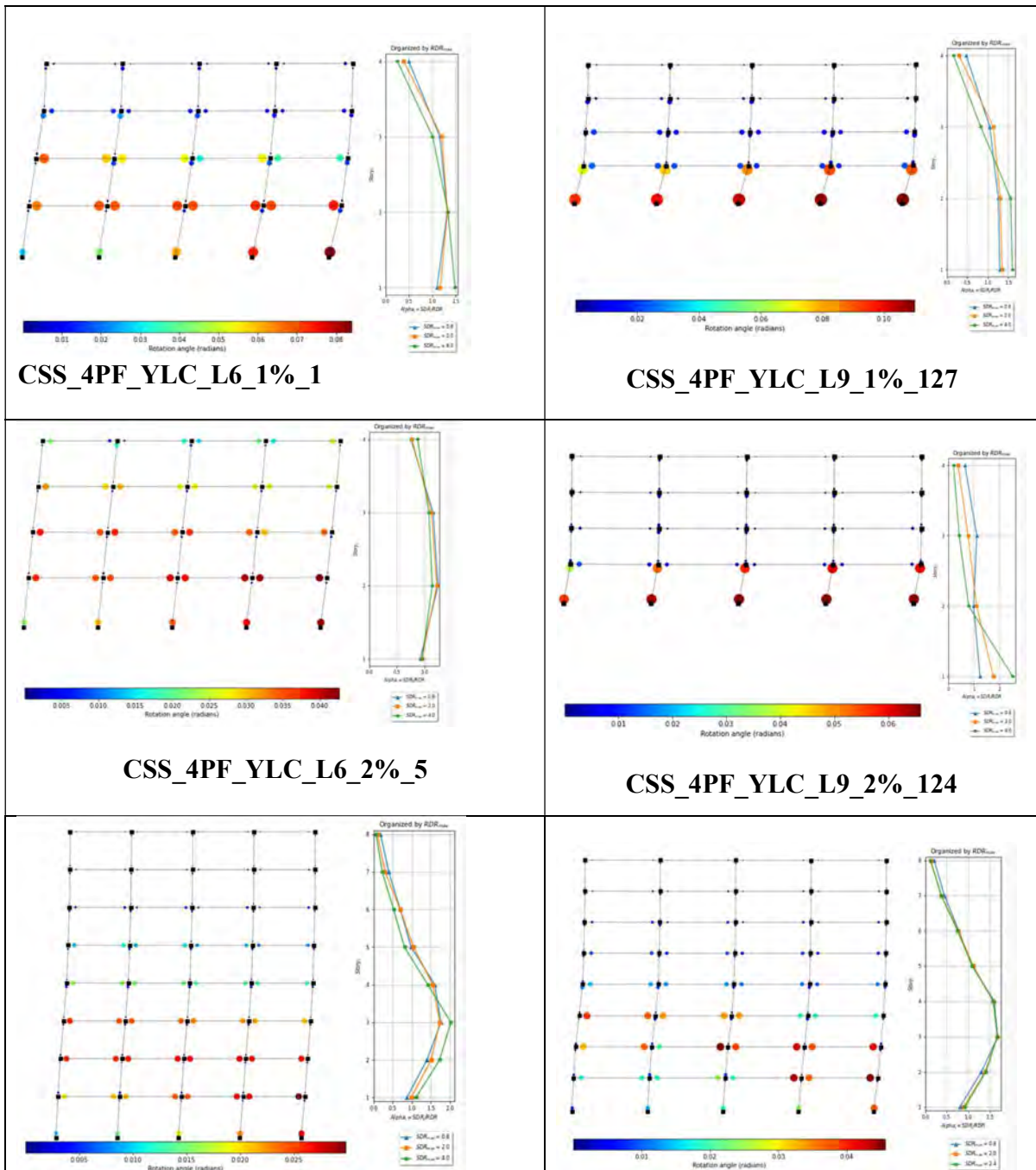


Figura 36. Resultados Ω vs número de pisos

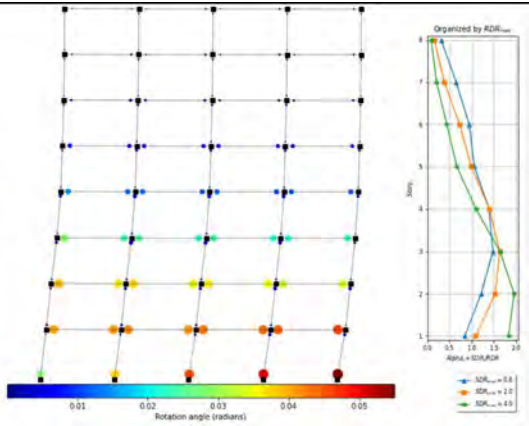
A continuación, se presenta en la **Tabla 21** un cuadro esquemático donde se ubican las columnas y vigas a nivel de los criterios de aceptación para rotaciones establecidos a través de un análisis estático no lineal Pushover. Como se puede observar los pórticos de 4 pisos coinciden fielmente con los mecanismos de falla calculados con la metodología de trabajo virtual resumida en la **Tabla 9**, ambas metodologías coinciden en que el pórtico CSS_4PF_YLC_L9_2%_124 desarrolla un mecanismo de piso débil en la parte inferior de la estructura. Para los pórticos de 8 pisos y 16 pisos sucede algo parecido. En los resultados de pushover de la **Tabla 21** se presenta al lado de cada pórtico una gráfica de un factor de concentración de demanda que corresponde a la razón entre la deriva de techo (RDR) y la de piso (SDR) en cierto instante del pushover, allí se

introducen los instantes de monitoreo como un vector que representa las derivas máximas de piso. Estos gráficos permiten identificar la altura sobre la que se extiende la plastificación.

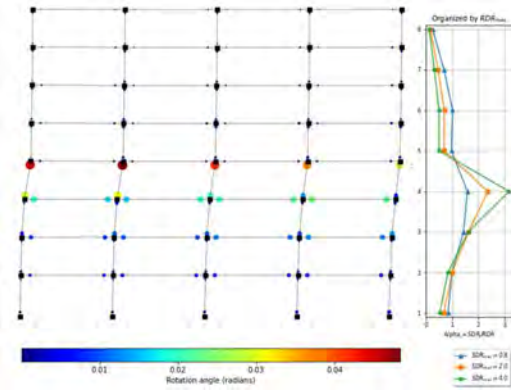
Tabla 21. Diagrama de criterios de aceptación para los diferentes elementos de los pórticos.



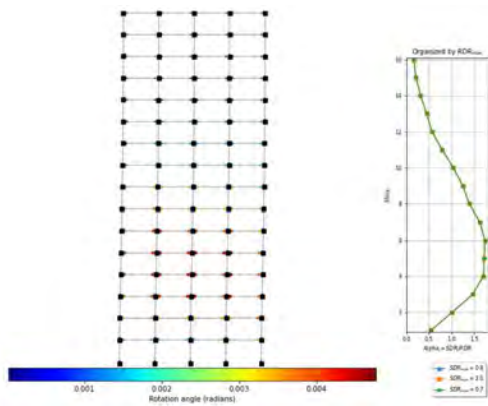
CSS_8PF_YLC_L6_1%_25



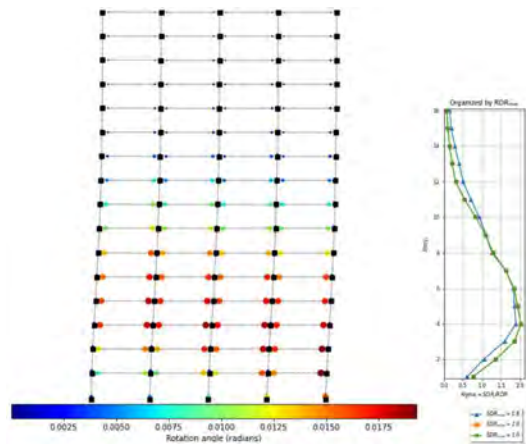
CSS_8PF_YLC_L9_1%_128



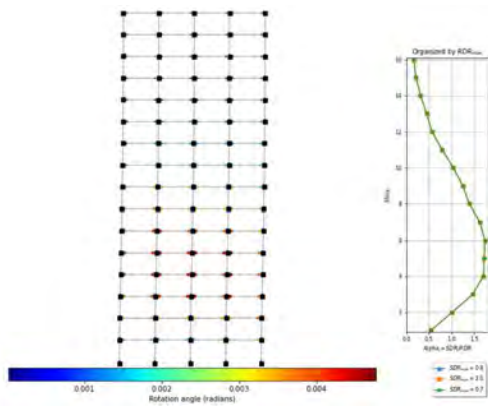
CSS_8PF_YLC_L6_2%_29



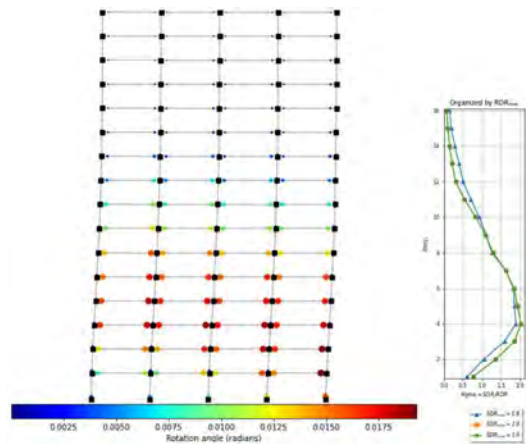
CSS_8PF_YLC_L9_2%_125

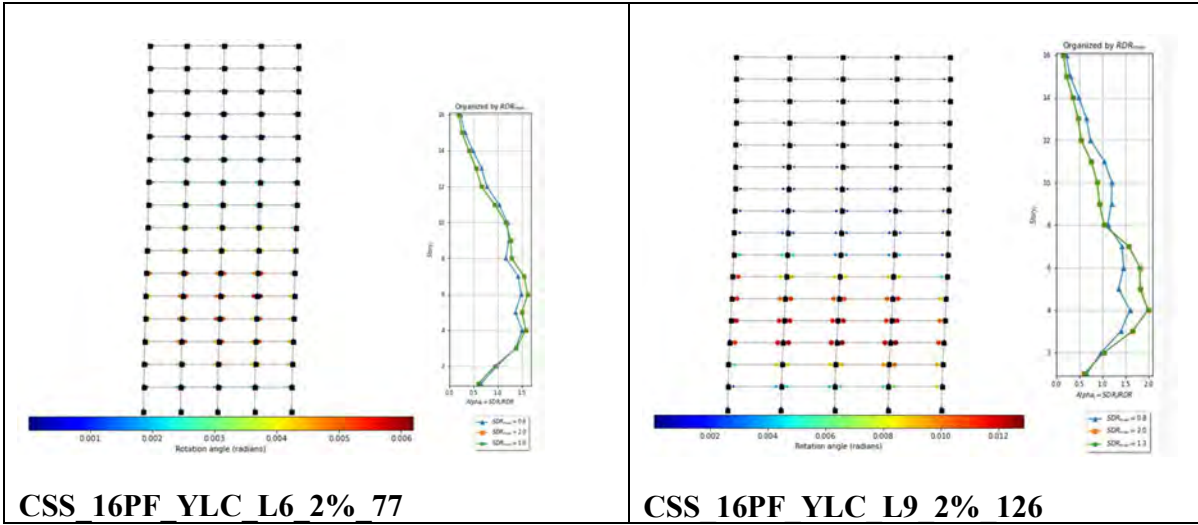


CSS_16PF_YLC_L6_1%_73



CSS_16PF_YLC_L9_1%_129





8.3 Análisis dinámico no lineal

Como los pórticos representan la mitad de las estructuras, las masas se asignaron de acuerdo con el área tributaria, y la masa total de cada modelo es la mitad de la masa total.

Los periodos fundamentales de los pórticos se correlacionan con el número de pisos (N) en la **Figura 37**. Se observa el contraste del escalamiento del periodo con N para los dos niveles de deriva de diseño admisible. El coeficiente de amortiguamiento utilizado para la modelación dinámica es $\zeta = 2.5\%$.

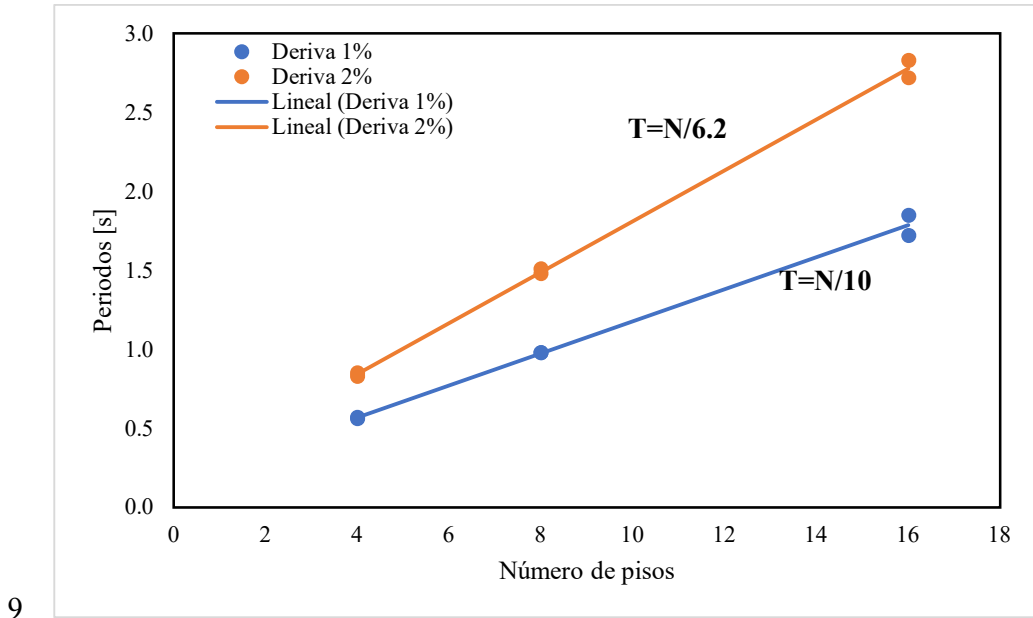


Figura 37. Escalamiento de periodo con número de pisos para dos límites de deriva de diseño admisible.

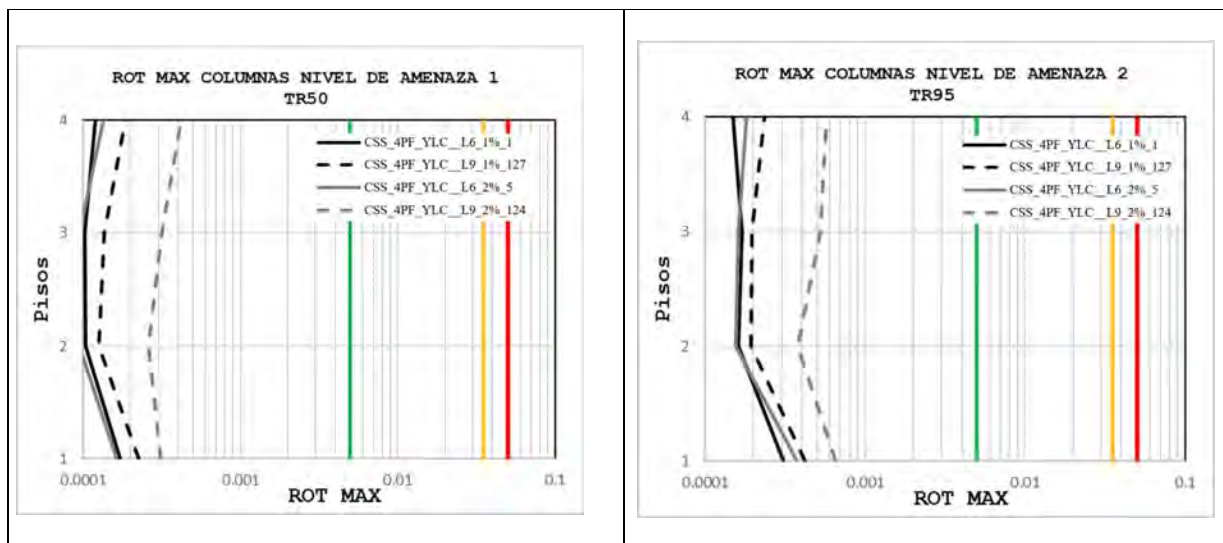
8.3.1 Cálculo de derivas y rotaciones

Utilizando el juego de series de tiempo seleccionado se registró la mediana de las máximas rotaciones y derivas por piso de cada acelerograma, obteniendo los siguientes resultados.

Como se puede observar en la **Tabla 22**, **Tabla 23** y **Tabla 24** donde se resumen los resultados en todos los niveles de amenaza, los pórticos de 4 pisos a nivel general se comportan de manera aceptable para niveles de amenaza acordes a la categoría de diseño moderado, pero al revisar las curvas se puede detallar que a nivel de rotaciones se observan diferencias sustanciales entre los pórticos que cumplen con columna fuerte viga débil y los que tienen vigas de peralte alto. A medida que aumenta el nivel de amenaza la diferencia entre los pórticos con viga alta y aquellos con columnas robustas se hace evidente.

En el nivel de amenaza 6 correspondiente a DBE los pórticos que cumplen con el criterio presentan rotaciones en el primer piso del orden de 0.005 y los que tienen vigas de peralte alto están en el orden de los 0.007 superando el límite de IO. Para el nivel de riesgo 7 correspondiente a MCE los pórticos con vigas de peralte alto están en el orden de 0.015. A nivel de derivas de piso las diferencias no son tan marcadas en DBE no se supera IO mientras que en MCE si sucede.

Tabla 22. Cálculo de rotaciones máximas en columnas para pórticos de 4 pisos



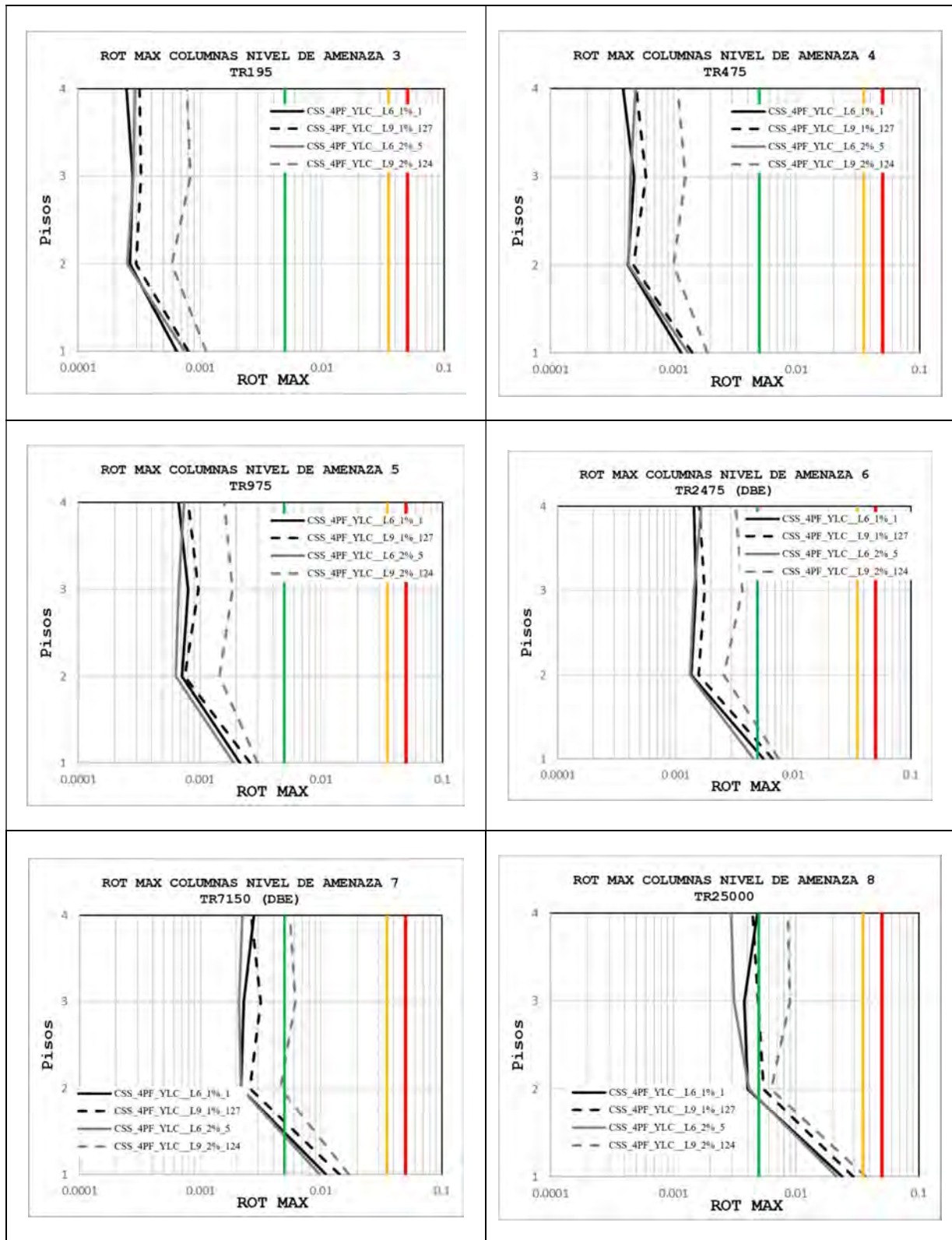
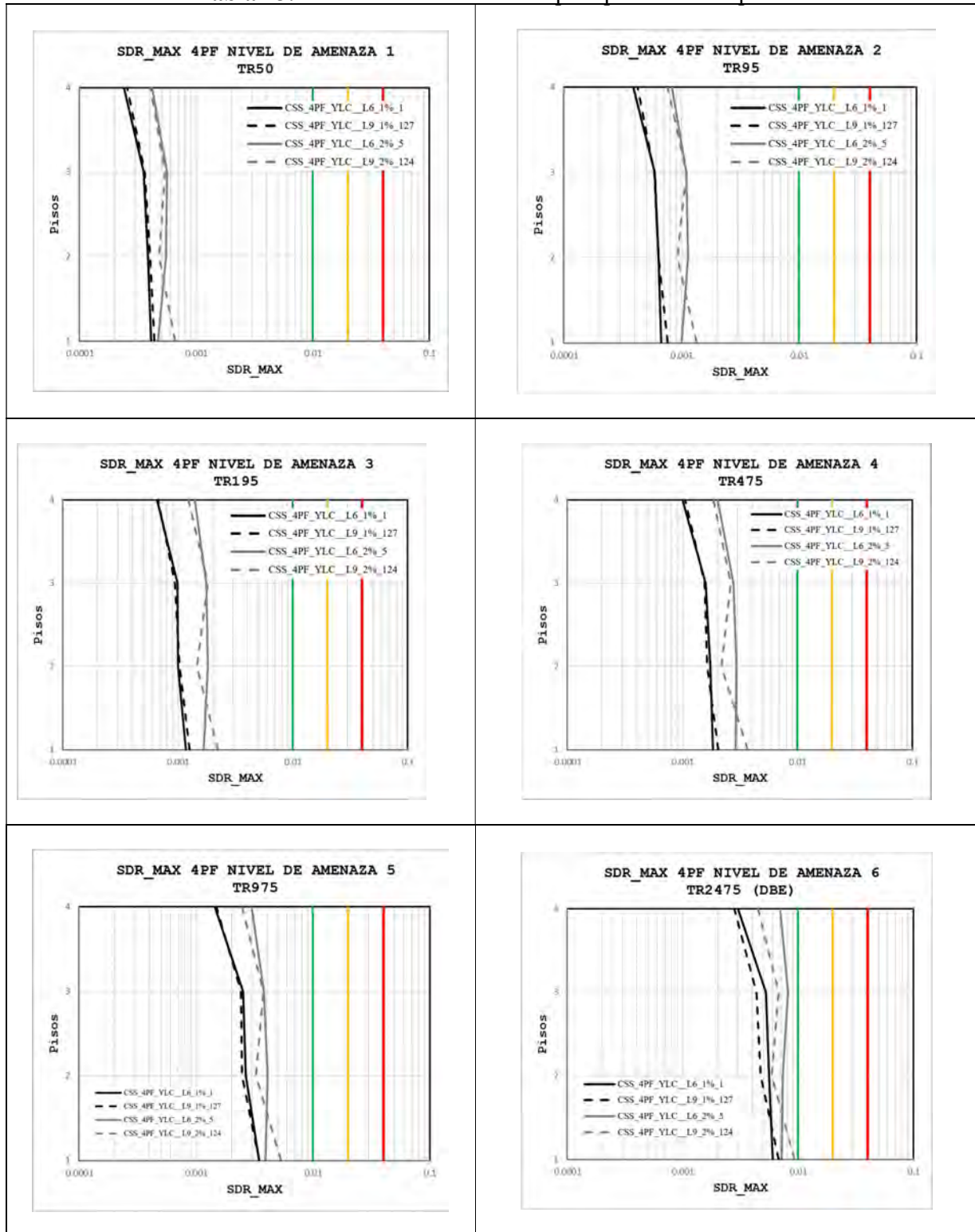


Tabla 23. Cálculo de SDR máximo para pórticos de 4 pisos



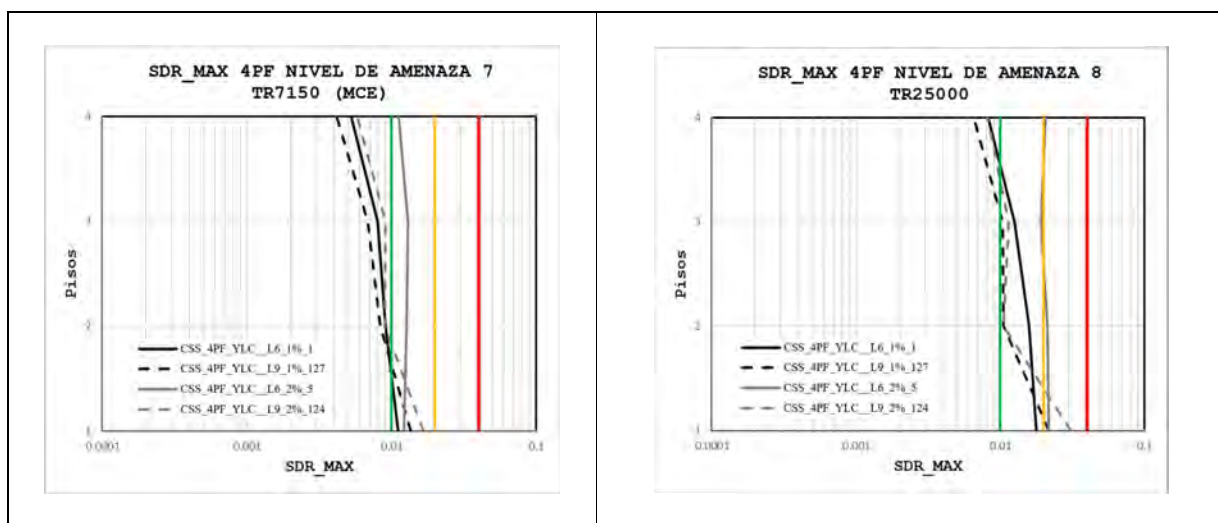
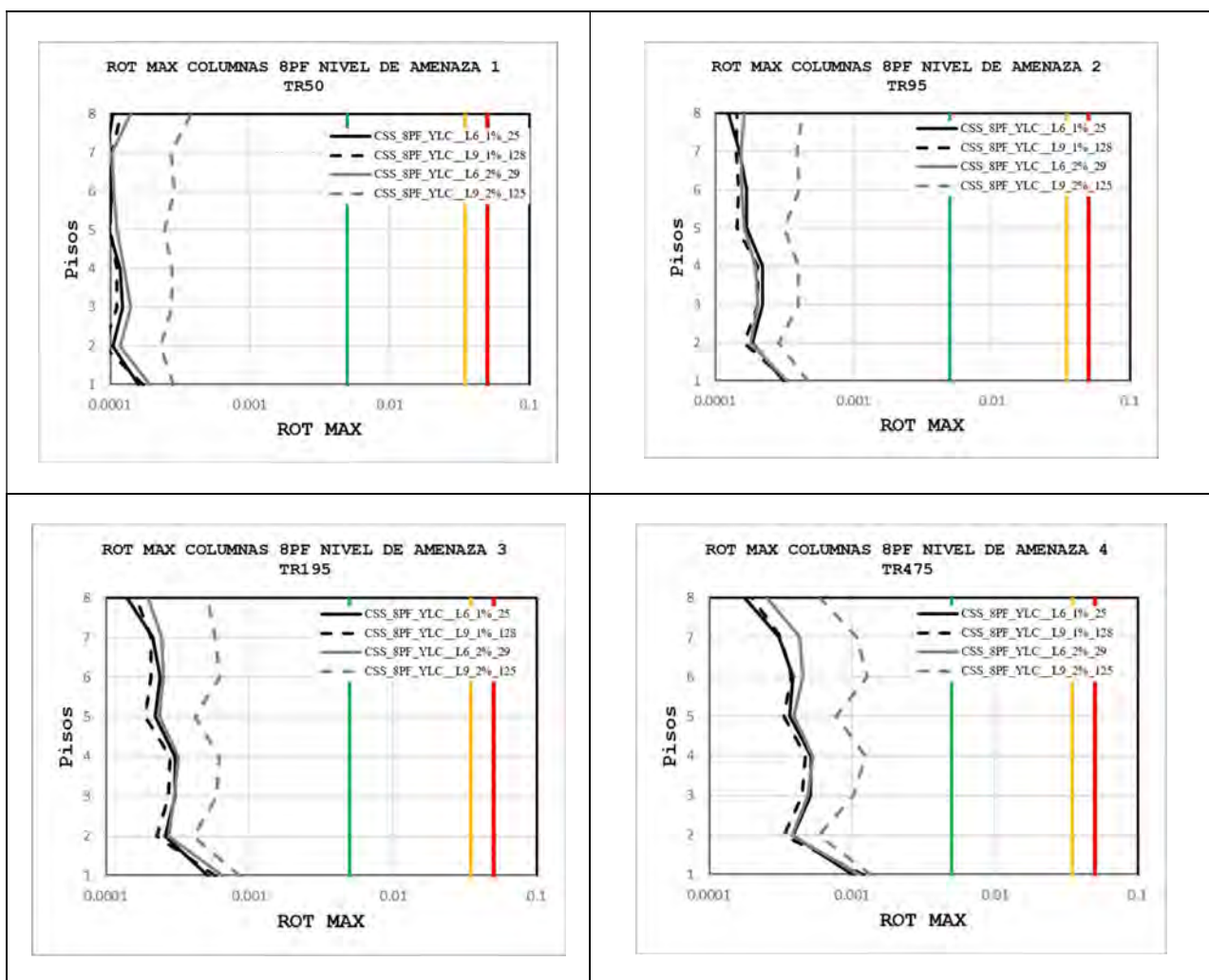


Tabla 24. Resumen de estados de los pórticos de 4 pisos a nivel de criterios de aceptación.

ROTACIÓN MÁXIMA													
Nivel de amenaza	Tasa de retorno	CSS_4PF_YLC_L6_1%_1			CSS_4PF_YLC_L9_1%_127			CSS_4PF_YLC_L6_2%_5			CSS_4PF_YLC_L9_2%_124		
		IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)	IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)	IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)	IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)
1	TR50	X			X			X			X		
2	TR95	X			X			X			X		
3	TR195	X			X			X			X		
4	TR475	X			X			X			X		
5	TR975	X			X			X			X		
6	TR2475 (DBE)		X			X		X				X	
7	TR7150 (MCE)		X			X			X			X	
8	TR25000		X			X			X				X
DERIVA DE PISO													
Nivel de amenaza	Tasa de retorno	CSS_4PF_YLC_L6_1%_1			CSS_4PF_YLC_L9_1%_127			CSS_4PF_YLC_L6_2%_5			CSS_4PF_YLC_L9_2%_124		
		IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)	IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)	IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)	IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)
1	TR50	X			X			X			X		
2	TR95	X			X			X			X		
3	TR195	X			X			X			X		
4	TR475	X			X			X			X		
5	TR975	X			X			X			X		
6	TR2475 (DBE)	X			X			X			X		
7	TR7150 (MCE)		X			X			X			X	
8	TR25000		X				X			X			X

De igual manera los pórticos de 8 pisos a nivel general se comportan de manera aceptable para niveles de amenaza acordes a la categoría de diseño moderado como se puede observar en la **Tabla 27** y en la **Tabla 25** y **Tabla 26** donde se resumen los resultados en todos los niveles de amenaza. Se observa que para DBE las rotaciones están cercanas a IO pero ya en MCE las rotaciones están por el orden de 0.01 superando IO sin llegar a LS. En los pórticos de 8 pisos con el 1% de deriva de diseño las diferencias son mínimas, mientras que aquellos diseñados con el 2% se observa una mayor demanda a nivel de rotaciones en el pórtico con viga de peralte alto. A nivel de derivas de piso las diferencias en DBE no se supera IO mientras que en MCE si sucede acercándose a LS.

Tabla 25. Cálculo de rotaciones máximas para pórticos de 8 pisos



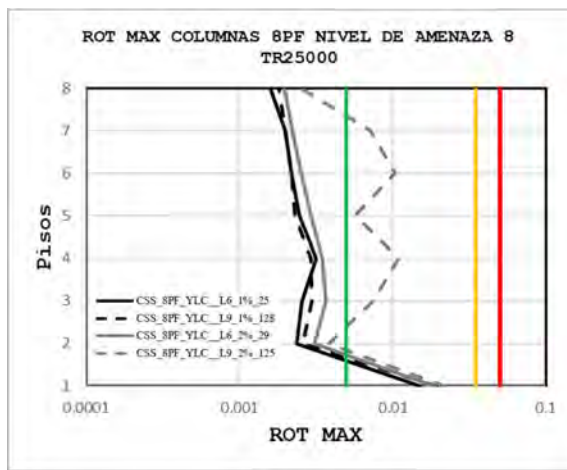
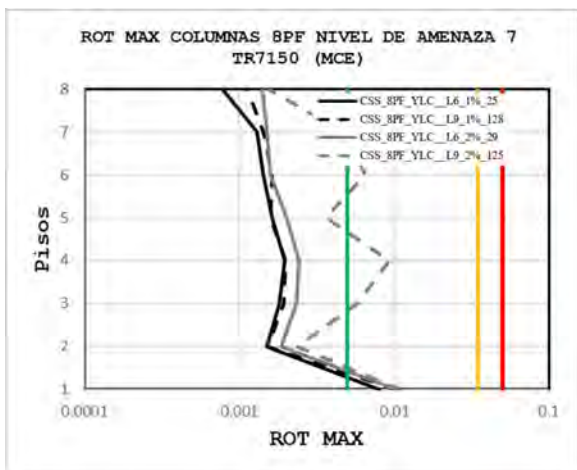
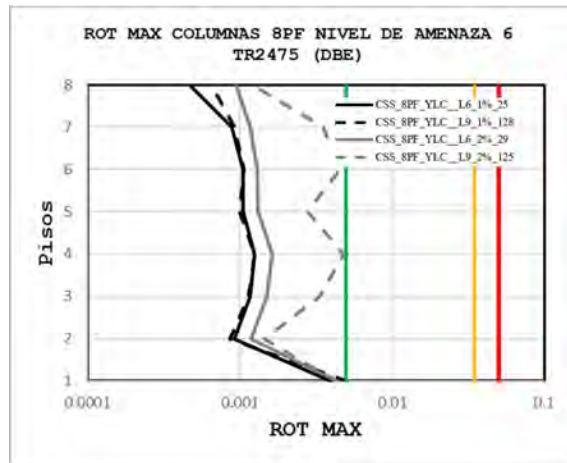
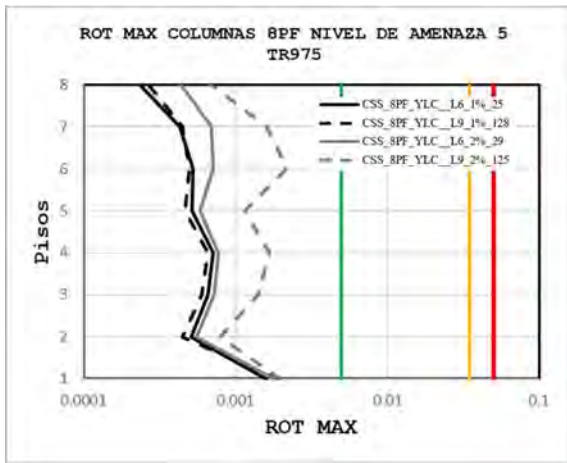
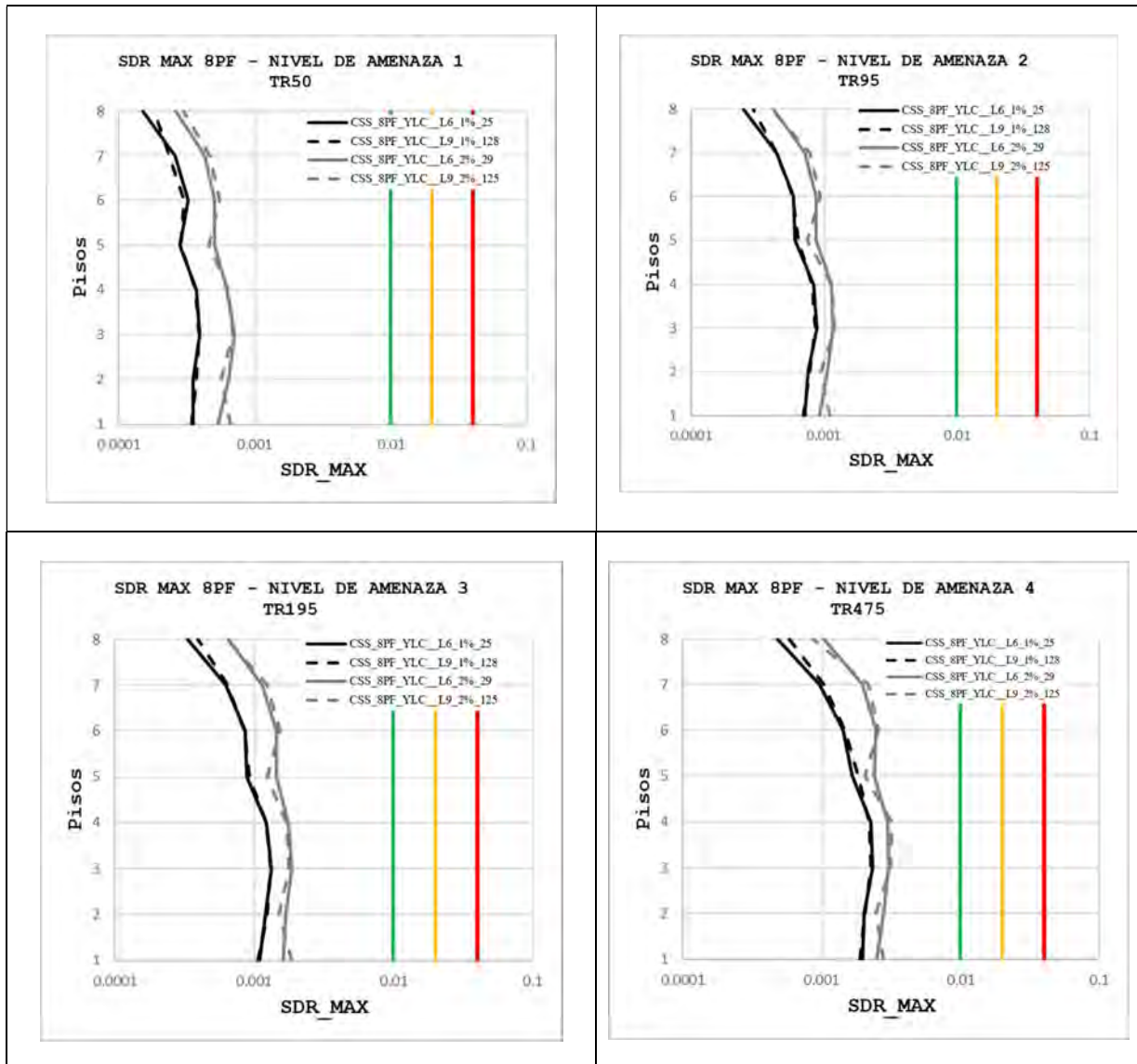


Tabla 26. Cálculo de derivas de piso máximas para pórticos de 8 pisos



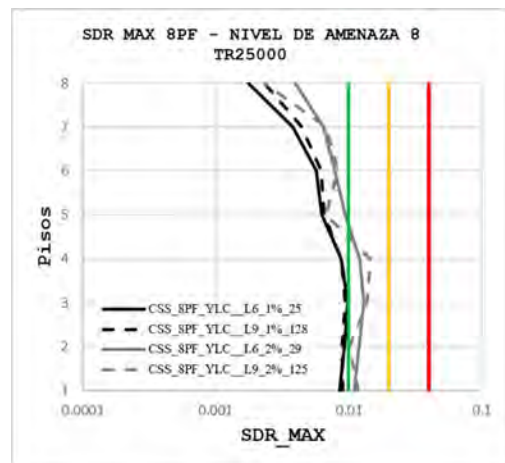
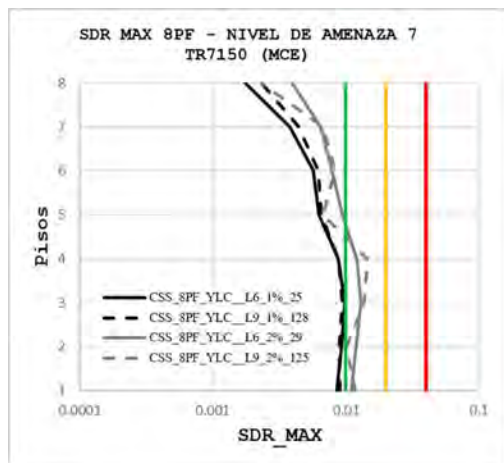
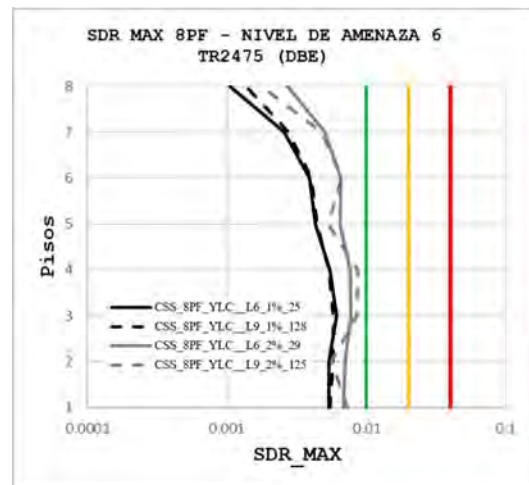
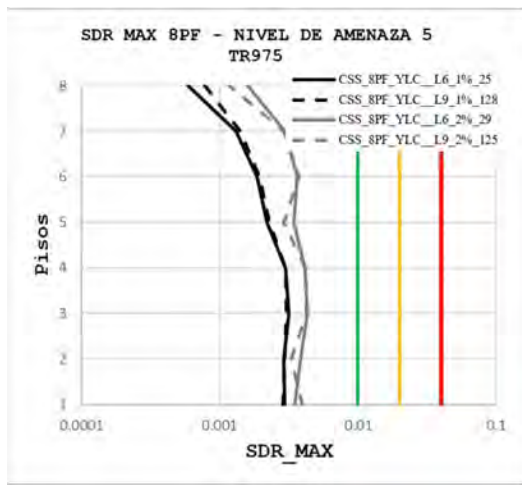


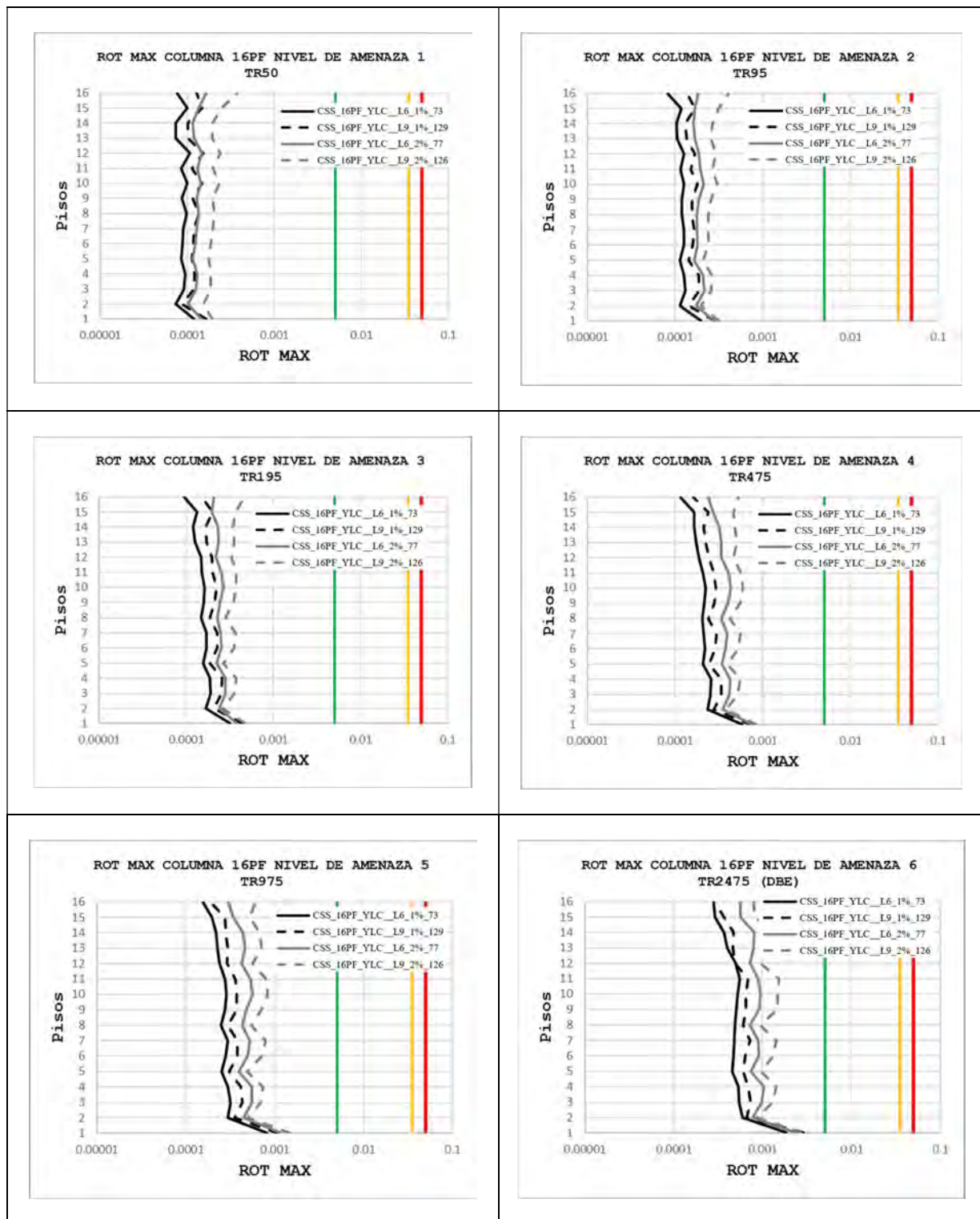
Tabla 27. Resumen de estados de los pórticos de 8 pisos a nivel de criterios de aceptación.

ROTACIÓN MÁXIMA													
Nivel de amenaza	Tasa de retorno	CSS_8PF_YLC_L6_1%_25			CSS_8PF_YLC_L9_1%_128			CSS_8PF_YLC_L6_2%_29			CSS_8PF_YLC_L9_2%_125		
		IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)	IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)	IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)	IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)
1	TR50	X			X			X			X		
2	TR95	X			X			X			X		
3	TR195	X			X			X			X		
4	TR475	X			X			X			X		
5	TR975	X			X			X			X		
6	TR2475 (DBE)	X				X		X			X		
7	TR7150 (MCE)		X			X			X			X	
8	TR25000		X			X			X			X	

DERIVA DE PISO													
Nivel de amenaza	Tasa de retorno	CSS_8PF_YLC_L6_1%_25			CSS_8PF_YLC_L9_1%_128			CSS_8PF_YLC_L6_2%_29			CSS_8PF_YLC_L9_2%_125		
		IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)	IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)	IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)	IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)
1	TR50	X			X			X			X		
2	TR95	X			X			X			X		
3	TR195	X			X			X			X		
4	TR475	X			X			X			X		
5	TR975	X			X			X			X		
6	TR2475 (DBE)	X			X			X			X		
7	TR7150 (MCE)		X			X			X			X	
8	TR25000		X			X				X			X

Para los pórticos de 16 pisos la **Tabla 28**, **Tabla 29** y **Tabla 30** muestran que las diferencias en el comportamiento entre los pórticos que cumplen con el criterio de columna fuerte viga débil y los que tienen vigas de peralte alto son mínimas, y esto se debe a que por diseño todos los 4 pórticos cumplen con el criterio de columna fuerte viga débil de manera natural. Aquí se observa que tanto para DBE como para MCE los resultados de rotaciones y derivas de pisos ubican a todos los pórticos superando levemente IO.

Tabla 28. Cálculo de rotaciones máximas para pórticos de 16 pisos



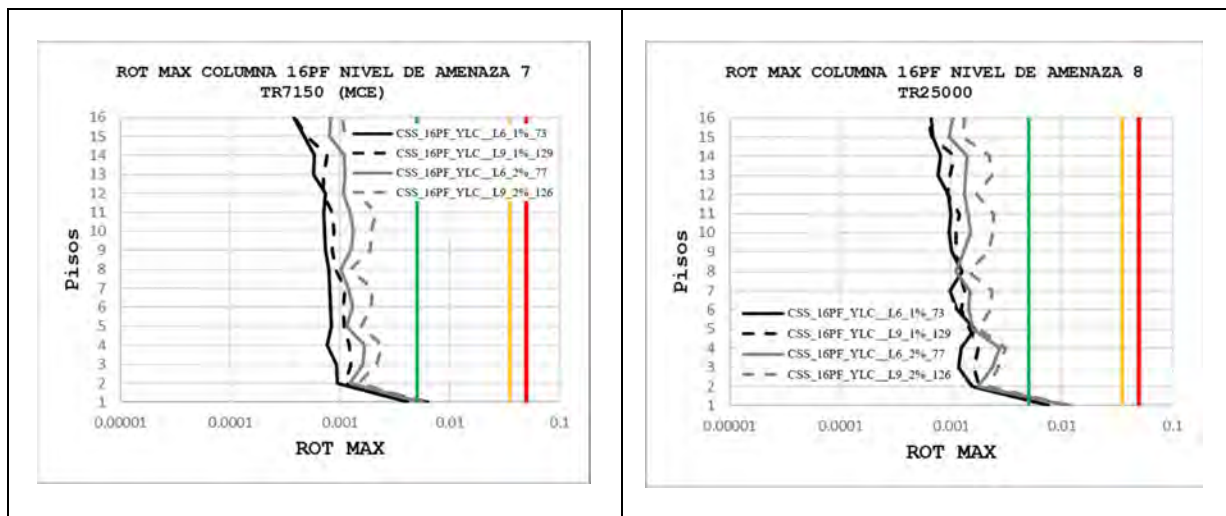
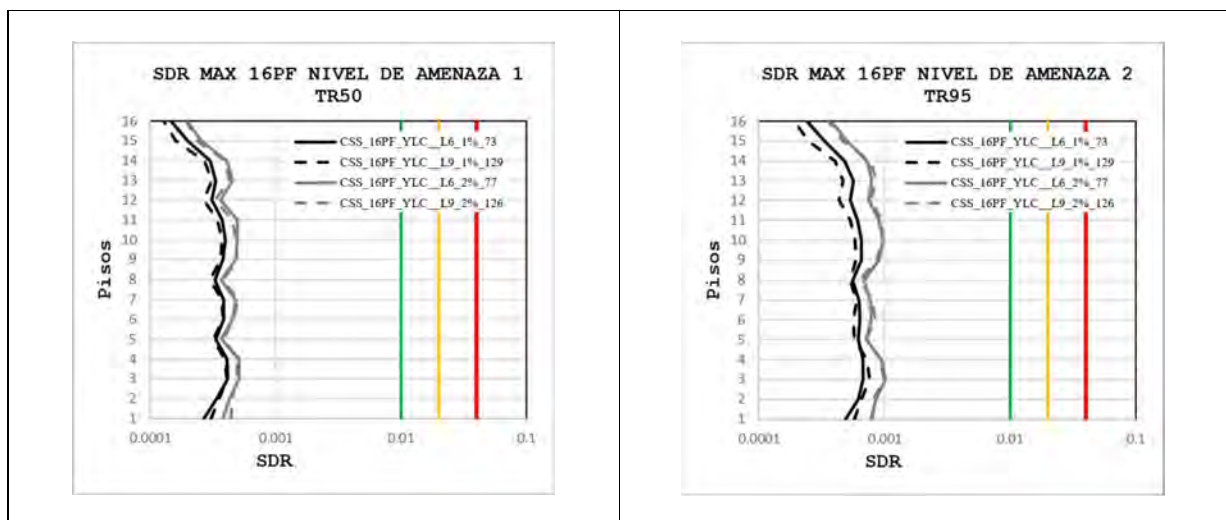


Tabla 29. Cálculo de derivas de piso máximas para pórticos de 16 pisos



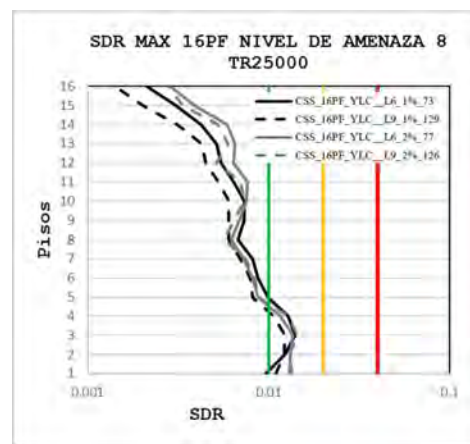
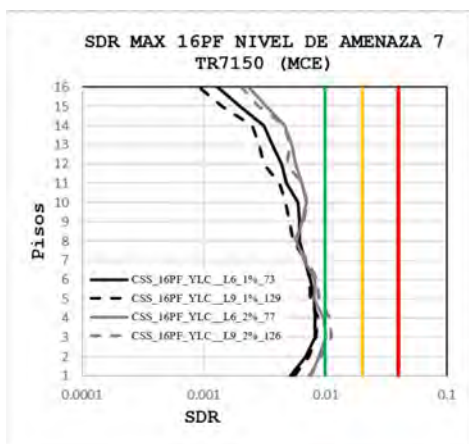
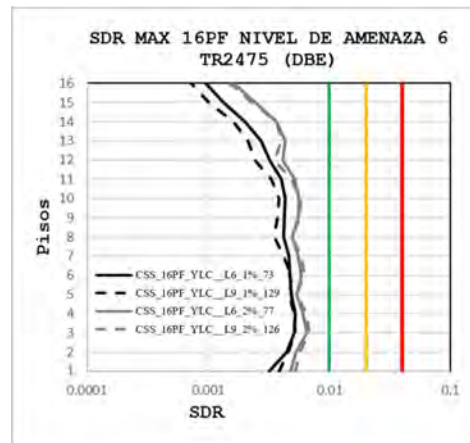
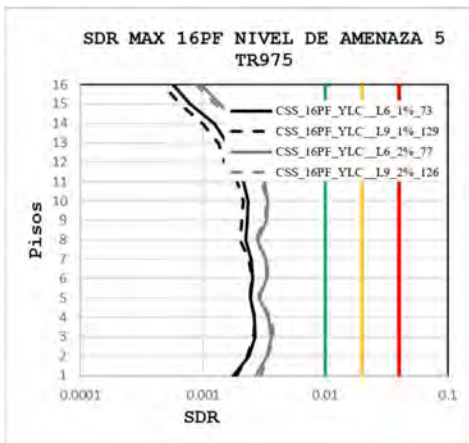
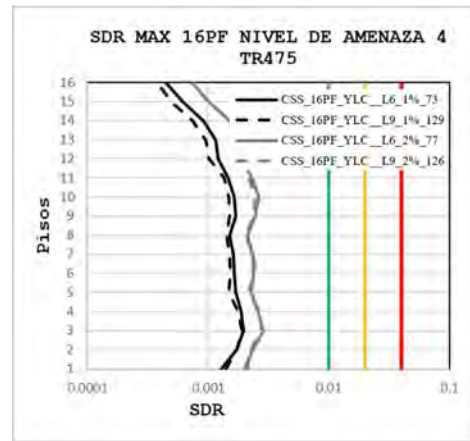
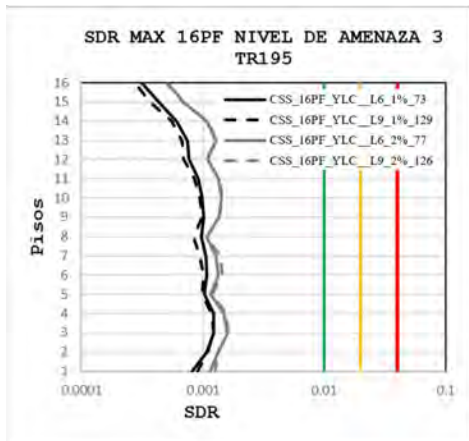
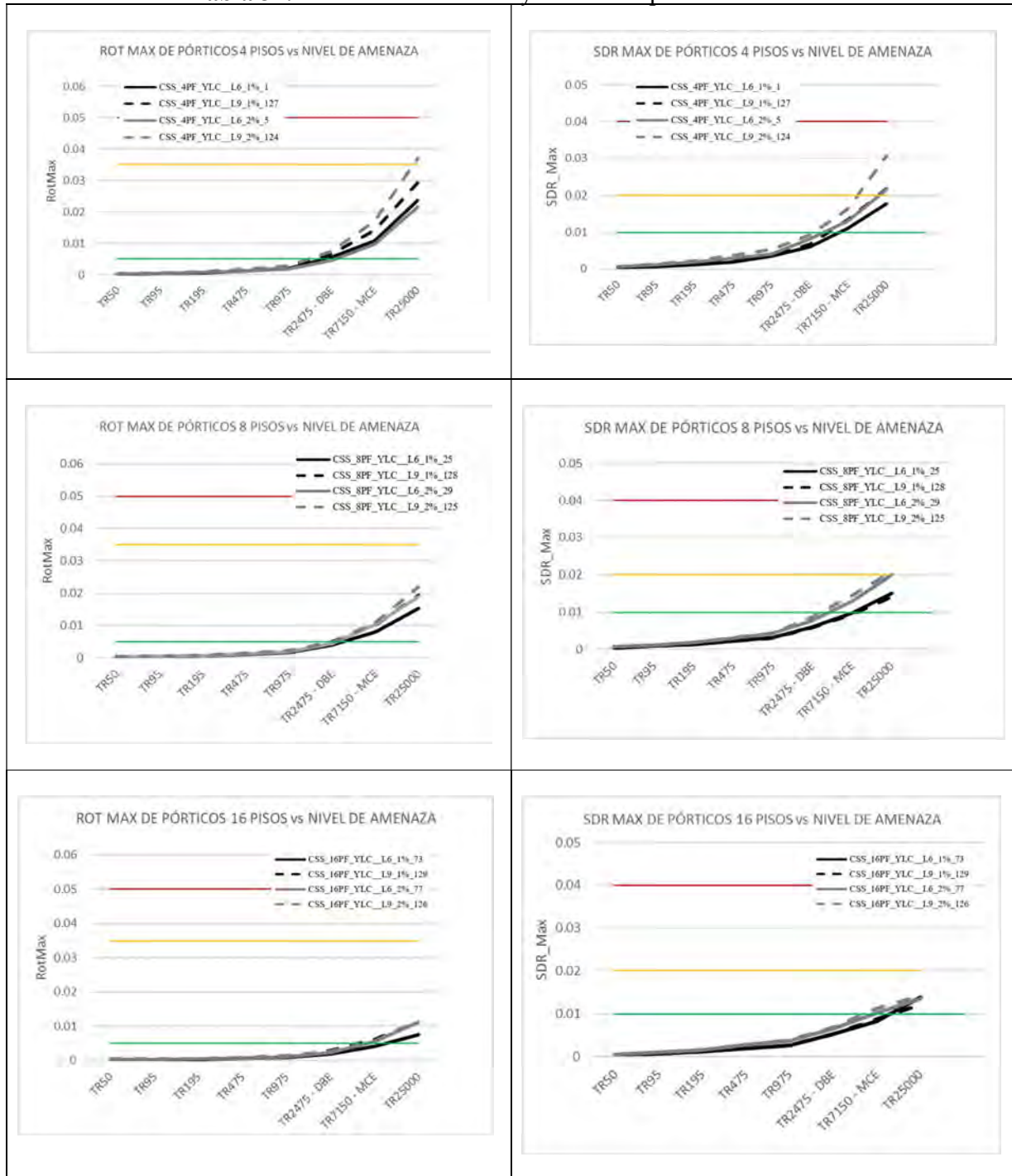


Tabla 30. Resumen de estados de los pórticos de 16 pisos a nivel de criterios de aceptación.

ROTACIÓN MÁXIMA													
Nivel de amenaza	Tasa de retorno	CSS_16PF_YLC_L6_1%_73			CSS_16PF_YLC_L9_1%_129			CSS_16PF_YLC_L6_2%_77			CSS_16PF_YLC_L9_2%_126		
		IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)	IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)	IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)	IO (0.005)	LS (0.035)	CP (0.050)
1	TR50	x			x			x			x		
2	TR95	x			x			x			x		
3	TR195	x			x			x			x		
4	TR475	x			x			x			x		
5	TR975	x			x			x			x		
6	TR2475 (DBE)	x			x			x			x		
7	TR7150 (MCE)	x				x			x			x	
8	TR25000		x			x			x			x	
DERIVA DE PISO													
Nivel de amenaza	Tasa de retorno	CSS_16PF_YLC_L6_1%_73			CSS_16PF_YLC_L9_1%_129			CSS_16PF_YLC_L6_2%_77			CSS_16PF_YLC_L9_2%_126		
		IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)	IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)	IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)	IO (1%)	LS (2%)	CP (4%)
1	TR50	x			x			x			x		
2	TR95	x			x			x			x		
3	TR195	x			x			x			x		
4	TR475	x			x			x			x		
5	TR975	x			x			x			x		
6	TR2475 (DBE)	x			x			x			x		
7	TR7150 (MCE)	x			x				x			x	
8	TR25000		x			x			x			x	

Para facilitar la interpretación de los resultados se crea la **Tabla 31** que contiene graficas se rotación máxima y máxima deriva de piso SDR de cada edificio (máximo de cualquier piso). Se observa en estas graficas congruencia entre la demanda a nivel de rotaciones y a nivel de derivas de piso (SDR).

Tabla 31. Gráficas de Rot Max y SDR Max para cada edificio



Capítulo 9. Curvas de riesgo y fragilidad

9.1 Curvas de riesgo estructural

El cálculo de riesgo requiere una conexión entre una medida de intensidad del movimiento del suelo con los impactos que este ocasiona, y esta conexión puede ser descrita con funciones de fragilidad y vulnerabilidad (Baker, 2015).

El análisis dinámico se realizó con un juego de acelerogramas seleccionados con base en la metodología de CSS (Arteta & Abrahamson, 2019). Esta metodología permite obtener parejas correlacionadas de medidas de intensidad (IM) y respuesta estructural. El CSS asigna tasas de ocurrencia a la respuesta estructural, lo que permite estimar su riesgo. Para ello, cada valor de aceleración espectral tiene una tasa de ocurrencia asignada de acuerdo con la forma e intensidad del espectro al que pertenece. Estas tasas de ocurrencia son también asignadas a la respuesta estructural, lo que permite estimar la tasa anual de excedencia de ellas, o su inverso, el periodo de retorno. Esto ofrece una plataforma de comparación objetiva bajo diferentes niveles de amenaza sísmica, por ejemplo, desde un periodo de retorno de 100 hasta 10,000 años. CSS entonces permite estimar cuán frecuente o raro es cierto nivel de respuesta (demanda) estructural para tomar decisiones mejor informadas. En este sentido la estimación de las curvas de riesgo se rige bajo la siguiente ecuación (9-1):

$$\lambda(edp) \equiv \nu(EDP > d) = \sum_{i=1}^{\#recordings} Rate_{CSS,i} H(EDP - d)$$

Donde $\nu(EDP > d)$ es la frecuencia anual para superar el nivel de demanda y $H(EDP - d)$ es 1 o 0.

En las **Figura 38**, **Figura 39** y **Figura 40** se presentan las curvas de riesgo para derivas de piso, rotaciones y V_u/V_n para los pórticos de 4, 8 y 16 pisos respectivamente. Las series de línea punteada hacen referencia a pórticos cuyas vigas son de mayor altura que los pórticos con línea continua. Los colores diferencian los límites admisibles de deriva de diseño, rotaciones y cortante. Note que el eje Y también se puede interpretar como el inverso del periodo de retorno (TR) de la respuesta estructural. Se observa que las curvas de riesgo de los edificios diseñados con una deriva límite del 2% tiene mayores ordenadas. Es decir, el riesgo para los pórticos de 4, 8 y 16 pisos es mayor si el requisito de deriva es relajado. Entre la pareja de arquetipos con mayor riesgo de derivas, los que son diseñados con vigas de gran peralte muestran el mayor riesgo para todos los niveles de respuesta estructural. En esta misma tabla se describen curvas de riesgo para rotaciones en extremos de columnas, donde las conclusiones anteriores se mantienen. Note que en ambas figuras la respuesta del edificio de 16 pisos no es impactado en gran medida por el peralte de las vigas, ya que por su altura, las columnas son naturalmente robustas.

El análisis que sigue se enfoca a los edificios con vigas de peralte alto por ser los más vulnerable, según la discusión anterior. Las **Figura 38**, **Figura 39** y **Figura 40** tienen como referencia líneas horizontales indicando periodos de retorno que se denotan como frecuente (TR = 75 años), de diseño (TR = 500 años) y raro (TR = 2500 años). La **Tabla 32** resume los periodos de retorno para cada uno de los criterios de aceptación descritos anteriormente para derivas máximas de piso (SDR), para rotaciones máximas en columnas (ROT) y cortante. Los resultados de derivas máximas de piso y rotaciones en columnas sugieren que para pórticos de 4 y 8 pisos el riesgo de estar sobre el criterio de ocupación inmediata (IO) disminuye entre un 10% y 20% al comparar los pórticos que cumplen con columna fuerte viga débil y aquellos con vigas altas con menor relación de momentos, para LS y CP, el riesgo disminuye entre 20% y un 50%. Se confirma que en los pórticos de 16 pisos la diferencia es menor al 5%.

Tabla 32. Periodos de retorno para los criterios de aceptación en derivas, rotaciones y relación Vu/Vn.

Número de pisos	Nombre	SDR			ROT			Vu/Vn	
		TR IO (1%)	TR LS (2%)	TR CP (4%)	TR IO (0.005)	TR LS (0.035)	TR CP (0.05)	40%	50%
4	CSS_4PF_YLC_L6_1%_1	1660	3219	14367	1348	5801	20208	1250	5000
4	CSS_4PF_YLC_L6_2%_5	1408	2441	10449	1295	8483	18457	1670	100000
4	CSS_4PF_YLC_L9_1%_127	1501	2462	11648	1081	3207	7605	500	1670
4	CSS_4PF_YLC_L9_2%_124	1269	1965	3826	1025	2737	6311	200	333
8	CSS_8PF_YLC_L6_1%_25	1616	4427	29898	2165	8479	30318	400	5000
8	CSS_8PF_YLC_L6_2%_29	1297	2681	8343	1974	3549	9005	1250	3333
8	CSS_8PF_YLC_L9_1%_128	1710	4558	72963	2073	9267	66872	333	590
8	CSS_8PF_YLC_L9_2%_125	1146	2116	4090	1559	3210	4040	250	500
16	CSS_16PF_YLC_L6_1%_73	1780	4290	205769	3064	75461	359562	1000	1430
16	CSS_16PF_YLC_L6_2%_77	1463	2843	5138	2427	4369	4680	770	1670
16	CSS_16PF_YLC_L9_1%_125	1773	4462	873622	2871	147769	928535	500	1250
16	CSS_16PF_YLC_L9_2%_126	1376	2133	4201	2452	3442	4949	555	1000

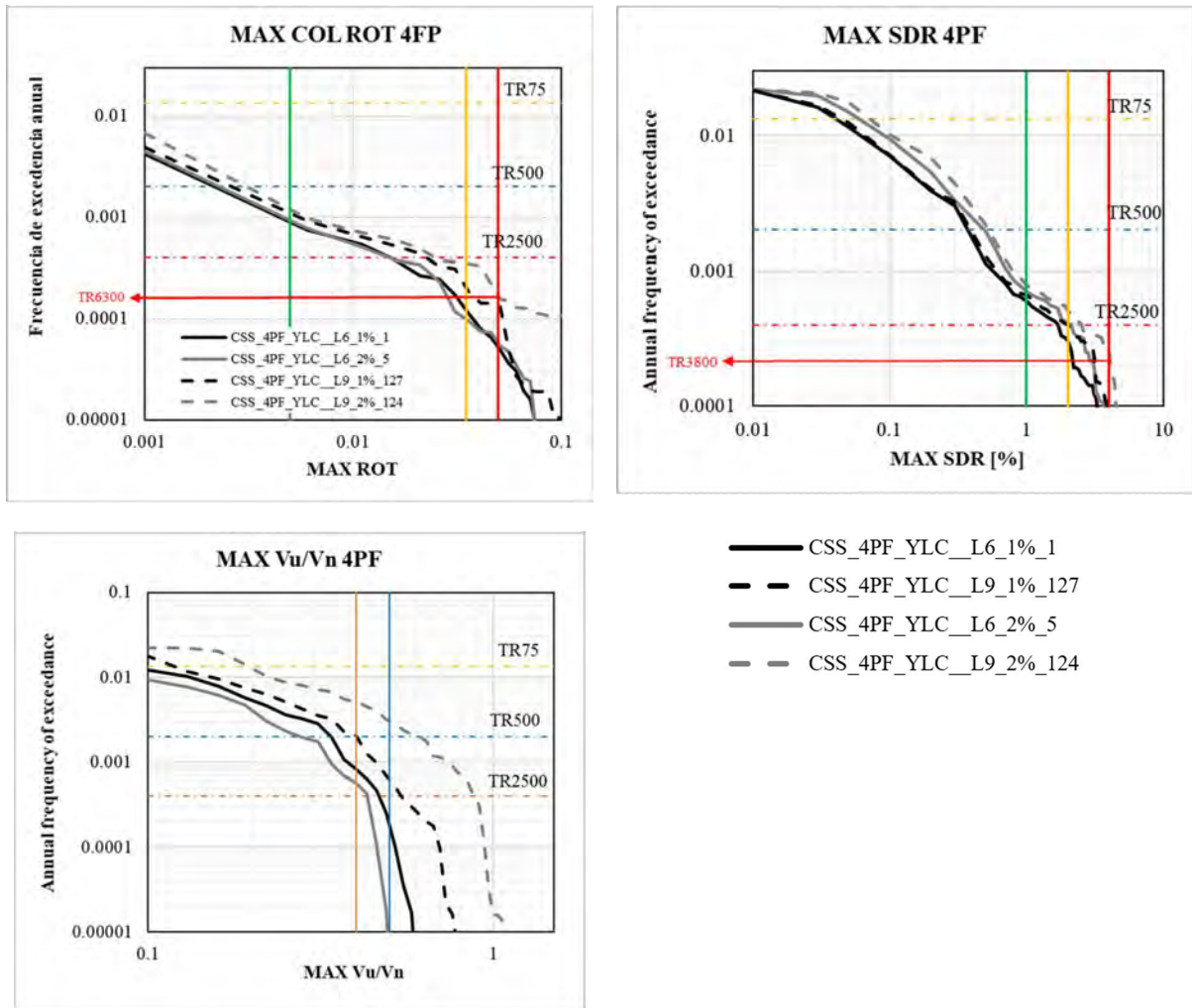
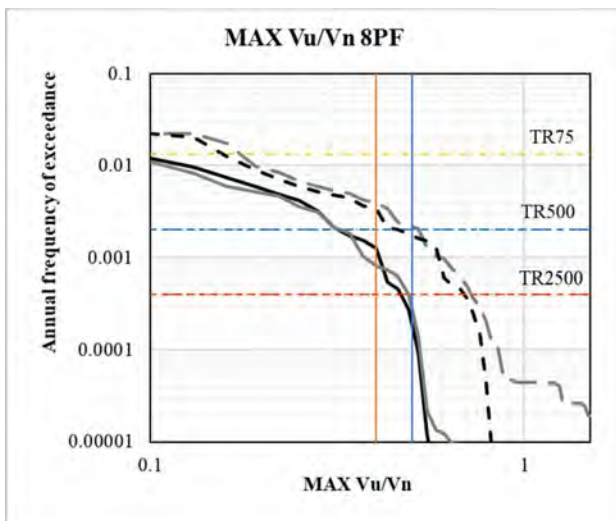
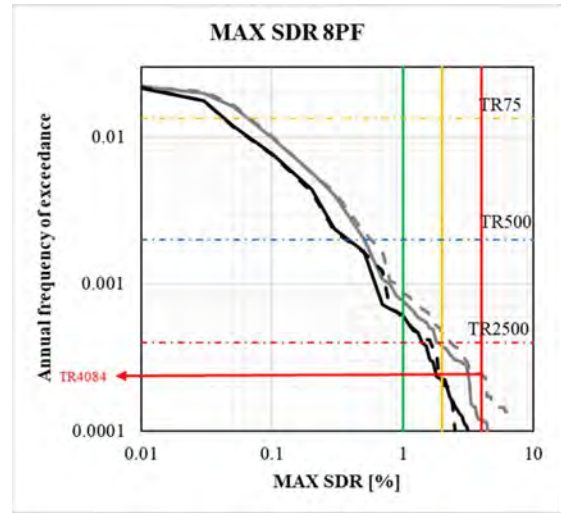
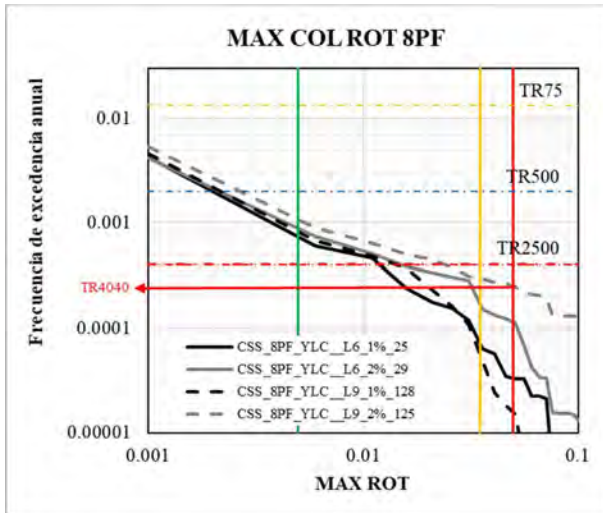


Figura 38. Curvas de riesgo de rotación de columnas, derivas de piso y relación V_u/V_n – Pórticos 4 pisos.



- CSS_8PF_YLC_L6_1%_25
- - CSS_8PF_YLC_L9_1%_128
- CSS_8PF_YLC_L6_2%_29
- - CSS_8PF_YLC_L9_2%_125

Figura 39. Curvas de riesgo de rotación de columnas, derivas de piso y relación Vu/Vn – Pórticos 8 pisos.

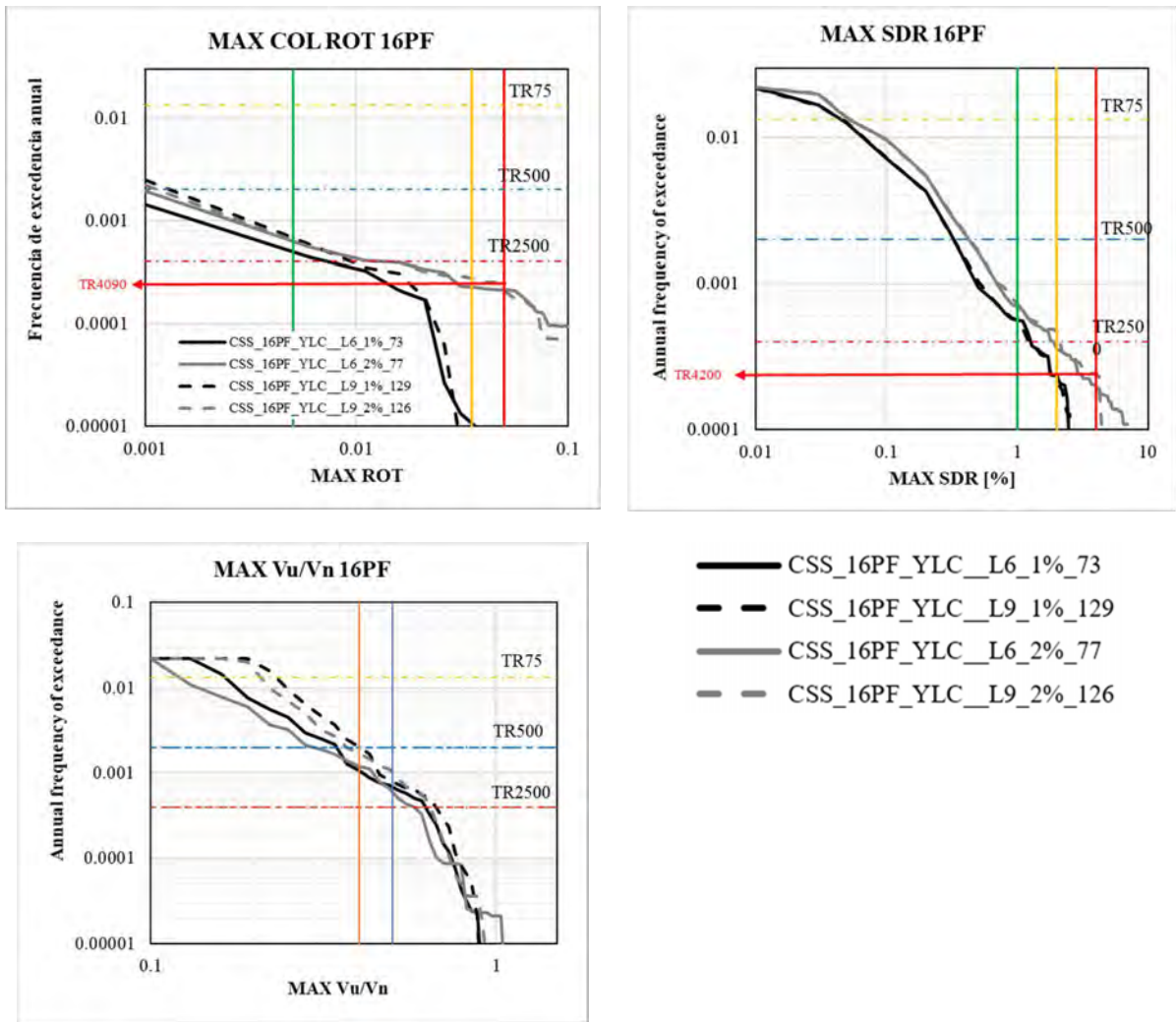
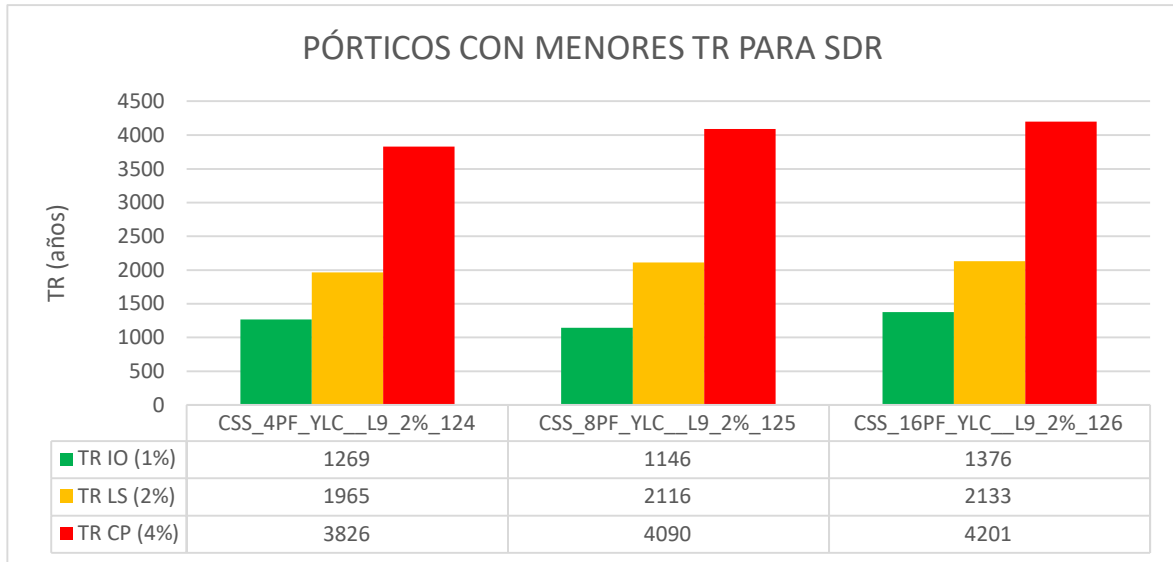


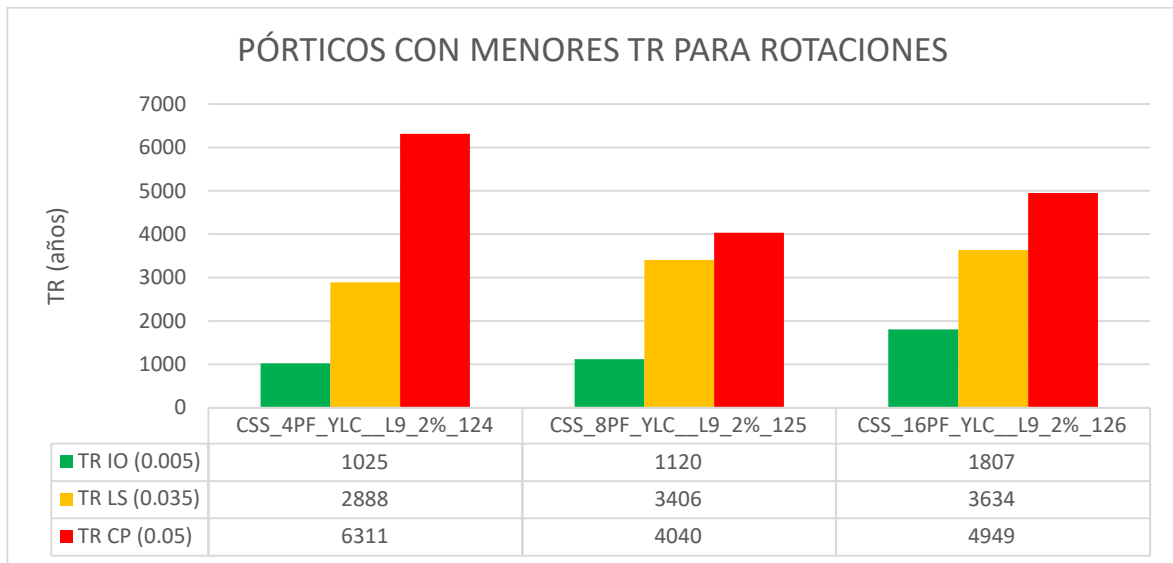
Figura 40. Curvas de riesgo de rotación de columnas, derivas de piso y relación Vu/Vn – Pórticos 16 pisos.

La **Figura 41** muestra los pórticos con menores TR en donde para 4 pisos la mínima tasa de retorno en IO de todas las curvas está alrededor de los 1000 años, en LS es de 1900 años y en CP es de 3800 años y estos datos corresponde al pórtico con el 2% de diseño y peralte de viga alto **CSS_4PF_YLC_L9_2%_124**. Para los pórticos de 8 piso la mínima tasa de retorno en IO de todas las curvas está alrededor de los 1100 años, en LS es de 2100 años y en CP es de 4100 años y estos datos corresponde al pórtico con el 2% de diseño y peralte de viga alto **CSS_8PF_YLC_L9_2%_125**. Para los pórticos de 16 piso la mínima tasa de retorno en IO de todas las curvas está alrededor de los 1300 años, en LS es de 2100 años y en CP es de 4200 años y estos datos corresponde al pórtico con el 2% de diseño y peralte de viga alto **CSS_16PF_YLC_L9_2%_126**. Es decir, que estos pórticos superarían IO y LS para DBE ya que

presentan periodos de retorno menores a 2475 años lo que los coloca en un importante nivel de riesgo. El resto de los pórticos presentan un mejor comportamiento.



(a)



(b)

Figura 41. (a) Pórticos con menores TR para SDR (b) Pórticos con menores TR para rotaciones

9.2 Curvas de Fragilidad

Las funciones de fragilidad son definidas como funciones matemáticas que expresan la probabilidad de que un evento indeseable ocurra en función de una medida del entorno de excitación (Porter, 2015). Se trata de una predicción binaria que permite estimar la probabilidad de que una estructura exceda cierto nivel de daño (e.g., colapso) dado un valor de la medida de intensidad (IM) utilizada. Típicamente, estas funciones son ajustadas a partir de una función de distribución acumulada lognormal como se presenta en la ecuación (9-1).

$$P(EDP \geq edp | IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \ln(\theta)}{\beta}\right) \quad (9-1)$$

donde $P(EDP > edp | IM = x)$ representa la probabilidad de que una medida de intensidad (e.g., PGA , $Sa(T)$, $S_{aAVG}(T)$) con un valor dado de x exceda un estado de daño en términos de un parámetro de respuesta estructural (e.g., SDR , RDR); θ es la mediana de la función de fragilidad, es decir, el valor de IM para el cual hay un 50% de probabilidad de que se exceda el nivel de daño; β es la desviación estándar del logaritmo natural de IM ($\ln IM$); y $\Phi()$ representa la función de distribución acumulada estandar normal. Lo anterior supone que los valores IM siguen una distribución lognormal. La ecuación anterior puede ser generalizada al considerar estados de daño (DS) discretos que van incrementando en severidad. Cómo definir estos estados de daño es decisión de cada modelador, sin embargo, hay normativas que presentan una guía para ayudar en su definición. Por ejemplo, HAZUS (1999) presenta cuatro estados de daño para sus curvas de fragilidad: leve, moderado, severo y completo, y el parámetro de demanda que define cada uno de esos estados depende de la tipología estructural en consideración. En este sentido, la ecuación (9-1) puede ser escrita en término de estados de daño como se presenta en la ecuación (9-2).

$$P(DS \geq ds_i | IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x) - \ln(\theta)}{\beta}\right) \quad (9-2)$$

Las curvas de fragilidad pueden ser estimadas de forma empírica, analítica o a partir de juicio de expertos. En este trabajo son de interés las desarrolladas de forma analítica. Como se mencionó implícitamente en los párrafos anteriores, las funciones de fragilidad son definidas a partir de dos parámetros: la mediana (θ) y la desviación estándar del lognormal de los datos β . En la literatura existen varios procedimientos para la estimación de estos dos parámetros, los más utilizados son: (i) análisis dinámico incremental IDA, (ii) análisis dinámico incremental truncado TIDA, y (iii) análisis de bandas múltiples MSA.

Por su parte, las funciones de vulnerabilidad cuantifican resultados cuando la variable de interés es continua y no una variable binaria asociada a si sobrepasa o no el estado limite (Baker, 2015). Una función de vulnerabilidad, también conocida como función de daño, de pérdida o de consecuencia, predice la probabilidad de que una consecuencia ocurra dado un valor IM y puede ser descrita como se presenta en la ecuación (9-3).

$$P(DV > dv|IM = x) = 1 - F(c|x) \quad (9-3)$$

donde DV es una variable de decisión o de consecuencia (e.g., costos de reparación, número de muertos o de heridos, tiempo de cese de operación) y $F(c|x)$ es la función de distribución acumulada de la consecuencia dado un valor $IM = x$ que típicamente tiene distribución lognormal o beta.

Con la selección de acelerogramas realizada con la metodología CSS se procede a registrar la respuesta máxima estructural (EDP por sus siglas en inglés) tipo (i) deriva de piso, (ii) rotaciones de vigas y columnas, y (iii) relación de cortantes último a resistente en columnas, lo cual permite obtener parejas correlacionadas de IM y EDP, necesarias para construir curvas de excedencia de respuesta estructural condicionadas a IM (e.g. $P(EDP > edp | IM)$) (Ceballos, 2022). Para pórticos de 4 pisos se estableció un rango de SaT1 para MCE entre 0.33 y 0.5, para pórticos de 8 pisos se estableció un rango de SaT1 para MCE entre 0.18 y 0.28 y para Para pórticos de 16 pisos se estableció un rango de SaT1 para MCE entre 0.10 y 0.16. En la **Figura 42** se muestra un ejemplo de estas curvas para pórticos de 4 pisos.

En las **Figura 43** y **Figura 44** se presentan las variaciones de variaciones de Θ y β utilizados en la construcción de las curvas de fragilidad.

De las tablas **Tabla 33** y **Tabla 34** se observan en general mayores probabilidades de excedencia dado SDRmax y ROTmax de los pórticos con vigas de peralte alto comparados con los que cumplen con el criterio columna fuerte viga débil y que tienen mayores α . De estas tablas se concluye que a nivel de derivas de piso y rotaciones máximas en columnas la probabilidad de excedencia para IO para pórticos diseñados con el 1% de deriva aumenta entre un 0% y un 15% al comparar los pórticos que cumplen con columna fuerte viga débil y aquellos con vigas de peralte alto con menor relación de momentos, para los pórticos diseñados con el 2% de deriva ese aumento en probabilidad llega hasta un 30%. Para CP (excedencia del 4% de deriva) los pórticos **CSS_4PF_YLC_L9_2%_124**, **CSS_8PF_YLC_L9_2%_125**, **CSS_16PF_YLC_L9_2%_126** presentan las más altas probabilidades de colapso dado SDRmax o RotMax llegando incluso a un 4%. Todos los pórticos que cumplen con el criterio de columna fuerte viga débil tienen 0% de probabilidad de excedencia en CP.

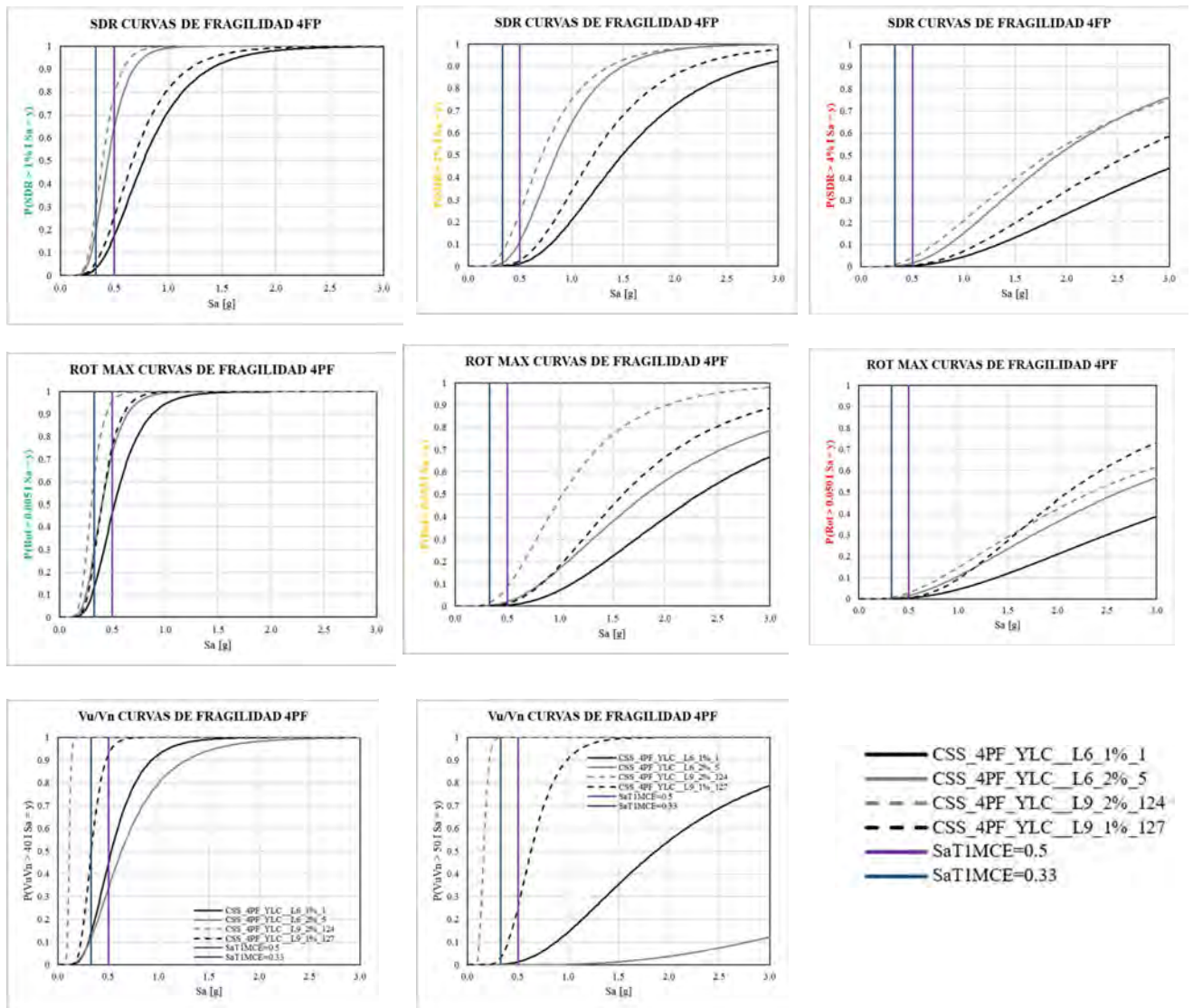
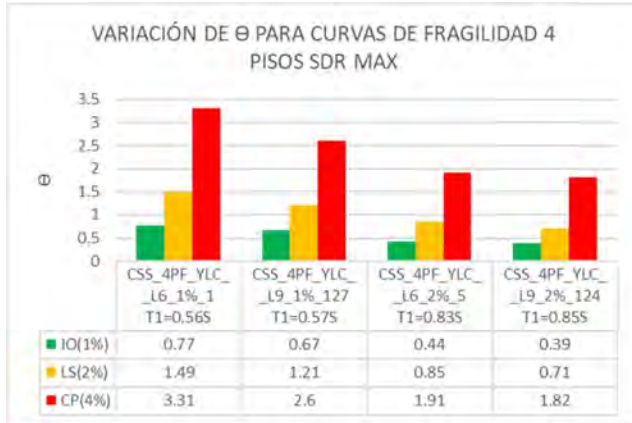
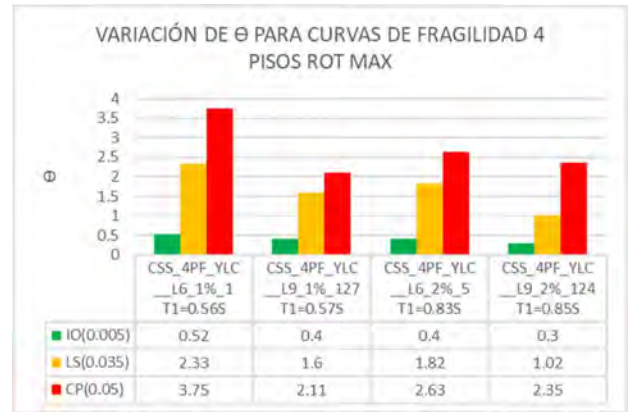


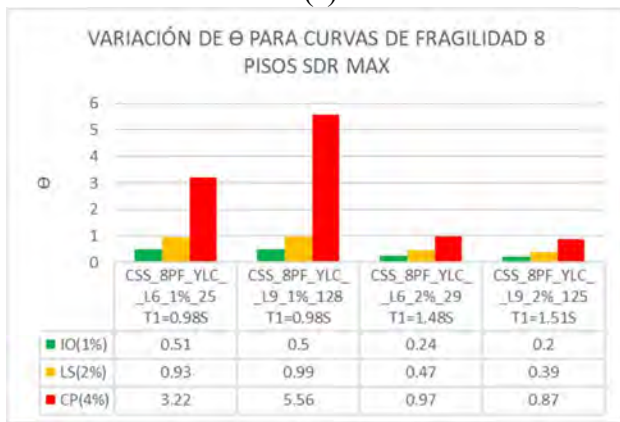
Figura 42. Curvas de fragilidad para SDRmax, ROTmax y Vu/Vn - pórticos 4 pisos.



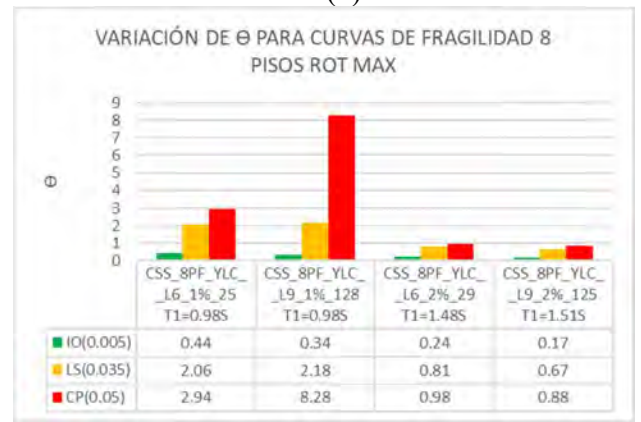
(a)



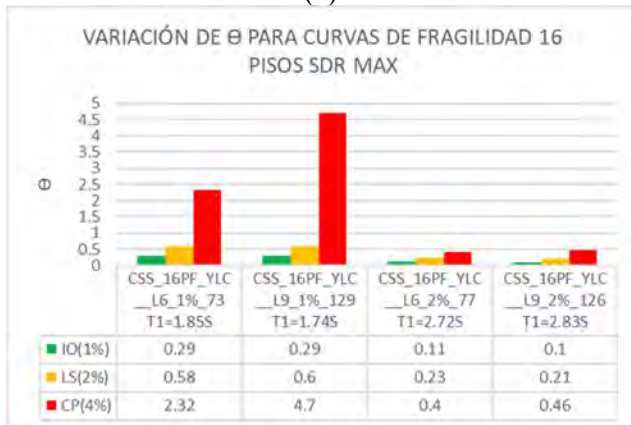
(b)



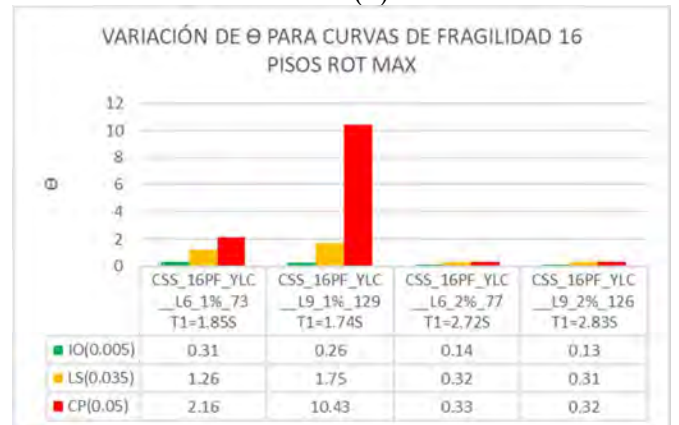
(c)



(d)

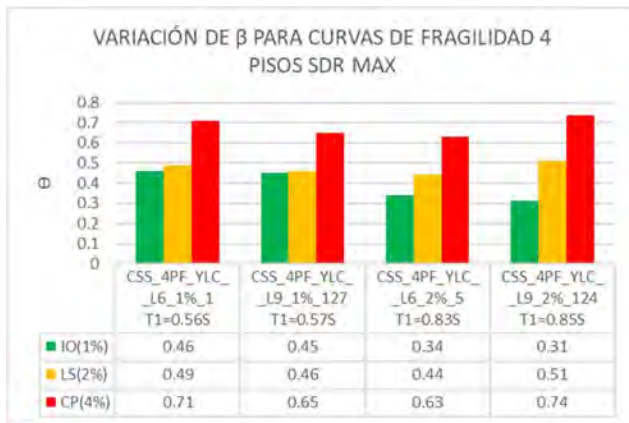


(e)

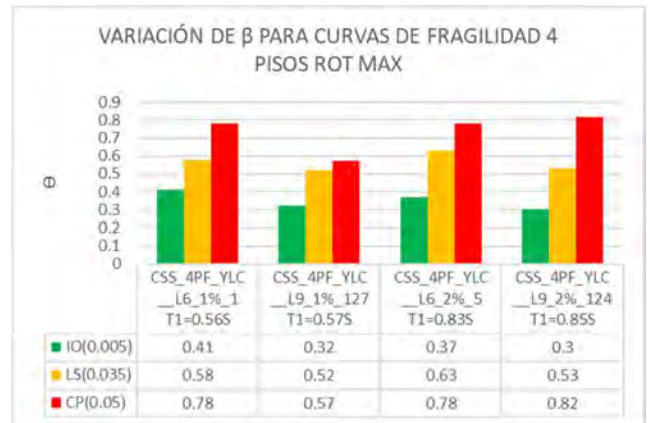


(f)

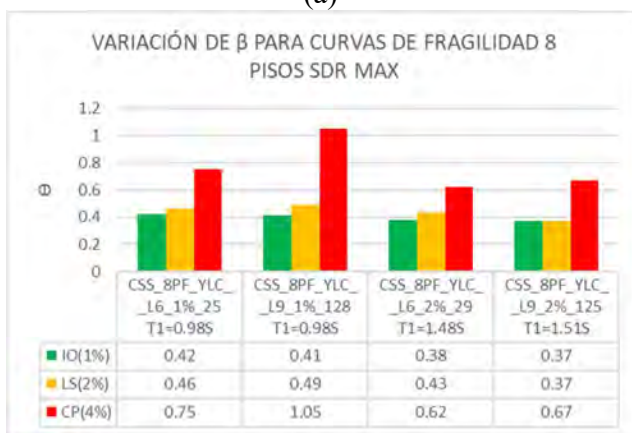
Figura 43. Variación de θ para SDRmax y ROTmax (a) θ para 4 pisos SDRmax (a) θ para 4 pisos ROTmax (a) θ para 8 pisos SDRmax (a) θ para 8 pisos ROTmax (a) θ para 16 pisos SDRmax (a) θ para 16 pisos ROTmax



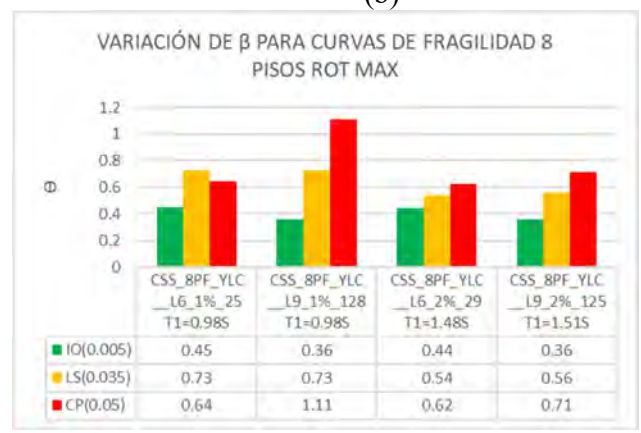
(a)



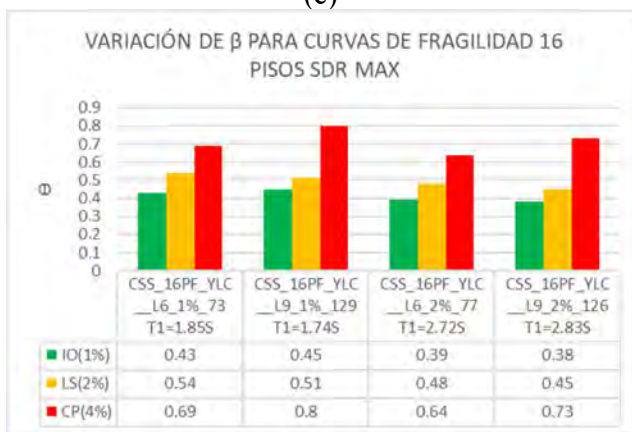
(b)



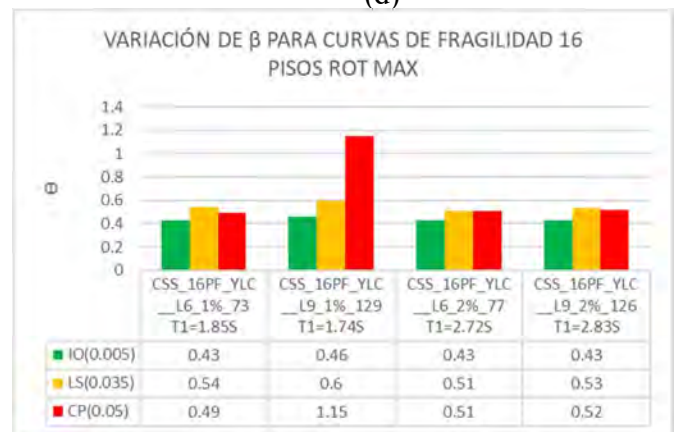
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 44. Variación de β para SDRmax y ROTmax (a) β para 4 pisos SDRmax (a) β para 4 pisos ROTmax (a) β para 8 pisos SDRmax (a) β para 8 pisos ROTmax (a) β para 16 pisos SDRmax (a) β para 16 pisos ROTmax

Tabla 33. Probabilidades de excedencia de estados límite para derivas máximas de piso.

PÓRTICOS	DERIVA DE PISO MÁXIMA PARA MCE											
	CSS_L6_1%			CSS_L9_1% VIGA ALTA			CSS_L6_2%			CSS_L9_2% VIGA ALTA		
	IO(1%)	LS(2%)	CP(4%)	IO(1%)	LS(2%)	CP(4%)	IO(1%)	LS(2%)	CP(4%)	IO(1%)	LS(2%)	CP(4%)
4P	20%	3%	0%	25%	5%	0%	15%	0%	0%	25%	8%	2%
8P	10%	0%	0%	10%	0%	0%	23%	2%	0%	30%	2%	0%
16P	10%	2%	0%	10%	2%	0%	45%	5%	1%	45%	5%	1%

Tabla 34. Probabilidades de excedencia de estados límite para rotaciones máximas en columnas.

PÓRTICOS	ROTACIÓN MÁXIMA PARA MCE											
	CSS_L6_1%			CSS_L9_1% VIGA ALTA			CSS_L6_2%			CSS_L9_2% VIGA ALTA		
	IO(1%)	LS(2%)	CP(4%)	IO(1%)	LS(2%)	CP(4%)	IO(1%)	LS(2%)	CP(4%)	IO(1%)	LS(2%)	CP(4%)
4P	50%	2%	0%	75%	4%	0%	30%	0%	0%	60%	4%	0%
8P	20%	0%	0%	25%	0%	0%	33%	0%	0%	60%	0%	2%
16P	7%	0%	0%	10%	0%	0%	30%	5%	4%	30%	5%	4%

Capítulo 10. Conclusiones y trabajos futuros

Del análisis de variables que influyen en el cálculo de la relación de momentos se puede concluir que para relaciones de alturas de sección de columna y viga (H_c/H_b) inferiores a 0.6 ninguna combinación de la matriz de datos logra llegar a una relación de momentos $\alpha=1.2$ incluso con relaciones de cuantías longitudinales de columna y viga (ρ_{col}/ρ_{top}) cercanos a 7. Una regla para garantizar que $\alpha \geq 1.2$ es que $H_c \geq H_b$ y que $\frac{\rho_{col}}{\rho_{top}} \geq 1.5$.

Con respecto al desempeño de los pórticos seleccionados para este estudio se puede indicar que en general la respuesta de estos, tanto los que cumplen con el criterio de columna fuerte viga débil como aquellos pórticos con vigas de peralte alto y menor relación de momentos, fue satisfactoria basados en los análisis de pushover, curvas de riesgo y fragilidad.

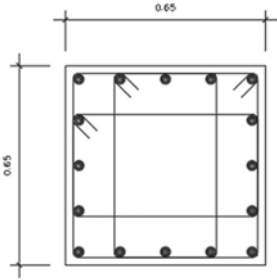
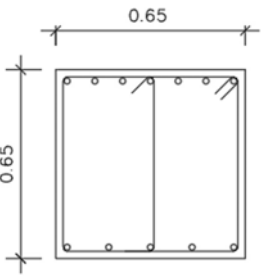
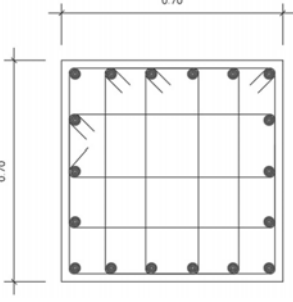
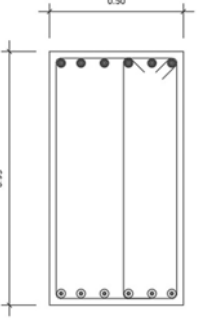
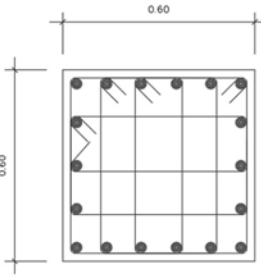
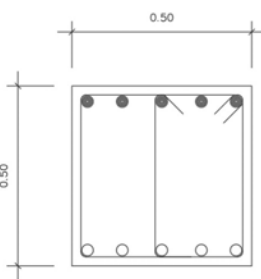
Desde la perspectiva de riesgo, los pórticos cumplieron para niveles de demanda con un periodo de retorno de hasta 2000 años en seguridad de vida (LS), cercanos al sismo de diseño DBE (TR2475), a pesar de que los edificios no necesariamente están bien concebidos para ser sismorresistentes; sin embargo, se debe reconocer que la demanda es intermedia, y no induce a las estructuras intensidades altas dentro de su rango de comportamiento inelástico. Por otro lado, se observa que en los pórticos inferiores a 8 pisos con vigas altas, y por ende menores relaciones de momentos, se generan rotaciones plásticas más altas en las columnas, lo que puede aumentar los niveles de riesgo de esos pórticos. Al revisar las curvas de fragilidad se encuentra una situación similar en donde los pórticos menores a 8 pisos presentan unas mayores diferencias en probabilidad de excedencia a nivel de IO incluso cercanos al 75% de probabilidad de excedencia en rotaciones y de un 30% en derivas de piso. A nivel de CP las probabilidades de excedencia son bajas en todos los pórticos.

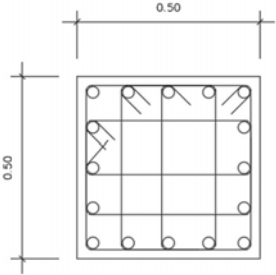
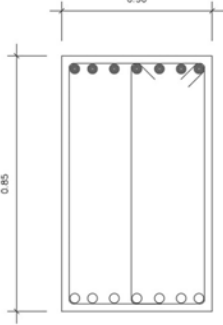
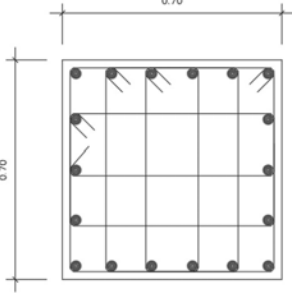
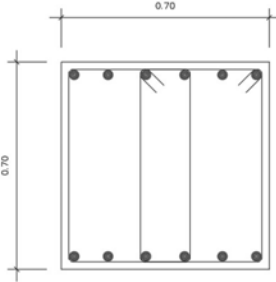
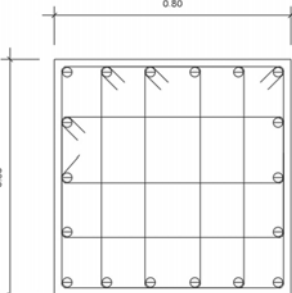

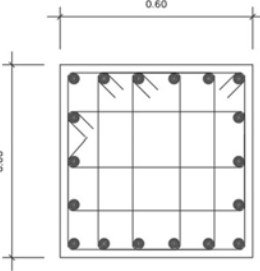
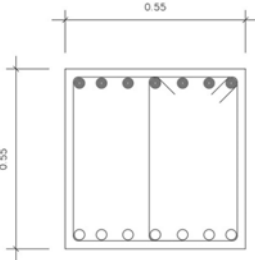
Por otro lado, para pórticos superiores a 8 pisos el diseño inevitablemente genera columnas muy robustas, por lo que naturalmente cumplen con el criterio de columna fuerte viga débil. Por tanto, los próximos estudios se deben enfocar en analizar una mayor cantidad de pórticos en el rango de 2 pisos a 8 pisos ampliando los espectros de variables como pórticos espaciados y diseños de vigas en T contemplando el aporte de la losa a la resistencia de la viga para poder establecer un mejor criterio y una amplia base de datos que permitan nutrir estas primeras conclusiones.

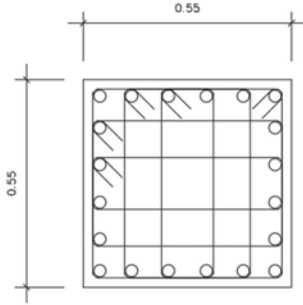
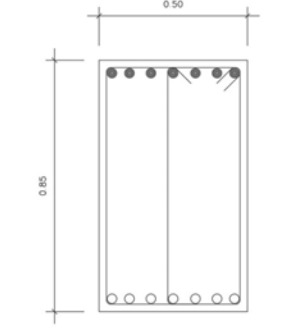
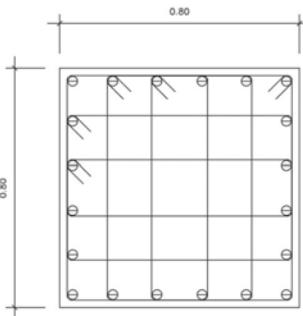
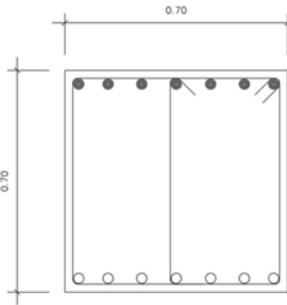
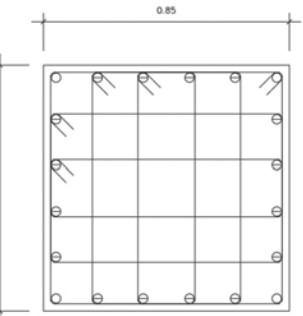
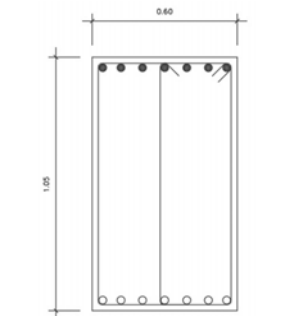
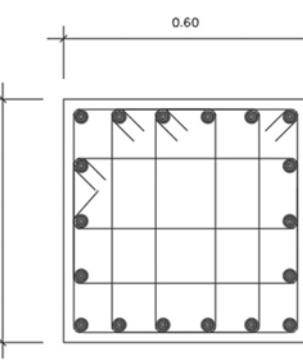
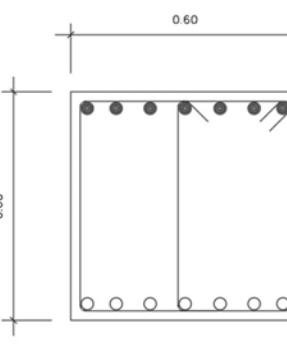
Con los datos del presente trabajo se confirma que el cumplimiento del criterio de columna fuerte viga débil es fundamental para evitar mecanismos de piso y garantizar mejores desempeños a nivel de sismoresistencia, sobre todo en pórticos menores a 8 pisos. Esto es consistente con observaciones post terremoto que muestran que los edificios de menos de 10 pisos son los que más sufren de mecanismos de piso.

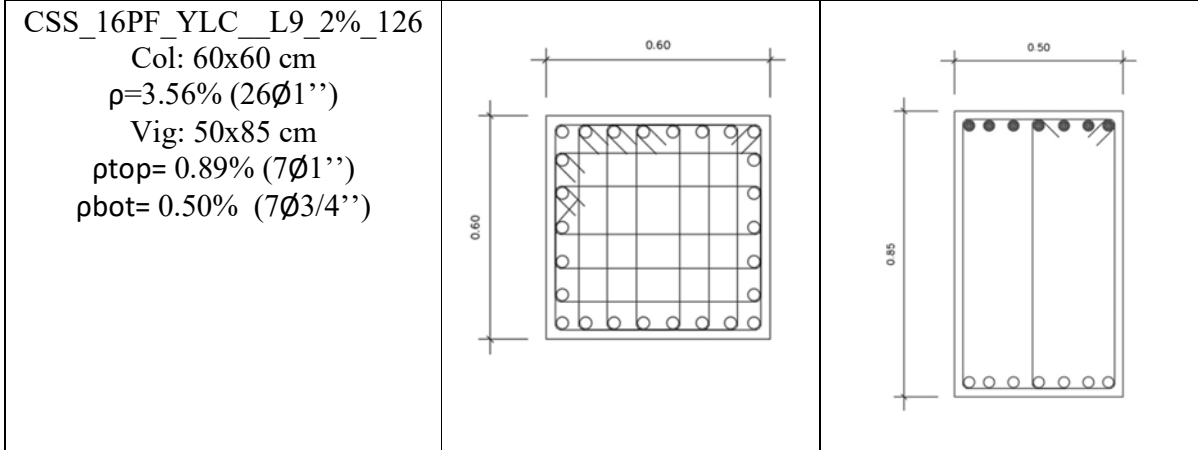
Anexos

Anexo 01. Detallado de Vigas y Columnas

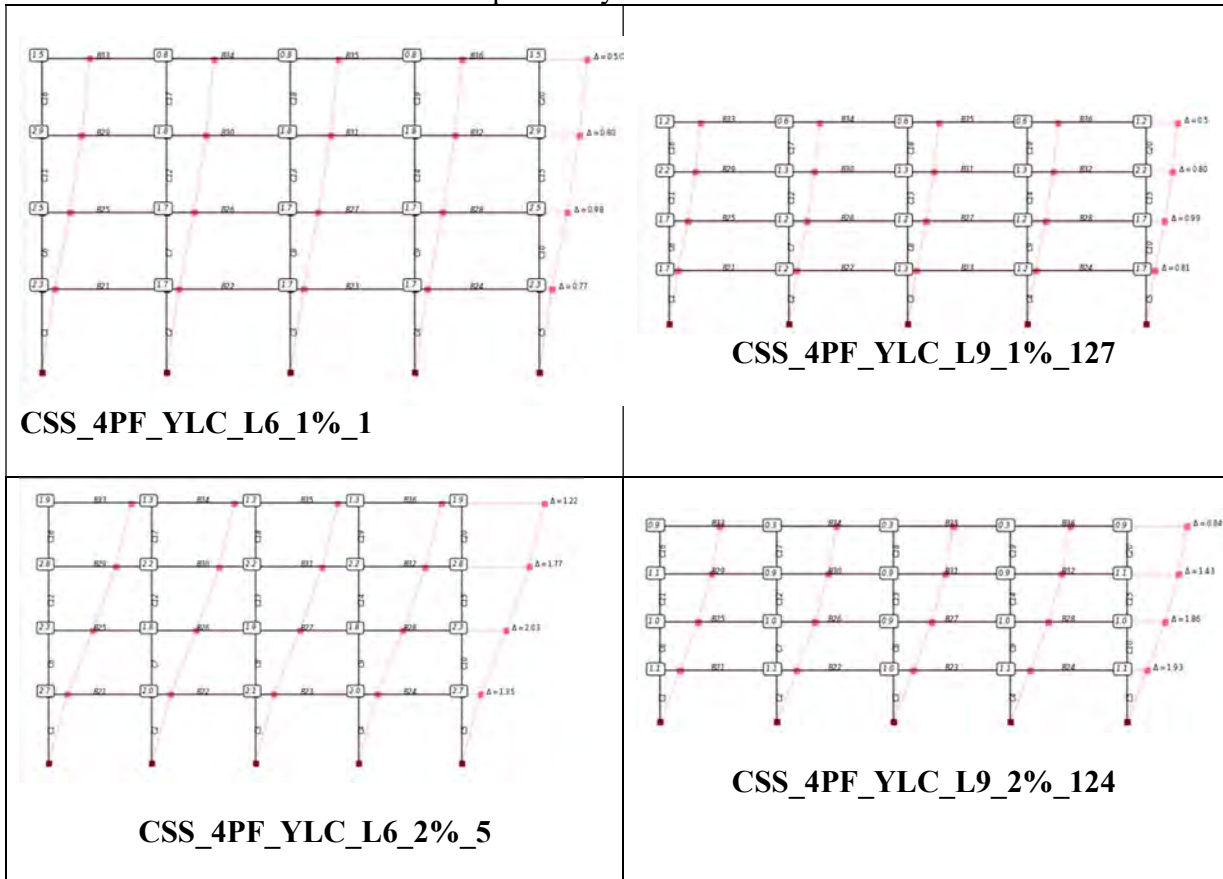
PÓRTICOS	DISEÑO ESTRUCTURAL COLUMNAS	DISEÑO ESTRUCTURAL VIGAS
<p>CSS_4PF_YLC_L6_1%_1 Col: 65x65 cm $\rho=1.08\%$ (16$\emptyset 3/4''$)</p> <p>Vig: 65x65 cm $\rho_{top}=0.51\%$ (7$\emptyset 3/4''$) $\rho_{bot}=0.36\%$ (5$\emptyset 3/4''$) #Ramas: Espaciamiento:</p>		
<p>CSS_4PF_YLC_L9_1%_127 Col: 70x70 cm $\rho=1.05\%$ (18$\emptyset 3/4''$)</p> <p>Vig: 50x95 cm $\rho_{top}=0.52\%$ (6$\emptyset 7/8''$) $\rho_{bot}=0.38\%$ (6$\emptyset 3/4''$) #Ramas: Espaciamiento:</p>		
<p>CSS_4PF_YLC_L6_2%_5 Col: 60x60 cm $\rho=1.43\%$ (18$\emptyset 3/4''$)</p> <p>Vig: 50x50 cm $\rho_{top}=1.13\%$ (5$\emptyset 1''$) $\rho_{bot}=0.63\%$ (5$\emptyset 3/4''$)</p>		

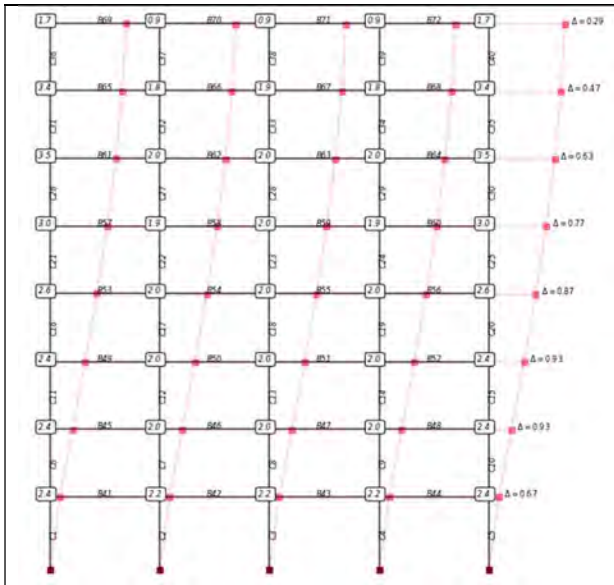
<p>CSS_4PF_YLC_L9_2%_124 Col: 50x50 cm $\rho=3.24\%$ (16\emptyset1'') Vig: 50x85 cm $\rho_{top}=0.89\%$ (7\emptyset1'') $\rho_{bot}=0.35\%$ (7\emptyset5/8'')</p>		
<p>CSS_8PF_YLC_L6_1%_25 Col: 70x70 cm $\rho=1.05\%$ (18\emptyset3/4'') Vig: 70x70 cm $\rho_{top}=0.51\%$ (6\emptyset7/8'') $\rho_{bot}=0.37\%$ (6\emptyset3/4'')</p>		
<p>CSS_8PF_YLC_L9_1%_128 Col: 80x80 cm $\rho=1.05\%$ (18\emptyset7/8'') Vig: 50x100 cm $\rho_{top}=0.57\%$ (7\emptyset7/8'') $\rho_{bot}=0.42\%$ (7\emptyset3/4'')</p>		
<p>CSS_8PF_YLC_L6_2%_29 Col: 60x60 cm $\rho=1.32\%$ (18\emptyset3/4'') Vig: 55x55 cm $\rho_{top}=0.99\%$ (7\emptyset7/8'') $\rho_{bot}=0.51\%$ (7\emptyset5/8'')</p>		

<p>CSS_8PF_YLC_L9_2%_125 Col: 55x55 cm $\rho=3.35\%$ (20$\varnothing 1''$)</p> <p>Vig: 50x85 cm $\rho_{top}=0.89\%$ (7$\varnothing 1''$) $\rho_{bot}=0.50\%$ (7$\varnothing 3/4''$)</p>		
<p>CSS_16PF_YLC_L6_1%_73 Col: 80x80 cm $\rho=1.07\%$ (20$\varnothing 7/8''$)</p> <p>Vig: 70x70 cm $\rho_{top}=0.60\%$ (7$\varnothing 7/8''$) $\rho_{bot}=0.44\%$ (7$\varnothing 3/4''$)</p>		
<p>CSS_16PF_YLC_L9_1%_129 Col: 85x85 cm $\rho=1.1\%$ (4$\varnothing 1'' + 16\varnothing 7/8''$)</p> <p>Vig: 60x105 cm $\rho_{top}=0.60\%$ (7$\varnothing 1''$) $\rho_{bot}=0.45\%$ (7$\varnothing 7/8''$)</p>		
<p>CSS_16PF_YLC_L6_2%_77 Col: 60x60 cm $\rho=1.43\%$ (18$\varnothing 3/4''$)</p> <p>Vig: 60x60 cm $\rho_{top}=0.82\%$ (7$\varnothing 7/8''$) $\rho_{bot}=0.60\%$ (7$\varnothing 3/4''$)</p>		

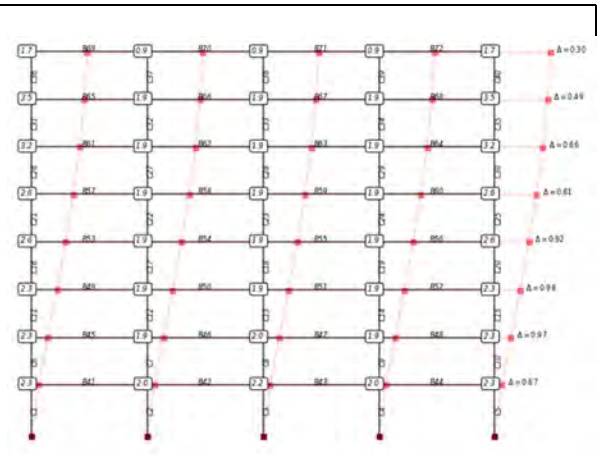


Anexo 02. Derivas de pórticos y relación de momentos en nudos

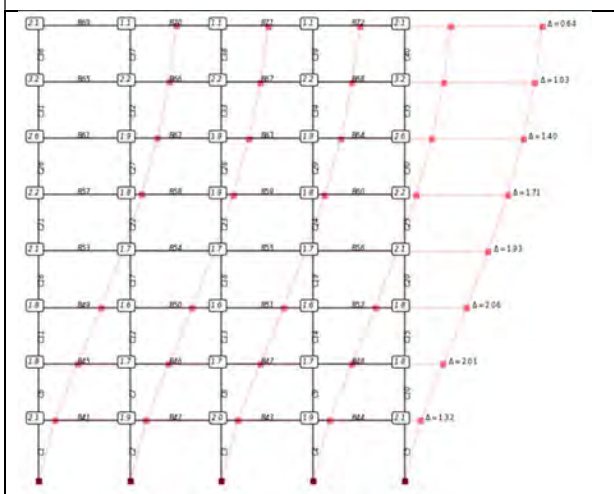




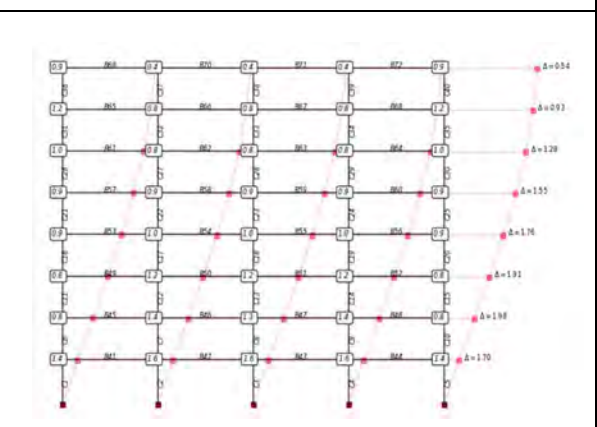
CSS_8PF_YLC_L6_1%_25



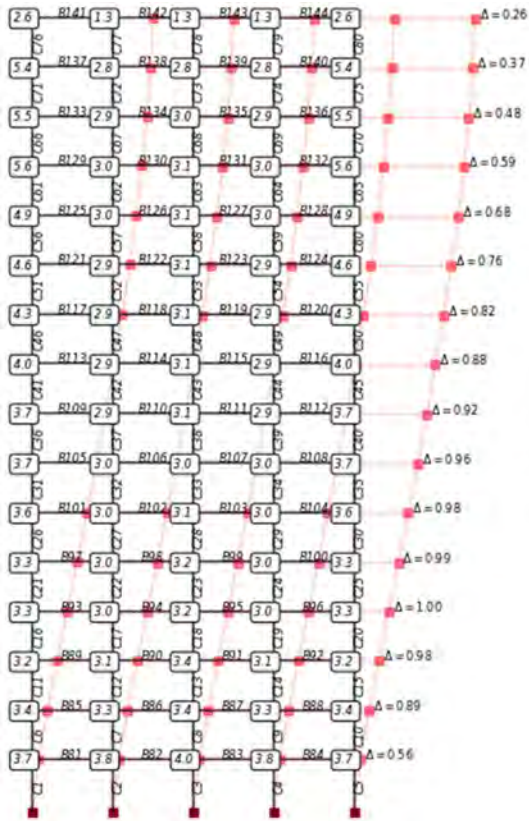
CSS_8PF_YLC_L9_1%_128



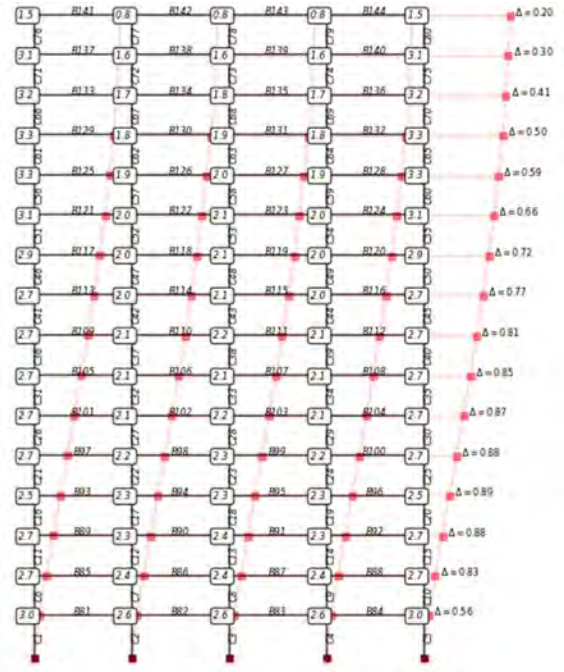
CSS_8PF_YLC_L6_2%_29



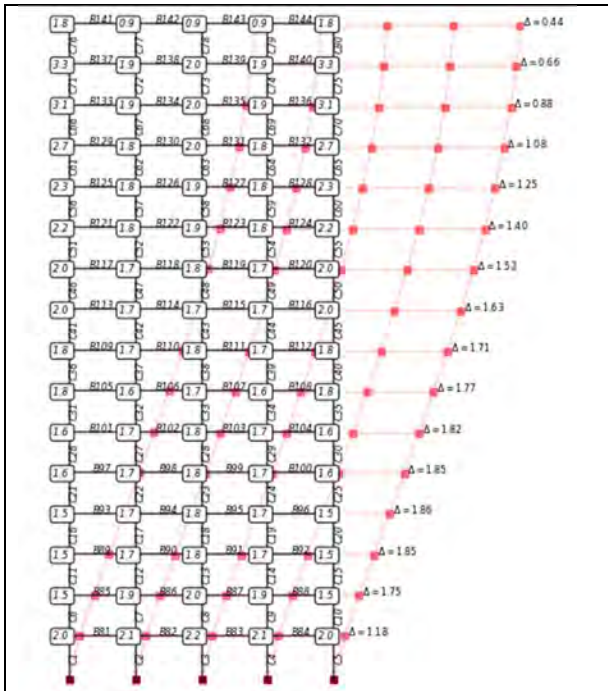
CSS_8PF_YLC_L9_2%_125



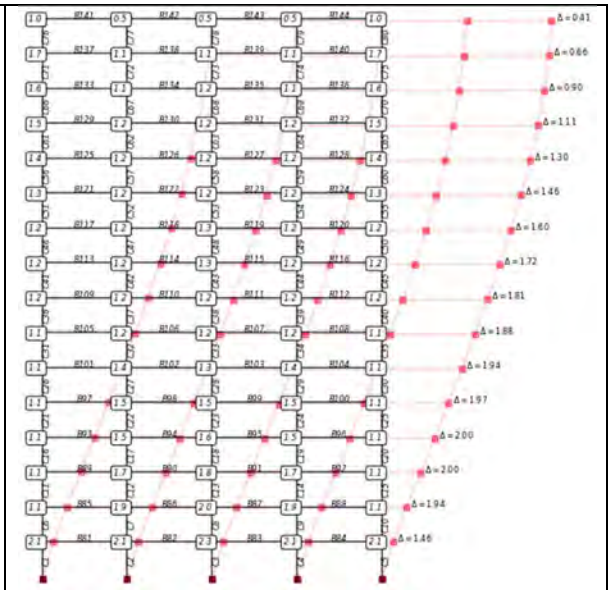
CSS_16PF_YLC_L6_1%_73



CSS_16PF_YLC_L9_1%_129



CSS_16PF_YLC_L6_2%_77



CSS_16PF_YLC_L9_2%_126

Bibliografía

- Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) (2019). <https://doi.org/10.14359/51716937>
- ASCE/SEI 7-16 Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures 1 (2017). <https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings: ASCE/SEI, 41-13, 555 (2013).
- Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings : ASCE/SEI, 41-17., 576 (2017).
- Arteta, C. A., & Abrahamson, N. A. (2019). Conditional scenario spectra (CSS) for hazard-consistent analysis of engineering systems. *Earthquake Spectra*, 35(2), 737–757. <https://doi.org/10.1193/102116EQS176M>
- Arteta, C. A., Carrillo, J., Archbold, J., Gaspar, D., Araujo, G., Torregroza, A., Bonett, R., Fernandez-Sola, L. R., Correal, J. F., & Mosalam, K. M. (2019). *Response of midrise reinforced 2017 Puebla earthquake*.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*.
- Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579–599. <https://doi.org/10.1193/021113EQS025M>
- Carlton, B., & Abrahamson, N. (2014). Issues and approaches for implementing conditional mean spectra in practice. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104, 503–512.
- Ceballos, V. (2022). *Plataforma abierta para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de pórticos en concreto reforzado* [Anteproyecto de tesis de Doctorado]. Universidad del Norte.
- Ceballos, V., & Arteta, C. (2022). *RC-FIAP*. Zenodo.
- Chopra, A. K. (2020). Ground motion selection and modification. En Pearson (Ed.), *Dynamics of Structures* (5a ed.).
- Eurcode 8: Diseño de Estructuras para Resistencia Sísmica. Comité Europeo de Normalización, (2020).
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.
- FEMA P-2018. (2018). *Seismic Evaluation of Older Concrete Buildings for Collapse Potential*.

- FEMA-273. (1997). NEHRP provisions for the seismic rehabilitation of buildings. En *Rep. FEMA 273 (Guidelines) and 274 (Comentary)*.
- Field, E. H., T.H. Jordan, & C.A. Cornell. (2003). OpenSHA: A Developing Community-Modeling Environment for Seismic Hazard Analysis. *Seismological Research Letters*, 74, 406–419.
- Filippou, F. C., Popov, E. P., & Bertero, V. v. (1983). *Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. Report EERC 83-19.*
- GEER-ATC. (2016). *Earthquake Reconnaissance April 16th 2016, Muisne, Ecuador. Version 1.*
- GEM. (2014). *Report on the SARA Exposure and Vulnerability Workshop in Medellin 705 Colombia.*
- Haselton, C. B., Goulet, C. A., Mitrani-Reiser, J., Beck, J. L., Deierlein, G. G., Porter, K. A., Stewart, J. P., & Taciroglu, E. (2007). *An Assessment to Benchmark the Seismic Performance of a Code-Conforming Reinforced Concrete Moment-Frame Building.*
- HAZUS. (1999). *FEMA. HAZUS99: Technical Manual.*
- James, M. (2009). *Parametric Study of ACI Seismic Design Provisions Through Dynamic Analysis of a Reinforced Concrete Intermediate Moment Frame.* <https://digitalcommons.wpi.edu/etd-theses/720>
- Jayaram, N., Lin, T., & Baker, J. W. (2011). A computationally efficient ground-motion selection algorithm for matching a target response spectrum mean and variance. *Earthquake Spectra*, 27, 797–815.
- Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2015). *Shear-flexure interaction modeling for reinforced concrete structural walls and columns under reversed cyclic loading. PEER Report 2015/12.*
- Kwong, N. S., Chopra, A. K., & McGuire, R. K. (2015). A ground motion selection procedure for enforcing hazard consistency and estimating seismic demand hazard curves. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44, 2467–2487.
- Lin, T., Haselton, C. B., & Baker, J. W. (2013). Conditional spectrum-based ground motion selection. Part I: Hazard consistency for risk-based assessments. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42, 1847–1865.
- Mckenna, F., Fenves, G., Scott, M., & Jeremic, B. (2000). *Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) (Version 2.4.3.).*
- Menegotto, M. (1973). Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending.

En Paper presented at the Proc. of IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads.

Moehle, J. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings* (Vol. 1).

NIST GCR 16-917-40. (2016). *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers, Second Edition*. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.16-917-40>

NIST GCR 17-917-45. (2017). *Recommended Modeling Parameters Acceptance Criteria for Nonlinear Analysis in Support of Seismic Evaluation, Retrofit, Design*.

NSR-10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Título C: Concreto Estructural.

NZS-3101.1. (2006). *Concrete structures standard. Part 1: The Design of Concrete Structures*,

Porter, K. (2015). A beginner's guide to fragility, vulnerability, and risk. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 235–260.

Saatcioglu, M., & Razvi, S. R. (1992). Strength and ductility of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 118(6), 1590–1607.

Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). *Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements*. 132(2), 244–252.

SEAOC. (1995). *Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings* (Vol. 1).

Spacone, E., Filippou, F. C., Taucer, F. F. J. E. E., & Dynamics, S. (1996). *Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation*. 25(7), 711–725.

Vecchio, F. J., & Collins, M. P. (1986). The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *Journal of the American Concrete Institute*, 83(2), 219–231.

Zhou, J., Zhang, Z., Williams, T., & Kunnath, S. K. (2021). Challenges in Evaluating Seismic Collapse Risk for RC Buildings. 15(1), 1–15.

Zhu, M. (2018). *OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework*.