

**ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL AL USAR LOS DIFERENTE MÉTODOS DE
ANÁLISIS SÍSMICO DEL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE,
NSR-10**

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Magíster en Ingeniería

Por
NATALIA MARÍA CARDONA MERINO

Asesora
ANA BEATRIZ ACEVEDO JARAMILLO
UNIVERSIDAD EAFIT

MEDELLÍN
UNIVERSIDAD EAFIT
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
Noviembre de 2017

RESUMEN

En este trabajo se realizó la selección de señales (acelerogramas reales) consistentes con la amenaza sísmica para ser aplicados posteriormente en procedimientos de análisis dinámicos tiempo historia (DTH). Los resultados de estos análisis se compararon con los resultados de análisis dinámicos espectrales (DME) y estáticos (fuerza horizontal equivalente, FHE) en términos de deriva, cortante y fuerza de piso. Se analizaron edificaciones reales de la ciudad de Medellín, siguiendo los requisitos estipulados en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (AIS, 2010). Para la selección de las familias de acelerogramas se siguieron los requisitos sismológicos de los respectivos espectros de respuesta de los acelerogramas indicados en la norma. Se tuvo especial cuidado en seleccionar acelerogramas que generarán aceleraciones espectrales lo más cercanas posibles a los valores de aceleración espectral definidas en el reglamento NSR-10 para el período de la estructura analizada.

Las comparaciones entre métodos se presentan en este trabajo tomando como referencia los valores de los parámetros analizados reportados por el método FHE. En general se observó que los valores de los diferentes parámetros son compatibles en los métodos analizados, lo que indica que una correcta selección de acelerogramas, que incluya las propiedades intrínsecas de la estructura (masa, rigidez, período de vibración) y no solo los criterios normativos de selección, garantiza que no se sobre estime el valor de aceleración de la demanda para el período fundamental de la estructura.

En el análisis se consideraron dos tipos de suelo: C y D según clasificación del reglamento NSR-10. Los parámetros analizados para el método DTH para estructuras cimentadas en el suelo D, presentaron, para las variables analizadas, resultados más semejantes a los métodos FHE y DME, que los resultados obtenidos para el suelo C. Por otro lado, los edificios con resultados más similares de deriva entre los tres métodos analizados corresponden a las edificaciones más altas, con mayor aporte de muros en el sistema de resistencia a carga laterales, para los dos perfiles de suelos (tipo C y D), tanto con secciones fisuradas y no fisuradas.

Un aporte valioso del desarrollo de este trabajo es que la metodología desarrollada para la aplicación y selección de acelerogramas puede aplicarse en otras regiones de Colombia.

La finalidad de este trabajo es demostrar que, a pesar de la ausencia de registros de acelerogramas reales en el país, existe información suficiente que puede representar adecuadamente la amenaza, realizando una selección cuidadosa. Adicionalmente, esta selección conlleva a que los resultados de sus análisis se encuentren conforme a los resultados de los análisis hallados por los métodos más utilizados en el medio.

Para futuros trabajos se recomienda utilizar otros tipos de análisis, estipulados en el reglamento NSR-10, tanto estáticos como dinámicos no lineales.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco en primer lugar a la Dirección de Investigación de la Universidad EAFIT por otorgarme la beca para la realización de la mi maestría.

A la profesora Ana Beatriz Acevedo Jaramillo de la Universidad EAFIT por creer en mí para el desarrollo de este proyecto, por la asesoría, aporte y por la valiosa ayuda que me proporcionó para la corrección y redacción de este trabajo.

A los Ingenieros que suministraron los planos y memorias de las de edificios construidos en la ciudad de Medellín, los cuales fueron objetos de análisis en los resultados de este proyecto.

A los ingenieros Alexis Osorio y Daniela Gonzales por su apoyo, compañía y palabras de aliento durante la ejecución de este proyecto.

A mi familia por apoyarme, comprenderme y alentarme en cada instante de mi vida, muy especialmente a mi hermana Yuliana Cardona, por la ayuda y el apoyo que me brindó para finalizar este proyecto.

Por último, agradezco al ingeniero Alejandro Pérez por su ayuda y apoyo incondicional.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
TABLA DE CONTENIDO	v
TABLA DE ILUSTRACIONES	viii
LISTA DE TABLAS	xii
NOMENCLATURA	xiv
1. INTRODUCCIÓN	16
1.1. AMENAZA SÍSMICA EN COLOMBIA.....	18
1.1.1. Sismicidad en Antioquia y Medellín	19
1.2. SURGIMIENTO DEL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE, NSR-10	20
1.3. OBJETIVO GENERAL	21
1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
1.5. ESQUEMA GENERAL DEL INFORME	22
2. MARCO TEÓRICO	23
2.1. ANÁLISIS DE AMENAZA SÍSMICA	23
2.2. REPRESENTACIÓN DE LA AMENAZA	24
2.2.1. Espectro de respuesta	24
2.2.2. Espectros de diseño.....	25
2.2.3. Acelerogramas.....	27
2.3. SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA.....	29
2.3.1. Sistema de pórtico.....	29
2.3.2. Sistema combinado	29
2.4. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	31

2.4.2.	Configuración en planta	31
2.4.3.	Configuración en altura	32
2.4.4.	La proporción	32
2.4.5.	Variación en la rigidez o escalonamiento.....	32
2.4.6.	El piso débil.....	32
2.4.7.	Terreno inclinado	33
3.	MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.....	35
3.1.	MÉTODOS ESTÁTICOS.....	35
3.1.1.	Análisis de la Fuerza Horizontal Equivalente.....	35
3.1.2.	Análisis no lineal de plastificación progresiva (Pushover).....	36
3.2.	MÉTODOS DINÁMICOS.....	37
3.2.1.	Método dinámico modal espectral	38
3.2.2.	Método cronológico	38
4.	DESARROLLO DE LA MODELACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS	43
4.1.	SELECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	43
4.2.	DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	43
4.3.	MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS	45
4.4.	CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LAS ESTRUCTURAS.....	47
5.	SELECCIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS	51
5.1.	PERÍODOS MODALES	51
5.2.	CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LA AMENAZA ESPERADA REPRESENTADA POR ACELEROGRAMAS	52
5.3.	SELECCIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS.....	53
5.3.1.	Paso 1: Búsqueda de señales.....	53
5.3.2.	Paso 2: Factor de escala para señales individuales	56
5.3.3.	Paso 3: Factor de escala para la familia de acelerogramas.....	58

5.4.	ANÁLISIS DE SEÑALES	71
6.	ANÁLISIS ESTRUCTURALES Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	73
6.1.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	73
6.1.1.	Evaluación de la respuesta para la demanda de la deriva	76
6.1.2.	Evaluación de la respuesta para la demanda de los cortantes por piso acumulados...	85
6.1.3.	Evaluación de la respuesta para la demanda de la cortante basal	92
7.	CONCLUSIONES	101
8.	BIBLIOGRAFÍA	105

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Diagrama de los métodos de análisis sísmicos.	17
Ilustración 2: Mapa del principal sistema de fallas de Colombia(Mosquera et al., 2009).....	18
Ilustración 3: Espectro de aceleración del sismo de “Cape Mendocino” de abril 25 de 1992	25
Ilustración 4:Espectro de diseño definido en el reglamento NSR-10 (AIS, 2010).....	26
Ilustración 5 Espectro de diseño para los perfiles de suelo C y D.....	27
Ilustración 6: Aceleración del sismo de “Cape Mendocino”, RIO DELL OVERPASS FF, (CDMG STATION 89324), componente horizontal 270° de abril 25 de 1992.	28
Ilustración 7: Sistema estructural Figura 4 NSR-10 (AIS, 2010).	30
Ilustración 8: Irregularidades en planta Figura A.3-1 NSR-10 (AIS, 2010)	33
Ilustración 9: Irregularidades en Altura Figura A.3-2 NSR-10 (AIS, 2010).....	34
Ilustración 10: Fuerzas equivalentes del modo genérico que representa el análisis de FHE. Adaptado de Prato et al (2015).....	36
Ilustración 11: Vista en planta de la sección de la losa típica de las estructuras: a) CR-P-21; b) CR-C-13.	44
Ilustración 12: Vista en planta de la sección de la losa típica de las estructuras: a) CR-C-20; b) CR-P-5	45
Ilustración 13: Vista en planta de la estructura CR-P-9. a) Sección de la losa típica b) sección de la losa del nivel 3	45
Ilustración 14: Requisitos establecidos en el reglamento NSR-10 para la selección de señales. (a) Requisito para los espectros de los acelerogramas individuales (Rango $0,8T_e - 1,2T_e$). (b) Requisito para la combinación de espectros de acelerogramas a ser empleados (Rango $0,2T_e - 1,5T_e$).53	
Ilustración 15: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas cimentada en el suelo C, para la estructura CR-P-5. a) gráfica general de señales y b) aproximación de la gráfica en el período de la estructura.	58

Ilustración 16: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas cimentada en el suelo C, para la estructura CR-P-5 y promedio de las señales. a) gráfica general de señales y b) aproximación de la gráfica en el período de la estructura.....	59
Ilustración 17: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-P-5	60
Ilustración 18: Espectros de señales de acelerogramas para secciones no fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-P-5.....	61
Ilustración 19: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-P-21	62
Ilustración 20: Espectros de señales de acelerogramas para secciones no fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-P-21.....	63
Ilustración 21: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-C-20	64
Ilustración 22: Espectros de señales de acelerogramas para secciones no fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-C-20.....	65
Ilustración 23: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-C-13	66
Ilustración 24: Espectros de señales de acelerogramas para secciones no fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-C-13.....	67
Ilustración 25: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-P-9	68
Ilustración 26: Espectros de señales de acelerogramas para secciones no fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-P-9.....	69
Ilustración 27: Respuesta de la estructura CR-P-21 para análisis en suelo tipo C considerando secciones fisuradas en términos de deriva [a) y b)], relación de deriva con respecto a la deriva de la FHE [c) y d)] y cortante basal [e) y f)].	74
Ilustración 28: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo C.	75

Ilustración 29: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo D.....	75
Ilustración 30: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo C.	76
Ilustración 31: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo D.....	77
Ilustración 32: Respuesta de la deriva (Δ) para cada uno de los análisis del método DTH y el método DME dividido por la deriva del método de la FHE (Δ -FHE), estructura CR-P-5: a) secciones fisuradas suelo C, b) secciones no fisuradas suelo C, c) secciones fisuradas suelo D, d) secciones no fisuradas suelo D.	79
Ilustración 33: Respuesta de la deriva (Δ) para cada uno de los análisis del método DTH y el método DME dividido por la deriva del método de la FHE (Δ -FHE), estructura CR-P-9, a) secciones fisuradas suelo C, b) secciones no fisuradas suelo C, c) secciones fisuradas suelo D, d) secciones no fisuradas suelo D	80
Ilustración 34: Respuesta de la deriva (Δ) para cada uno de los análisis del método DTH y el método DME dividido por la deriva del método de la FHE (Δ -FHE), estructura CR-P-21: a) Secciones fisuradas suelo C, b) secciones no fisuradas suelo C, c) secciones fisuradas suelo D, d) secciones no fisuradas suelo D	81
Ilustración 35: Respuesta de la deriva (Δ) para cada uno de los análisis del método DTH y el método DME dividido por la deriva del método de la FHE (Δ -FHE), estructura CR-C-20: a) Secciones fisuradas suelo C, b) secciones no fisuradas suelo C, c) secciones fisuradas suelo D, d) secciones no fisuradas suelo D	82
Ilustración 36: Respuesta de la deriva (Δ) para cada uno de los análisis del método DTH y el método DME dividido por la deriva del método de la FHE (Δ -FHE), estructura CR-C-13: a) secciones fisuradas suelo C, b) secciones no fisuradas suelo C, c) secciones fisuradas suelo D, d) secciones no fisuradas suelo D.	83
Ilustración 37: Demanda de cortantes para suelo C a) secciones fisuradas en dirección del eje X b) secciones no fisuradas en dirección del eje X, c) secciones fisuradas en dirección del eje Y d) secciones no fisuradas en dirección del eje Y.	86

Ilustración 38: Demanda de cortantes para suelo D a) secciones fisuradas en dirección del eje X b) secciones no fisuradas en dirección del eje X, c) secciones fisuradas en dirección del eje Y d) secciones no fisuradas en dirección del eje Y	87
Ilustración 39: Cortantes por piso compradas por niveles para las estructuras CR-P-5, CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 y CR-P-9 con secciones fisuradas.....	89
Ilustración 40: Cortantes por piso compradas por niveles para las estructuras CR-P-5, CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 y CR-P-9 con secciones no fisuradas.....	90
Ilustración 41: Cortantes por piso compradas por porcentaje de altura para las estructuras CR-P-5, CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 y CR-P-9 con secciones fisuradas.	91
Ilustración 42: Cortantes por piso compradas por porcentaje de altura para las estructuras CR-P-5, CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 y CR-P-9 con secciones no fisuradas	92
Ilustración 43: Relación de la cortante basal de los métodos DHT y DME vs. la cortante del método FHE para secciones fisuradas y no fisuradas en suelo C en direcciones “X” y “Y”.	93
Ilustración 44: Relación de la cortante basal de los métodos DTH y DME vs. la cortante del método FHE para secciones fisuradas y no fisuradas en suelo D en direcciones “X” y “Y”.....	94
Ilustración 45: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo C	97
Ilustración 46: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo D.....	98
Ilustración 47: Demanda de cortantes para suelo C a) secciones fisuradas en dirección del eje X b) secciones no fisuradas en dirección del eje X, c) secciones fisuradas en dirección del eje Y d) secciones no fisuradas en dirección del eje Y.	99
Ilustración 48: Demanda de cortantes para suelo D a) secciones fisuradas en dirección del eje X b) secciones no fisuradas en dirección del eje X, c) secciones fisuradas en dirección del eje Y d) secciones no fisuradas en dirección del eje Y	100

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Coeficientes espectrales de diseño para la ciudad de Medellín, perfiles de suelos C y D ..	27
Tabla 2: Comparación de los métodos de análisis	39
Tabla 3: Limitación y aplicación de los métodos de análisis sísmicos	42
Tabla 4: Total de edificios por rangos de altura de la ciudad de Medellín. Adaptado de González (2017).	43
Tabla 5: Edificaciones consideradas en la investigación	44
Tabla 6: Momentos de Inercia utilizados en los modelos estructurales	46
Tabla 7: Orientación de las estructuras en los ejes globales de SAP2000.	46
Tabla 8: Participación modal para los tres primeros modos de vibración, estructura CR-P-21 secciones no fisuradas y fisuradas	47
Tabla 9: Participación modal para los tres primeros modos de vibración, estructura CR-C-20 secciones no fisuradas y fisuradas	48
Tabla 10: Participación modal para los tres primeros modos de vibración, estructura CR-C-13 secciones no fisuradas y fisuradas	48
Tabla 11: Participación modal para los tres primeros modos de vibración, estructura CR-P-9 secciones no fisuradas y fisuradas	49
Tabla 12: Participación modal para los tres primeros modos de vibración, estructura CR-P-5 secciones no fisuradas y fisuradas	49
Tabla 13: Masas y pesos de la estructura	50
Tabla 14: Irregularidades de las estructuras.....	50
Tabla 15: Períodos del primer modo de vibración, para secciones fisuradas y no fisuradas.	51
Tabla 16: Tabla de compilación de sismos perfil de suelo tipo C de la base de datos nacional y de ambientes tectónicos similares (Pardo, 2014)	54
Tabla 17: Tabla de compilación de sismos para suelos tipo D y E de la base de datos nacional y de ambientes tectónicos similares (Pardo, 2014)	55

Tabla 18: Registros sísmicos adicionales para el análisis cronológico, en los tipos de suelo C y D ..	56
Tabla 19: Tabla de compilación de sismos perfil de suelo tipo C de la base de datos nacional y de ambientes tectónicos similares, (Pardo, 2014)	56
Tabla 20: Tabla de registro escalados que cumplen el criterio A.2.7.1c) en el rango $[0.8T_e - 1.2T_e]$ para el perfil de suelo tipo C.	57
Tabla 21: Cociente entre las ordenadas espectrales del espectro de diseño y los espectros de las acelerogramas de la estructura CR-P-5, cimentada en un perfil de suelo C y con secciones fisuradas	57
Tabla 22: Señales seleccionadas para verificación del criterio A.2.7.1c) en el rango $[0.2T_e - 1.5T_e]$, para la estructura CR-P-5.	59
Tabla 23: Familia de acelerogramas seleccionadas para el análisis cronológico para los suelos tipo C y D, en cada estructura.....	70
Tabla 24: Valor de aceleración del espectro de diseño y del espectro de los registros sísmicos.....	71
Tabla 25: Resumen de la combinación SRSS para el S_a para todas las estructuras de los análisis DTH1, DTH2 y DTH3 en los suelos C y D con respecto a la FHE.	72
Tabla 26: Relación de derivas de los métodos DTH y FHE para suelos C y D.....	77
Tabla 27: Máxima relación de deriva para todas las estructuras, de los análisis DTH1, DTH2 y DTH3 en los suelos C y D con respecto a la FHE	83
Tabla 28. Comparación del comportamiento de la demanda de la deriva entre los suelos C y D para secciones fisuradas y no fisuradas.	84
Tabla 29. Factor de ajuste por el cortante basal de la FHE, para el Suelo C, secciones fisuradas.....	96
Tabla 30. Factor de ajuste por el cortante basal de la FHE, para el Suelo C, secciones no fisuradas.	96
Tabla 31. Factor de ajuste por el cortante basal de la FHE, para el Suelo D, secciones fisuradas.	96
Tabla 32. Factor de ajuste por el cortante basal de la FHE, para el Suelo D, secciones no fisuradas.	97

NOMENCLATURA

A_a : Aceleración pico efectiva.
 A_v : Velocidad pico efectiva.
 A_{tem} : Aceleración del terreno.
 c : Amortiguamiento del sistema.
 C : Capacidad.
 D : Demanda.
DME: Análisis Dinámico Modal Espectral.
DTH: Análisis Dinámico Tiempo historia.
DTH1: Análisis Dinámico Tiempo historia del primer registro acelerográfico.
DTH2: Análisis Dinámico Tiempo historia del segundo registro acelerográfico.
DTH3: Análisis Dinámico Tiempo historia del tercer registro acelerográfico.
 F_a : Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.
 F_e : Factor de escala de los acelerogramas.
 F_i : Factor de escala inicial de los acelerogramas
 F_v : Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.
FHE: Análisis Estático Fuerza Horizontal equivalente.
 F_{i-v} : Factor de modificación en el Momento de inercia en vigas.
 F_{i-c} : Factor de modificación en el Momento de inercia en Columnas.
 G : aceleración de la gravedad.
 I : Coeficiente de importancia.
 IC : Inercias de las columnas.
 I_g : Momento de Inercia.
 k : Rigidez del sistema.
 L_c : Dimensión de menor longitud de la edificación.
 L_L : Dimensión de menor longitud de la edificación.
 M : Masa del sistema.
 M_{mj} : Masa efectiva modal del modo m .
 S_a : Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado.
 S_{am} : Valor del espectro de aceleraciones de diseño para el período de vibración T_m , correspondiente al modo de vibración m .
SRSS: combinación de raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.
 T : Período fundamental de la estructura elástica.
 T_m : Período de vibración correspondiente al modo de vibración m .
 T_c : Período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo.
 T_i : Período inelástico de la estructura.
 T_L : Período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos.
 T_0 : Período de vibración el cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones, en segundos.
 U : Participación Modal en relación con la masa de la estructura.
 V_{mj} : Cortante sísmico en la base correspondiente al modo m en la dirección horizontal j .
 V_s : Cortantes basal.

V_{ij} : Cortante sísmico en la base total en la dirección horizontal.

Δ : Deriva.

\ddot{u} : Aceleración de la masa.

\dot{u} : Velocidad de la masa.

u : Desplazamiento de la masa.

\ddot{u}_0 : Aceleración de la señal arbitraria.

1. INTRODUCCIÓN

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (AIS, 2010) reconoce varios métodos para análisis sísmico de las estructuras, en los que se destacan varios tipos, como son los lineales y no lineales, los cuales pueden ser estáticos y dinámicos. Entre los análisis lineales, la norma específica para los métodos estáticos, el análisis estático de la fuerza horizontal equivalente y para los dinámicos el modal espectral y cronológico. En cuanto al análisis no lineal estático la norma reconoce el análisis plastificación progresiva o "Push-over". Para la aplicación de los métodos de análisis la NSR-10 determina ciertas condiciones para el método de la fuerza horizontal equivalente, mientras que, para los análisis dinámicos, no presenta requisitos limitantes con respecto a la geometría de las estructuras y las condiciones sísmicas.

La decisión de utilizar cualquier método de análisis recae en el ingeniero diseñador, basado en su criterio y en las limitaciones de la norma; estas últimas dependen básicamente de la configuración estructural y los aspectos sísmicos de la zona. En el caso de los análisis lineales, la aplicación del método de la fuerza horizontal equivalente se encuentra principalmente limitada por la zona de amenaza sísmica y por la altura de la edificación; mientras que, para el método dinámico cronológico, por la selección de los acelerogramas y la escasa disponibilidad de sismos registrados, consistentes con la amenaza del país, la cual se encuentra especificada para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años (período de retorno de 475 años).

La Ilustración 1 presenta un esquema de los métodos de análisis reconocidos por la NSR-10, diferenciados en los siguientes tipos:

- (a) Método de la fuerza horizontal equivalente, el cual está descrito en el Capítulo A.4,
- (b) Métodos de análisis dinámico elástico, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5,
- (c) Métodos de análisis dinámico inelástico, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.5.
- (d) Métodos de análisis alternos, los cuales deben tener en cuenta las características dinámicas de la edificación, el comportamiento inelástico de los materiales, y deben ser de aceptación general en la ingeniería. En la aplicación de cualquier método de análisis alternativo no se pueden utilizar períodos fundamentales mayores de los permitidos en los Capítulos A.4 y A.5 (AIS, 2010).

En la práctica del diseño de estructuras en Colombia es común ver dos de los tipos de análisis: los métodos de análisis estáticos y los métodos dinámicos; el primero llamado también Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) y el segundo varía dependiendo del tipo de amenaza con que se evaluó la edificación. El método Dinámico Modal Espectral (DME), evalúa la amenaza a partir del espectro de diseño mientras que el método Dinámico Cronológico o Tiempo Historia (DTH), usa un registro acelerográfico.

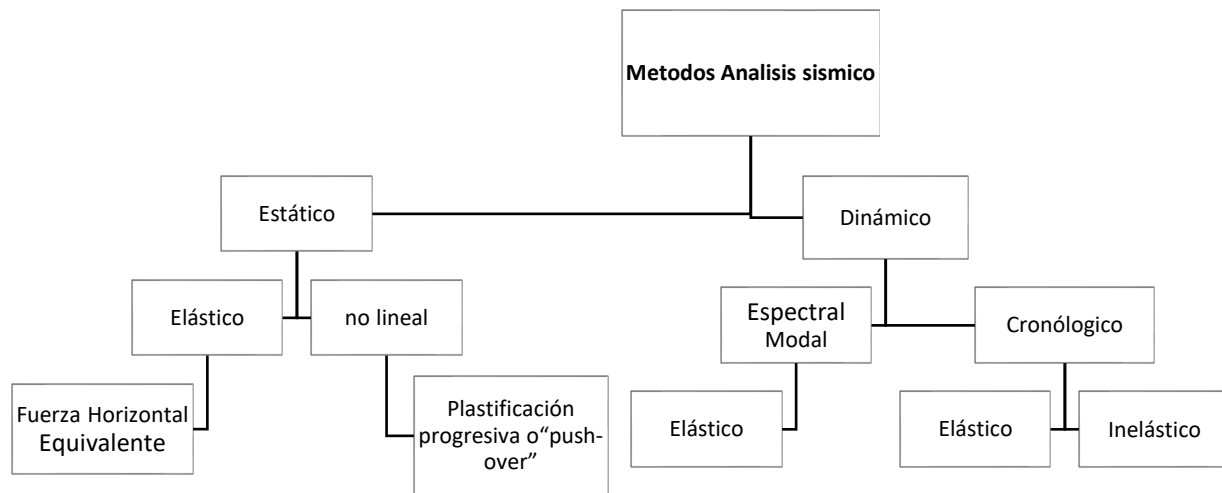


Ilustración 1: Diagrama de los métodos de análisis sísmicos.

La *fuerza horizontal equivalente* es un método estático que calcula la cortante sísmica en la base del terreno y la distribuye linealmente en toda la altura de la edificación como una fuerza estática. La fuerza se halla mediante el cálculo de un período conservador, que no depende de las características propias de la estructura y que permite obtener la aceleración del espectro de diseño. El método se limita en dar la respuesta de la estructura según el primer modo de vibración, considerando la masa efectiva del primer modo a la masa total de la estructura (García, 1998).

El *análisis dinámico modal espectral* estima la respuesta máxima de un sistema estructural usando un espectro de diseño y el período modal. El método determina los modos y frecuencias naturales del sistema de múltiples grados de libertad para reducir el problema de resolver un sistema acoplado de n ecuaciones diferenciales al de n ecuaciones diferenciales desacopladas.

El *análisis dinámico cronológico* es un método de análisis sísmico que usa una excitación que contiene las características propias del evento sísmico, es decir, acelerogramas. Al igual que los anteriores métodos, estima la demanda de la estructura usando de forma más precisa la acción sísmica. Este método, en comparación con los demás, es más complejo debido a la escasa información sísmica representativa de la amenaza sísmica del país. En los siguientes capítulos se trata con más detalle las características de cada método de análisis.

La necesidad de realizar análisis para fuerzas laterales en el país obedece a la amenaza sísmica presente en el territorio. A continuación se mencionan los aspectos más relevantes de la amenaza en Colombia y particularmente en la ciudad de Medellín (lugar bajo estudio), haciéndose énfasis en la presentación de la amenaza sísmica. Posteriormente se presenta una breve explicación como fue el surgimiento del

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente actual (NSR-10), norma donde se especifican las condiciones, características y los pasos para la aplicación de los diferentes métodos de análisis.

1.1. AMENAZA SÍSMICA EN COLOMBIA

Colombia está localizado en una de las zonas sísmicamente más activas de la tierra, la cual se denomina *Anillo Circumpacífico*, situada en la costa del océano Pacífico donde se concentra la zona de subducción de las placas de Nazca y Caribe, debajo de la placa Suramericana. Además de la zona de subducción existen en el territorio nacional un gran número de fallas geológicas sísmicamente activas. El fallamiento que predomina en el país coincide con la dirección de las tres cordilleras, esto debido al doblamiento de una de las placas a causa de la subducción. Colombia también presenta un arco volcánico activo segmentado en varios sectores a lo largo de la Cordillera Central (Fuenzalida et al., 1998). De manera general la sismicidad colombiana se distribuye en:

- Sismos de corteza (corticales) asociados a los principales sistemas de fallas (sismicidad Andina).
- Sismicidad de subducción del Pacífico.
- Sismicidad intermedia de Boyacá-Santander y Nido de Bucaramanga.
- Sismicidad de corteza difusa.

La Ilustración 2 presenta el principal fallamiento de Colombia debido a sus condiciones geográficas.

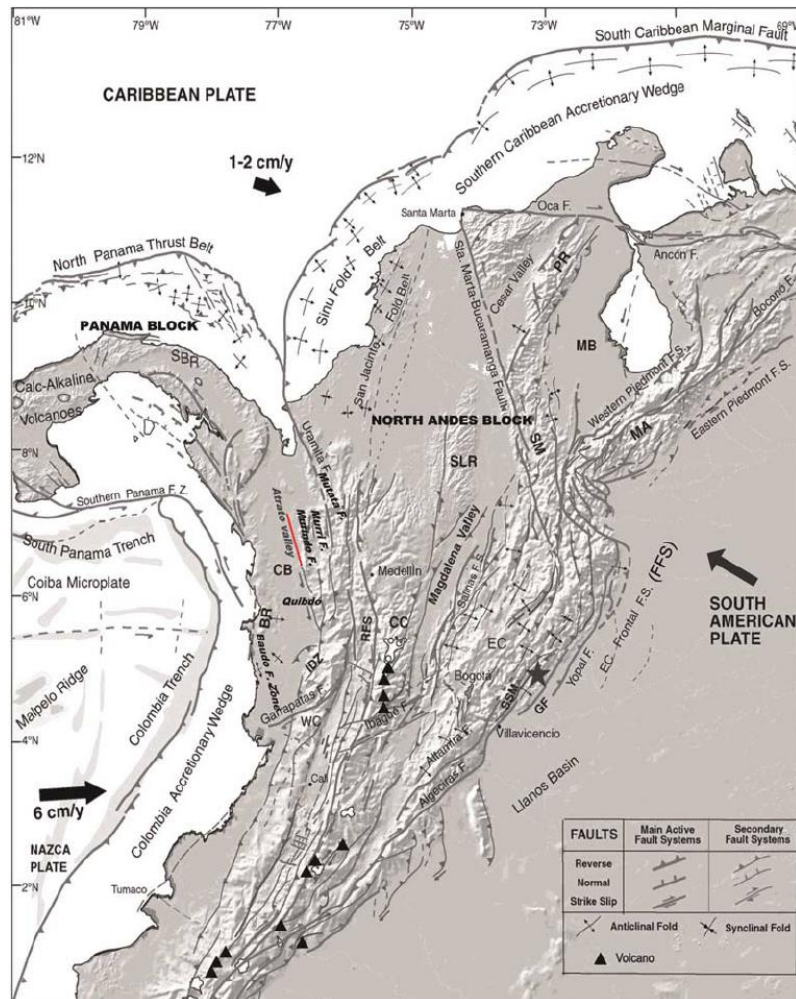


Ilustración 2: Mapa del principal sistema de fallas de Colombia (Mosquera et al., 2009)

La sismicidad en Colombia se ha ido estableciendo a partir de la información recopilada en los catálogos sísmicos, que contiene información de sismicidad histórica, datos instrumentales y la descripción de los efectos causados por los sismos (Garzón, 2011). La geología estructural del país ha sido estudiada con diferentes grados de detalle; en general los sistemas principales de fallamiento han sido identificados gracias a estudios mineros y de exploración petrolera. Además se han realizado exploraciones geológicas detalladas para los grandes proyectos hidroeléctricos y existen numerosos trabajos sobre tectónica colombiana realizados por el Servicio Geológico Colombiano (SGC) y otras instituciones (AIS, 2010).

Algunos de los sismos más importantes que han afectado el país y dejado un número importante de pérdidas humanas y económicas son: el evento ocurrido a lo largo de la costa pacífica de Colombia el 12 de diciembre de 1979, de magnitud 7.9 en la escala de Richter. El sismo y un posterior tsunami fueron responsables de la destrucción de por lo menos seis aldeas de pesca, entre las más afectadas Tumaco y San Juan de la Costa, dejando un total aproximado de 259 personas muertas, 798 heridos y 95 desaparecidos en los municipios de Nariño en Colombia (Pararas-Carayannis, 1980). El sismo ocurrido en la ciudad de Popayán, el 31 de marzo de 1983, de magnitud 5.5 en la escala de Richter, el cual afectó este municipio y 11 más (165 veredas), causó 287 muertos, 7248 heridos y cerca de 150000 personas afectadas; en Popayán cerca de 6800 edificaciones sufrieron daños considerables en el llamado “centro histórico” de la ciudad (Cardona et al., 2004). El sismo de Páez o Tierradentro, ocurrido en junio de 1994 en la zona limítrofe de los departamentos de Huila y Cauca, de magnitud de 6.4 en la escala de Richter, cuyos efectos alcanzaron en mayor o menor medida 9 municipios de Cauca y 6 de Huila (Cardona et al., 2004). Los sismos del 17 y 18 octubre de 1992 en el Atrato Medio, de magnitud 6.6 y 7.2 en la escala de Richter, respectivamente, que ocasionaron graves daños a las edificaciones afectando 30 municipios de Antioquia y 3 de Chocó, provocaron alrededor de 28500 personas afectadas, la pérdida de bienes y enseres de 5500 familias y obligaron a por los menos 3500 personas a acomodarse en albergues y alojamientos improvisados (Cardona et al., 2004). Otro de los eventos sísmicos más memorables en Colombia fue el evento sísmico de 1999 ocurrido en la llamada zona del Eje Cafetero situada entre los municipios de Quindío y Risaralda, conocido como el sismo de Armenia, con una magnitud de 6.2 en la escala de Richter, el cual en Armenia causó el colapso parcial de la estación de policía y bomberos (edificios de nivel de importancia tipo III), y la interrupción de las líneas de agua, telefonía y electricidad. También se presentó el colapso de varias estructuras de hormigón con nivel de importancia IV (hospitales) en municipios cercanos a Armenia (Pujol et al., 1999). Este evento se produjo en una fuerte temporada invernal, que complicó la situación de los afectados.

1.1.1. Sismicidad en Antioquia y Medellín

Medellín es la capital y mayor ciudad del departamento de Antioquia, se encuentra ubicada en una zona de amenaza intermedia según el estudio general de amenaza sísmica de Colombia (Comité AIS-300, 2010). La ciudad de Medellín está cerca a la Falla de Romeral, que atraviesa los departamentos de Nariño, Cauca, Tolima, Quindío, Risaralda, Caldas, Antioquia, Córdoba, Sucre, Bolívar y Magdalena; y se extiende de la costa norte colombiana en dirección al Ecuador pasando por Medellín, Armenia y Popayán. Medellín ha sido objeto de importantes sismos de fallas cercanas y de otras no tan cercanas que han tenido impacto en la ciudad, estos eventos de intensidades intermedias han provocado pérdidas de gran alcance, como los sismos de Mistrató de 1979, Murindó y Opogadó de 1992, y Armenia de 1999 (Consortio Microzonificación 2006, 2007). Siendo el más destacado en términos de pérdidas económicas, el ocurrido en Murindó o los sismos del Atrato Medio, en octubre 17 y 18 de 1992, de magnitud 6.6 y 7.2 en la escala de Richter, respectivamente; ambos a 32 km de profundidad. Estos sismos provocaron deslizamientos en algunas vertientes, agrietamiento por licuefacción y socavación en las orillas de los ríos, movimiento de

masas superficiales que afectaron alrededor de 30 municipios de Antioquia y 3 de Chocó. El evento produjo deterioro en la ciudad de 243 inmuebles privados (establecimientos comerciales, iglesias, teatros y residencias), de los cuales 25 tuvieron daños severos; adicionalmente fueron afectados 20 edificios públicos y cerca del 64% (247) de las escuelas existentes en la ciudad (Cardona et al., 2004).

El manejo de la gestión del riesgo sísmico por parte de la nación tras los efectos de un evento sísmico dio paso a la instauración, inicialmente de algunos requisitos mínimos para las construcciones, que tenían como finalidad salvaguardar la vida, estos requisitos son conocidos hoy en día como Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), A continuación, se realiza un resumen del surgimiento.

1.2. SURGIMIENTO DEL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE, NSR-10

A finales de los años 70 la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, ya había divulgado en el país las principales normativas sismo resistentes disponibles a nivel internacional, con la traducción de los requisitos de la Structural Engineers Association of California – SEAOC, en el año 1976 (SEAOC, 1976) y con la posterior adaptación al país del documento ATC-3 (ATC, 1979), en coincidencia con los sismos del 23 de noviembre de 1979 en la zona del antiguo departamento de Caldas y de diciembre 12 del mismo año en Tumaco. Esta última propuesta se convirtió en la Norma AIS 100-81, "Requisitos Sísmicos para Edificios" (AIS, 1981), la cual no tenía carácter obligatorio y fue utilizada de una manera voluntaria.

La reconstrucción de la ciudad de Popayán debido al sismo del 31 de marzo de 1983, de magnitud 5.5 en la escala de Richter, el cual dejó un estimado de 287 personas muertas, 7248 heridos y cerca de 15000 personas afectadas (Cardona et al., 2004), generó la necesidad de ampliar y actualizar la Norma AIS 100-81 para que incluyera edificaciones de uno y dos pisos, mampostería estructural y los mapas de riesgo sísmico. La AIS, con el auspicio del Departamento Nacional de Planeación, venía desarrollando el *Estudio General del Riesgo Sísmico de Colombia*, esta información, además, se incluyó dentro de una nueva norma, la cual se denominó Requisitos Sísmicos para Edificaciones, Norma AIS 100-83 (AIS, 1983).

La primera reglamentación sismo resistente nacional fue expedida por el Gobierno Nacional por medio del Decreto 1400 del 7 de junio de 1984, con la expedición del Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes seguida de una primera actualización, correspondiente al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-98 (AIS, 1998), que fue expedido por medio del Decreto 33 del 9 de enero de 1998, con base a la Ley 400 de 1997 y fundamentado en el documento base Norma AIS 100-97 (AIS, 1997), para la divulgación, socialización y recolección de inquietudes y dificultades de la correcta interpretación y aplicación del código, complementado con comentarios, manuales de diseño, y especificaciones de construcción.

El estudio de caracterización del riesgo sísmico hecho por parte del Comité AIS-300, denominado “Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia”, realizado en forma interinstitucional con la Universidad de los Andes y el INGEMONIAS (hoy Servicio Geológico Colombiano) y la operación desde el año 1993 de la Red Nacional de Acelerógrafos de Colombia (RNAC), que se enlazaba vía satelital, permitieron un importante desarrollo en información sísmica del territorio, durante la vigencia de la norma NSR-98 (Ahumada et al., 2013). También, durante este período, se realizaron algunos avances frente al tema de análisis de vulnerabilidad sísmica estructural, con el objetivo de generar una reducción del riesgo, que al igual que las anteriores investigaciones y aportes fueron incluidos en la nueva actualización del reglamento.

La presente versión del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (AIS, 2010), corresponde a su segunda actualización, que se expidió por medio del Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, y se basó en el documento técnico Norma AIS 100-09 (AIS, 2009), análogo de la Norma AIS 100-97. Este Reglamento aún se encuentra vigente y ha presentado una serie de actualizaciones bajo el decreto 340 de febrero 13 de 2012, decreto 092 del 17 de enero de 2011 y su anexo oficial, decreto 2525 del 13 de Julio de 2010 en el diario oficial 47770 del 14 julio de 2010. La última actualización a la que se vio sometido este Reglamento corresponde a la realizada por el decreto 945 de 5 junio de 2017.

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 especifica la representación de la amenaza sísmica mediante espectros de diseño o familias de acelerogramas, temas que se amplían en el capítulo 2 de este trabajo.

En el presente trabajo se realiza el análisis de estructuras reales mediante diferentes métodos permitidos por el reglamento NSR-10. Dentro del desarrollo de la investigación se amplió la metodología para la selección de acelerogramas reales desarrollada por Pardo (2014), seleccionando grupos de tres acelerogramas reales utilizados para realizar el análisis cronológico de estructuras reales ubicadas en la ciudad de Medellín. Los resultados de la evaluación de este método se usaron para comparar el análisis cronológico con los resultados de los demás métodos permitidos por la NSR-10, buscando identificar tendencias de comportamiento al aplicar el método cronológico y mejorar los criterios de selección de los registros de aceleración. Para poder llevar a cabo la comparación se seleccionó un grupo de estructuras representativas de la construcción actual en Medellín, las cuales se analizaron según el criterio de análisis sísmico de cada uno de los métodos.

Aunque esta investigación se realiza para la ciudad de Medellín, la metodología se puede aplicar para cualquier otro lugar de Colombia. Adicionalmente, como se menciona más adelante, la ciudad de Medellín alberga un porcentaje importante de la población colombiana, siendo la segunda ciudad más poblada de Colombia después de Bogotá, por lo que los resultados de esta investigación tienen un impacto importante en el país.

A continuación se presentan los objetivos del trabajo y un esquema general del informe.

1.3. OBJETIVO GENERAL

Evaluar la influencia en la respuesta dinámica del método de análisis sísmico dinámico cronológico del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), en estructuras representativas de la ciudad de Medellín y compararlas con los comportamientos del método de la Fuerza Horizontal Equivalente y del análisis Dinámico Modal Espectral.

1.4. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar la selección de las estructuras representativas de edificios para el análisis sísmico.
- Seleccionar para cada estructura grupos de 3 acelerogramas reales que cumplan con los requisitos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), para realizar el análisis por el método dinámico cronológico.
- Modelar las estructuras previamente seleccionadas por los diferentes métodos de análisis sísmicos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

- Analizar y comparar los resultados obtenidos por los diversos métodos identificando bondades y dificultades de cada método.

1.5. ESQUEMA GENERAL DEL INFORME

En este informe se pretende realizar un estudio del comportamiento estructural de diferentes sistemas estructurales típicos de la ciudad usando varios métodos de análisis sísmico del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (AIS, 2010). En el capítulo dos se hace una descripción de las bases teóricas y de cómo la norma representa la amenaza sísmica. En el capítulo tres se realiza una descripción de la fundamentación y aplicación de los métodos de análisis de la norma en A.4 y A.5 del reglamento NSR-10. El capítulo cuatro muestra los criterios de selección de las estructuras analizadas. En los capítulos cinco y seis se hacen la selección de los acelerogramas utilizados para el análisis sísmico y la discusión de los resultados, respectivamente. Finalmente, se presentan las conclusiones del trabajo y se muestran la bibliografía consultante.

2. MARCO TEÓRICO

Este capítulo presenta la base teórica para el análisis de las estructuras y la aplicación de acelerogramas adecuados al diseño de estructuras reales que puedan ser utilizados en el procedimiento de análisis estático y dinámico. También presenta una breve descripción de la amenaza sísmica del país, bajo la que se modelan las estructuras. Posteriormente se establecen requisitos generales de diseño sismo resistente descrito en el capítulo A.3 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

2.1. ANÁLISIS DE AMENAZA SÍSMICA

La amenaza sísmica está definida como un “fenómeno físico asociado a un sismo, tal como el movimiento fuerte del terreno o falla del mismo, que tiene el potencial de producir una pérdida” (Garzón, 2011). En el país, desde hace más de tres décadas se han venido haciendo trabajos de evaluación de amenaza sísmica de diferentes tipos, dentro de los cuales se encuentran estudios para obras y edificios de importancia, evaluaciones de amenaza sísmica de ciudades y de todo el país. El “Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia” (Comité AIS-300, 2010) es el estudio más reciente de amenaza del país. Adicionalmente se han realizado estudios de microzonificación sísmica de algunas ciudades del país.

El reglamento actual, NSR-10, incluye los resultados del estudio general de amenaza sísmica de 1996 (AIS, 1996) que define las siguientes tres zonas de amenaza sísmica:

- Zona de amenaza sísmica baja: definida para aquellas regiones cuyo sismo de diseño no excede una aceleración pico efectiva (A_a) de 0.10g. Aproximadamente el 55% del territorio colombiano se encuentra incluido en esta zona de amenaza.
- Zona de amenaza sísmica intermedia: definida para regiones donde existe la probabilidad de alcanzar valores de aceleración pico efectiva mayor de 0.10g y menores o iguales de 0.20g. Alrededor del 22% del territorio se encuentra incluido en esta zona.
- Zona de amenaza sísmica alta: definida para aquellas regiones donde se esperan eventos muy fuertes con valores de aceleración pico efectiva mayor de 0.20g. Aproximadamente el 23% del territorio colombiano queda incluido en la zona de amenaza sísmica alta.

Es importante anotar que el estudio mencionado anteriormente (Comité AIS-300, 2010) es una versión más actualizada del estudio de amenaza sísmica de 1996. En este trabajo se hace referencia al trabajo de 1996 al ser el estudio incluido en el reglamento vigente (NSR-10).

La amenaza sísmica, expresada a través de los movimientos sísmicos de diseño —los cuales corresponden a requisitos mínimos establecidos para el diseño de elementos estructurales y elementos no estructurales—, se define en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro A_a , que caracteriza los movimientos sísmicos del terreno causados por sismos relativamente cercanos en el rango de períodos de vibración cortos; y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro A_v , que caracteriza los movimientos sísmicos de sismos fuertes ocurridos a distancia moderadas a través de períodos de vibración intermedios.

Los valores de los coeficientes de aceleraciones horizontales del sismo de diseño del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (AIS, 2010), corresponden a una probabilidad de excedencia del 10% en un período de 50 años (que equivale a un período de retorno de 475 años).

La modificación de la señal sísmica debida a la influencia de las condiciones geológicas, geotécnicas y topográficas durante o después de un terremoto, se conoce como efecto local. Esta modificación consiste en la variación de la aceleración que puede implicar amplificación o atenuación, así como una mayor duración de la misma y la modificación de su contenido frecuencial (Aki, 1988).

Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo independientemente del tipo de cimentación empleado. El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (AIS, 2010), realiza una simplificación para incluir los efectos del suelo mediante el uso de dos factores de amplificación del espectro por efectos de sitio, F_a y F_v , los cuales afectan la zona del espectro de períodos cortos y períodos intermedios, respectivamente. Los valores con los que se relacionan los factores de sitio se presentan en el reglamento NSR-10 en las Tablas A.2.4-3 y A.2.4-4 definidos para seis tipos de perfil de suelo, los cuales se presentan en la Tabla A.2.4-1 del mismo reglamento.

Adicionalmente, en A.2.4, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente prescribe un procedimiento para determinar los efectos en los movimientos sísmicos de diseño de la transmisión de las ondas sísmicas en el suelo existente debajo de la edificación. Pueden utilizarse movimientos sísmicos de diseño diferentes a los definidos en A.2.4, si se demuestra que fueron obtenidos utilizando mejor información proveniente de un estudio detallado de propagación de la onda sísmica a través del suelo existente debajo del sitio, o de la incidencia de la topografía del lugar, en los siguientes casos: Cuando se realicen estudios de microzonificación (A.2.1.2.1) o estudios particulares de sitios (A.2.1.2.2). El Reglamento siempre exige que cuando se haga uso de este tipo de información los resultados de dichos estudios deben ser aprobados por la oficina o dependencia encargadas de expedir las licencias de construcción.

2.2. REPRESENTACIÓN DE LA AMENAZA

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, rige el diseño sismo resistente en Colombia y las edificaciones diseñadas siguiendo sus requisitos, indicando que dichas estructuras “deben ser capaz de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño en elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales, pero sin colapso”.

Las características de los movimientos sísmicos de diseño se definen en el reglamento NSR-10 por medio del espectro elástico de diseño especificado en el capítulo A.2.6, o alternativamente por medio de una familia de acelerogramas que cumplan los requisitos del capítulo A.2.7, o bien por medio de expresiones derivadas del estudio de microzonificación, las cuales deben seguir los criterios del capítulo A.2.9.

2.2.1. Espectro de respuesta

El espectro de respuesta es la representación gráfica de la respuesta máxima que produce una acción dinámica determinada, en una estructura u oscilador de un grado de libertad (Crisafulli y Villafañe, 2002). La construcción de estos diagramas requiere la solución de sistemas de un grado de libertad para una secuencia de valores de la frecuencia natural y de la relación de amortiguamiento en el rango de interés. Cada solución proporciona un único punto (el valor máximo) del espectro de respuesta (Paz, 1992).

Con fines ilustrativos se presenta en la Ilustración 3, el espectro de respuesta de la componente horizontal de un acelerograma registrado en el sismo de Cape Mendocino de 1992. El espectro de respuesta de un acelerograma, a diferencia de un espectro de diseño, no presenta la misma tendencia suavizada (ver numeral 2.2.2). El espectro considerado en la Ilustración 3 muestra su máximo valor de aceleración (en porcentaje de la gravedad) alrededor de los 0.25 s.

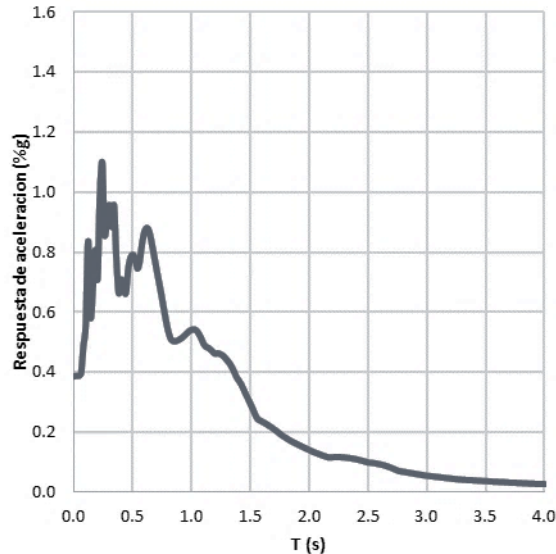


Ilustración 3: Espectro de aceleración del sismo de “Cape Mendocino” de abril 25 de 1992

Las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el movimiento sísmico es altamente aleatorio y no se pueden predecir las características exactas de un futuro evento. Por lo tanto, el diseño o verificación de las construcciones sísmo resistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos (Crisafulli y Villafañe, 2002), cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo.

El espectro más utilizado para el diseño sísmico de estructuras es el que utiliza como parámetro de respuesta máxima la aceleración y corresponde a un espectro de amenaza uniforme. Para el caso de Colombia, el espectro de diseño está definido en el reglamento NSR-10 y representa la sismicidad probable del lugar, para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años.

2.2.2. Espectros de diseño

El espectro de diseño definido en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, es el espectro que representa los movimientos sísmicos de diseño, y está definido en función de la aceleración pico efectiva y de la velocidad pico efectiva, representadas por los parámetros A_a , y A_v , respectivamente, descritos para cada municipio de Colombia. Estas aceleraciones tienen una probabilidad de ser excedidas del 10% en un lapso de 50 años, correspondiente a la vida media útil de una edificación, que conducen a un período de retorno de 475 años.

Los espectros están representados en el actual reglamento en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento, y presentan en las abscisas el período propio de la estructura y en las ordenadas la

respuesta máxima calculada para un coeficiente del cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico. Esta respuesta tiene en cuenta el uso de la edificación y los efectos de sitio, afectando el espectro con el coeficiente de importancia I y los factores de amplificación F_a en la zona de períodos cortos y F_v en la zona de períodos intermedios. En la Ilustración 4 se presenta el espectro de amenaza del reglamento NSR-10.

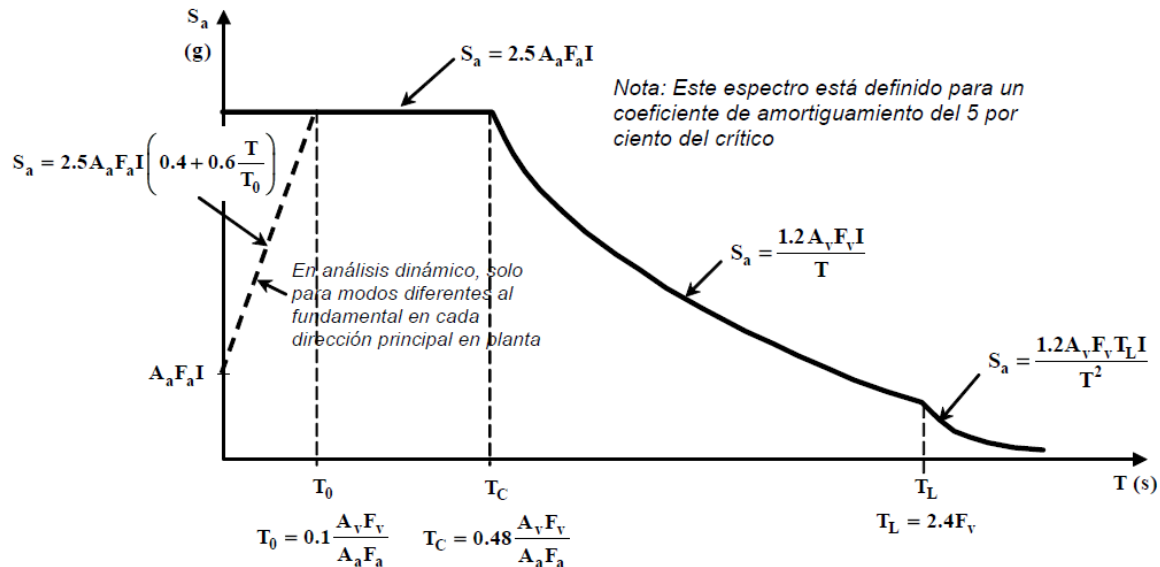


Ilustración 4: Espectro de diseño definido en el reglamento NSR-10 (AIS, 2010)

S_a = Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T .

A_a = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.

A_v = coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño.

T = período de vibración del sistema elástico.

T_0 = período de vibración el cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones, en segundos.

T_c = período de vibración, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo.

T_L = período de vibración, en segundos, correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos.

F_a = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional.

F_v = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.

I = coeficiente de importancia.

La amenaza sísmica de cada ciudad depende del lugar de donde se encuentra ubicada, en este caso, la ciudad de Medellín está clasificada en una zona de amenaza intermedia.

Espectros de diseño para Medellín

Las estructuras analizadas para este proyecto estaban cimentadas en perfiles de suelo tipo C o D; estos tipos de perfiles de suelos son los más comunes en la ciudad de Medellín. Los perfiles en roca (perfiles tipo A y B) por el nivel de meteorización, son poco factibles, por lo tanto, para este proyecto se limitó los espectros de respuesta solo para los comportamientos de las estructuras analizadas en perfiles de suelo C y

D. En la Ilustración 5, se presenta el espectro de diseño definido en el capítulo A.2.6 del reglamento NSR-10, para los perfiles de Suelo C y D para la ciudad de Medellín. La Tabla 1 presenta los coeficientes espectrales para cada espectro (suelo C y D).

Tabla 1: Coeficientes espectrales de diseño para la ciudad de Medellín, perfiles de suelos C y D

Tipos de perfil	Ciudad	Región	Aceleración pico A_a	Velocidad pico A_v	Coficiente F_a	Coficiente F_v	Coficiente de importancia
Suelo C	Medellín	Intermedia	0.15	0.2	1.2	1.65	1.0
Suelo D			0.15	0.2	1.5	2.2	1.0

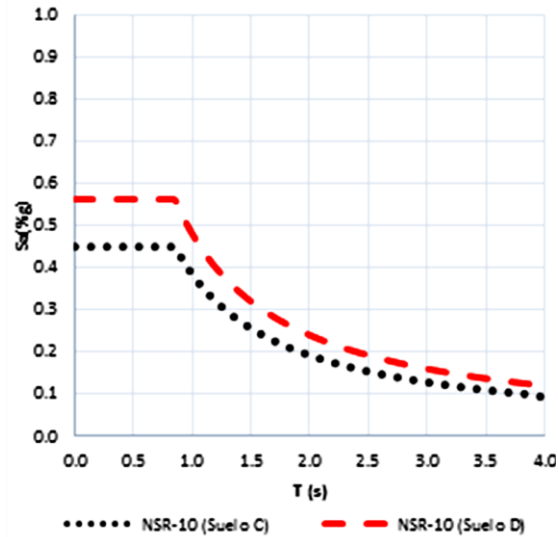


Ilustración 5 Espectro de diseño para los perfiles de suelo C y D.

2.2.3. Acelerogramas

El reglamento NSR-10 no solo representa la amenaza sísmica con espectros de diseño, también permite el uso de los acelerogramas (reales o sintéticos) característicos de los movimientos esperados del terreno. Los acelerogramas son representaciones temporales de la aceleración que experimenta el suelo en un determinado punto durante un terremoto; el registro obtenido por un acelerógrafo corresponde a los valores de aceleración del terreno medidos en dos direcciones horizontales ortogonales y una dirección vertical.

Existen varios tipos de acelerogramas que se pueden utilizar para el análisis sísmico, entre ellos se encuentran los acelerogramas reales, artificiales o sintéticos. El uso de los mismos y la aplicación al diseño sísmico se encuentran especificados y limitados por la NSR-10.

Acelerogramas reales

Los acelerogramas reales son una descripción del movimiento del terreno en función del tiempo y mediante valores de aceleración, contienen las características originales del evento, como son la duración, el contenido de frecuencias y la forma. Los acelerogramas reales son usados con más frecuencia en procesos de investigación para el diseño de estructuras civiles mediante análisis lineales dinámicos y no lineales (tanto en métodos dinámicos como estáticos), en el desarrollo de leyes de atenuación, en estudios

de respuesta dinámica del sitio, en la evaluación de la interacción suelo estructura y en la práctica de instrumentación sísmica. Una representación de un acelerograma real se presenta en la Ilustración 6.

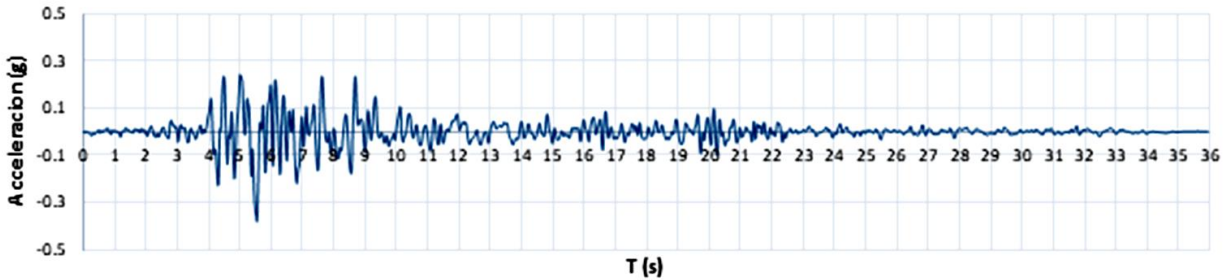


Ilustración 6: Aceleración del sismo de “Cape Mendocino”, RIO DELL OVERPASS FF, (CDMG STATION 89324), componente horizontal 270° de abril 25 de 1992.

Acelerogramas sintéticos

Los acelerogramas sintéticos son generados por un proceso de modelación del movimiento fuerte, de modo que representan de una manera adecuada el movimiento sísmico prescrito para el lugar (Orosco et al., 2007). Se generan de manera que coincidan con la distribución estadística de los espectros de respuesta, dada por las ecuaciones medias de predicción del movimiento del suelo, la desviación estándar y los coeficientes de correlación que representan la fuente, la trayectoria y los efectos locales. El interés por generar este tipo de registros se encuentra motivado en los siguientes hechos:

1. El desarrollo adquirido en los métodos de análisis no lineal de estructuras.
2. La insuficiencia de registros sísmicos reales, o su falta de adecuación a las condiciones geológicas locales.
3. La necesidad de generar espectros de piso para el diseño de equipos y elementos no estructurales.
4. La importancia de evaluar la vulnerabilidad de estructuras sometidas a sismos construidas bajo normas de diseño diferentes a las actuales.

Acelerogramas artificiales

Un acelerograma artificial es una representación de la respuesta que se genera a partir de un contenido frecuencial esperado, como el espectro de diseño. Estas señales pueden cubrir un rango amplio de frecuencias y se ajustan a las amplitudes espectrales en las diferentes normativas. Sin embargo, un problema en este tipo de acelerogramas es que debido al procedimiento de generación de la señal, se origina un contenido de energía muy alto que no corresponde a la realidad (Bommer et al., 2003).

Los acelerogramas utilizados en el análisis de la estructura deben ser consistentes con la amenaza para la misma probabilidad de excedencia que los espectros de diseño. Además, deben cumplir con los requisitos de amplitudes y rangos de períodos definidos en la sección A.2.7.1 del reglamento NSR-10. Los criterios de selección se presentan posteriormente en este informe en el capítulo 5.

La respuesta de la demanda en las edificaciones no solo se ve influenciada por la características de la amenaza sísmica, sino que también, el comportamiento de una estructura en conjunto depende del tipo de comportamiento que tengan los elementos que la componen y la manera en que se encuentran integrados (Bazán y Meli, 2004). Las técnicas convencionales estipuladas por la reglamentación actual para mitigar y controlar la respuesta de una edificación ante un evento sísmico se basan en la combinación de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de la estructura (Oviedo y Duque, 2006). En estructuras sísmicamente resistentes estos métodos exigen una cuidadosa disposición

de la configuración estructural, de los tipos de conexiones, la disposición de refuerzo en los casos de estructuras de concreto reforzado y de la adecuada selección del sistema estructural. El reglamento NSR-10 especifica diferentes tipos de sistemas estructurales que se clasifican según los elementos que los componen y la manera cómo resiste las demandas.

2.3. SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA

El reglamento NSR-10 reconoce varios sistemas estructurales y realiza una descripción en el capítulo A.3.2 de todos ellos. En esta sección se describen los tipos de sistemas estructurales que se van a evaluar en este trabajo, los cuales son muy comunes en la ciudad Medellín, ciudad objeto de esta investigación. Cada uno de ellos se subdivide según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. A continuación se presenta una descripción breve de los sistemas estructurales, indicando las principales ventajas y desventajas según Bazán y Meli (2004).

2.3.1. Sistema de pórtico

Es un sistema estructural compuesto por pórticos espaciales, que están formados por columnas y vigas en dos direcciones, conectados entre sí de manera que permiten la transmisión de momentos flexionantes y proporcionen la resistencia a cargas laterales de los edificios (AIS, 2010)

Ventajas

- Libertad en el uso de espacios internos.
- Son sísmicamente dúctiles y poseen gran capacidad de disipación de energía, cuando se siguen los requisitos fijados para tal efecto.

Desventajas

- Los edificios en este sistema tienen resistencia y rigidez a cargas laterales relativamente bajas, a menos que las secciones transversales de estos elementos sean extremadamente robustas.
- Debido a su gran ductilidad y baja resistencia, éste tipo de sistemas estructurales desarrollan mecanismos de fallas que involucran el mayor número posible de articulaciones plásticas, en aquellas secciones donde se puede disponer de mayor ductilidad. El mecanismo de falla se llama “viga débil – columna fuerte”.
- Los edificios a base de pórticos resultan en general considerablemente flexibles y en ellos se vuelve crítico el problema de mantener los desplazamientos laterales dentro de los límites prescritos por la norma.

2.3.2. Sistema combinado

En muchos casos prácticos, para dar a los edificios rigidez y resistencia suficiente ante cargas laterales, se recurre al uso de muros de concretos, normalmente combinados con pórticos. El sistema de muros de carga, también denominado muro de cortante es un sistema estructural de placas verticales. Los sistemas estructurales combinados según las NSR-10 son sistemas en los cuales:

- “Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.

- Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales.”

Ventajas:

- El sistema combinado es la mezcla de dos sistemas estructurales como lo son: el sistema de muros y el de pórticos. Las propiedades del sistema de muros proporcionan rigidez y resistencia a cargas laterales y el sistema de pórticos ayuda a que se pueda liberar el uso de espacios internos.
- Los sistemas de muros y pórticos se complementan de manera directa, de esta forma las ventajas de ambos complementan, supliendo las desventajas particulares de cada sistema.

Desventajas

- La extrema diferencias en rigidez que existe entre las zonas rígidas y el resto de la estructura, genera que las fuerzas laterales se concentren en dichas y así se transmiten a áreas concentradas de la cimentación.
- Puede producirse solicitaciones excesivas en los elementos que conectan al resto de la estructura con las zonas rígidas.
- Cualquier irregularidad de los elementos rígidos en elevación implica la transmisión de fuerzas muy elevadas. La transmisión de estas fuerzas elevadas resulta particularmente crítica cuando la estructura está desplantada en suelos compresibles.

La selección de un sistema estructural está determinada por muchos aspectos, éstos bien pueden darse por necesidades de la estructura como aumento de rigidez o aspectos arquitectónicos que influyen en la distribución en planta. En la Ilustración 7 se presenta de forma gráfica los tipos de sistemas estructurales, los elementos que los componen y la disposición para la resistencia de las cargas de los componentes del sistema.

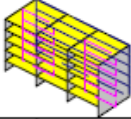


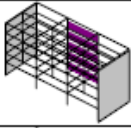
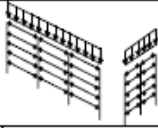

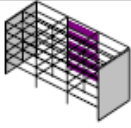
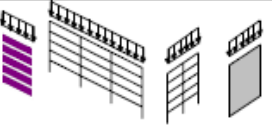

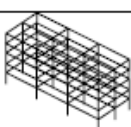
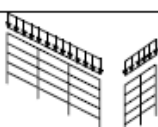
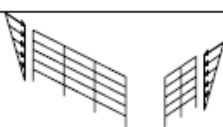
SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SÍSMICA			
SISTEMA			
		CARGAS VERTICALES	
		FUERZAS HORIZONTALES	
MUROS DE CARGA			
COMBINADO			
			
PÓRTICO			

Ilustración 7: Sistema estructural Figura 4 NSR-10 (AIS, 2010).

Como se mencionó antes, tanto el sistema estructural como la configuración estructural del edificio se ven involucrados en la respuesta estructural. Según el Fondo de Prevención y Atención de Emergencias (FOPAE) las irregularidades en planta o en altura, en términos de las propiedades intrínsecas de la

edificación como la masa, resistencia o rigidez, pueden producir concentraciones de esfuerzos o desviaciones entre el centro de masa y centro de rigidez que generan riesgo en la integridad estructural de la edificación (AIS, 2004). La irregularidad de la forma del edificio podría ser una indicación de posible respuesta sísmica inadecuada, ocasionando que el mismo sea susceptible a daños (ISO-28841, 2010).

La NSR-10 presenta en el capítulo A.3 los tipos de irregularidades más comunes que pueden generar la disminución en la resistencia estructural ante ciertas demandas sísmica.

2.4. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

La configuración estructural se refiere a la disposición de los elementos y del sistema estructural de la edificación en forma horizontal y vertical. La respuesta de una estructura ante un sismo se vuelve más impredecible con la presencia de factores que se mezclan en el comportamiento de las edificaciones; éstos están dados por el tamaño, la forma del edificio en planta, la elevación y proporción, uniformidad y distribución del sistema estructural, tipos y localización de elementos resistentes y no estructurales (Bazán y Meli, 2004). Estos factores determinan la localización de los centros de masa, cortantes y rigidez de la estructura. Todos estos elementos hacen parte de la configuración e intervienen en la respuesta y deben ser tomados en cuenta para diseñar una estructura sísmo resistente.

Las características que influyen en el comportamiento de las edificaciones y que hacen parte del análisis estructural de la edificación se describen a continuación, de manera que deban ser considerados en el capítulo de análisis de los resultados para el desarrollo de este proyecto.

2.4.1. Peso

El tamaño del edificio —y por lo tanto su peso— influye en la respuesta estructural, ya que las fuerzas inerciales son proporcionales a la masa y en consecuencia se ajustan al peso de los elementos que la conforman (elementos estructurales, no estructurales, acabados, revestimiento, etc.). Cualquier cambio en el tamaño del edificio afecta su comportamiento y las alternativas en la solución estructural, ya que el sistema previsto para esa estructura puede verse obligado a cambiar por no satisfacer las necesidades del nuevo peso. Además, en situaciones donde se presenten masas ubicadas en las partes altas de un edificio, se generan condiciones desfavorables debido a que la aceleración crece con la altura; las fuertes diferencias de los pesos en pisos sucesivos y una posición asimétrica del peso distribuido en las planta de cada piso, pueden generar un mayor momento torsor (Bazán y Meli, 2004).

2.4.2. Configuración en planta

La forma en planta de un edificio, al igual que el peso, incide en la respuesta sísmica, por lo tanto, el comportamiento sísmico del edificio es difícil de cuantificar cuando la distribución de elementos es asimétrica y no uniforme (Medina, 2005). Las dimensiones considerables en edificios con buena resistencia a la carga lateral en una dirección pero no en la otra y edificios con mayores excentricidades de rigidez en el sistema de resistencia a la fuerza lateral, lo que puede ocasionar que la edificación experimente grandes variaciones en la vibración a lo largo de la estructura, donde se genera fuerzas torsionales alrededor de un eje vertical (Bazán y Meli, 2004), y que corresponden a irregularidad Tipo 1aP y 1bP de la NSR-10, son el tipo de irregularidades que más se presentan en planta y el reglamento describe en el capítulo A.3.3.6 y A.3.3.7 el tipo de edificaciones que limita, siendo estas pertenecientes a las estructuras del grupo de uso I y II, que se construyan en las zonas de amenaza sísmica baja y las del grupo I para las edificaciones en zonas sísmicas intermedias. Las formas en L, T, U, H, +, o una combinación de estas, producen durante un movimiento sísmico, que cada ala tenga un movimiento diferente y la esquina

interior o entrante que está en la unión entre las dos alas adyacentes sea la parte que más daño va a presentar (Medina, 2005). Las reducciones de esquina, edificios con grandes espacios, aberturas dentro de sus diafragmas horizontales y los edificios en forma de cuña triangulares son igualmente susceptibles a daños. Este tipo de irregularidades corresponden a las irregularidades Tipo 2P, 3P y 5P prescrita en la NSR-10. Las edificaciones que presentan irregularidades de Tipo 3P por especificación del capítulo A.3.3.7, también se describe para el grupo de uso I en zonas sísmicas intermedias.

2.4.3. Configuración en altura

Los edificios con pisos flexibles, distribuciones irregulares de masas entre pisos, reducciones bruscas de un nivel a otro, desplazamiento del plano de acción vertical y pisos débiles, irregularidades de Tipo 1aA y 1bA, Tipo 2A, Tipo 3A, Tipo 4A y Tipo 5A, definidas por NSR-10, tienden a amplificar la vibración en las partes superiores del edificio y son particularmente críticas. El comportamiento de un edificio ante un sismo es similar a una viga en voladizo, donde el aumento de la altura implica un cambio en el período de la estructura que incide en la magnitud de las fuerzas y la respuesta de la demanda sísmica (Medina, 2005). Al igual que en la configuración en planta, los capítulos A.3.3.6 y A.3.3.7 limita la clasificación de una estructura regular o irregular, tomando en cuenta la zona sísmica de amenaza y el grupo de uso de la edificación. Para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos o daños en los elementos, es necesaria una configuración sencilla, regular y simétrica en altura. Son particularmente Bazán y Meli (2004) que presentan algunos de estos problemas.

2.4.4. La proporción

Un edificio esbelto se puede determinar por la relación de las dimensiones de la sección transversal de la edificación y la longitud o altura de la misma, el aumento considerable de este aspecto genera una mayor posibilidad de efecto de vuelco de la edificación ante un sismo, ya que la contribución de los modos superiores es importante y el edificio puede hacerse inestable por el efecto $P-\Delta$.

2.4.5. Variación en la rigidez o escalonamiento

Unas reducciones abruptas en el tamaño del piso de un nivel con respecto al siguiente (irregularidad 3A según la NSR-10) o en el aumento del tamaño del edificio a medida que se eleva, es lo que se conoce como escalonamiento invertido.

2.4.6. El piso débil

Se presenta cuando una planta de un nivel inferior es más débil que las plantas superiores del edificio, causando una discontinuidad de resistencia y rigidez. Este problema tiende a ser más grave cuando el piso débil es el primero o segundo, ya que en estos niveles se presentan las fuerzas sísmicas máximas. Los muros de cortante discontinuos se pueden considerar que generan un problema como el de piso débil (irregularidad tipo 5aA y 5bA, respectivamente). Además de no cumplir con los requisitos de diseño, un muro de cortante discontinuo es una contradicción fundamental de diseño. El propósito de un muro de cortante es resistir las fuerzas de inercia que se originan en los diafragmas y transmitir las hacia la fundación en la forma más directa posible, por lo que interrumpir esta trayectoria se convierte en un error y realizarlo en la base es un problema aún mayor, siendo el peor caso de la condición de planta baja débil (Christopher y Reitherman, 1994).

2.4.7. Terreno inclinado

El origen de este problema por lo general reside en consideraciones arquitectónicas realizadas sobre terrenos en colinas o inclinados, de tal manera que la diferencia de altura libre entre los lados opuestos del edificio excede el 20% de la altura del relieve. Debido a esta condición se crea una diferencia de contención entre los lados del edificio ocasionando que una porción del edificio se apoye sobre el nivel del terreno mediante elementos altos, en tanto que otras áreas se apoyan sobre columnas más cortas (Medina, 2005). Estas configuraciones pueden causar torsión global y efectos de columna corta. Sin embargo, este aspecto no se especifica en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, pero se consideró importante tenerlo presente en las configuraciones estructurales debidos a los esfuerzos que genera en los edificios.

Las irregularidades presentes en planta, traducidas en cambios de rigidez, resistencia y distribución de masas (posición asimétrica) pueden originar vibraciones torsionales que ocasionan concentraciones de esfuerzos difíciles de evaluar. Las irregularidades en altura generadas por cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía en el momento del sismo se concentre en los pisos flexibles, introduciendo problemas de sobresolicitación de los elementos (Christopher y Reitherman, 1994). Las

Ilustración 8 y Ilustración 9 presentan los tipos de irregulares en planta y altura, respectivamente, las cuales son descritas en las Tablas A.3-6 y A.3-7 del reglamento NSR-10 (AIS, 2010). Las ilustraciones presentan los tipos más comunes de irregularidades que se pueden observar en las edificaciones reales.

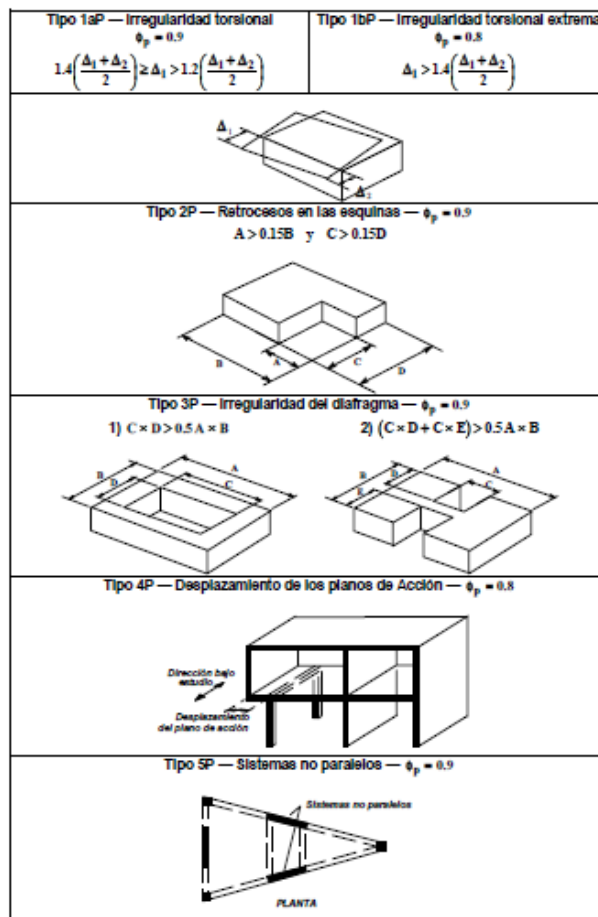


Ilustración 8: Irregularidades en planta Figura A.3-1 NSR-10 (AIS, 2010)

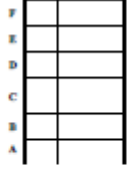
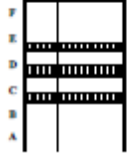
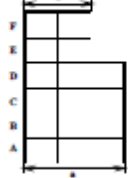
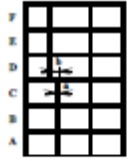
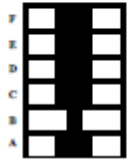
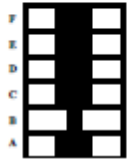
<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rígidez } K_D \leq \text{Rígidez } K_C < 0.70 \text{ Rígidez } K_D$ $0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rígidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p> <p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rígidez } K_C < 0.60 \text{ Rígidez } K_D$ $\text{Rígidez } K_C < 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$</p> <p>$m_D > 1.50 m_C$ $m_E > 1.50 m_C$</p>	
<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$</p> <p>$a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$</p> <p>$b > a$</p>	
<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ $0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

Ilustración 9: Irregularidades en Altura Figura A.3-2 NSR-10 (AIS, 2010)

3. MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

El Título A del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 se apoya en gran medida en el documento Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-05 (ASCE/SEI, 2006). Esta norma admite básicamente dos métodos de análisis sísmico: Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) y Análisis Dinámico Elástico Espectral (Pérez, 2012). En ambos métodos se determinan unas fuerzas laterales de diseño, basadas en las propiedades dinámicas estimadas o calculadas, según el caso, de un modelo elástico de la estructura y en un espectro elástico de aceleraciones de diseño. Sin embargo, la NSR-10 reconoce otros métodos de diseño, donde se hace presente el uso de acelerogramas; además, se permite el uso de métodos de análisis y diseño estructural diferentes a los prescritos por esta Ley y sus reglamentos, siempre y cuando el diseñador estructural presente evidencia que demuestre que la alternativa propuesta cumple con sus propósitos en cuanto a seguridad, durabilidad y resistencia, especialmente sísmica.

A continuación se describen las características principales de algunos de los análisis estáticos y dinámicos descritos en el reglamento NSR-10. Se presentan los métodos estáticos de la Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) y el análisis estático no lineal pasa a paso (Pushover). Los métodos dinámicos se dividen en espectrales y tiempo historia, conocidos como el método Dinámico Modal Espectral (DME) y el Dinámico Tiempo Historia (DTH), respectivamente.

3.1. MÉTODOS ESTÁTICOS

Los métodos de este tipo se basan generalmente en la determinación de la fuerza lateral total, cortante basal, a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema de un grado de libertad, para después distribuir estas cortantes en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo de vibración. Dentro de los métodos estáticos se encuentran el método de la fuerza horizontal equivalente y el análisis estático no lineal de plastificación progresiva “Pushover”.

3.1.1. Análisis de la Fuerza Horizontal Equivalente

El método de la fuerza horizontal equivalente es un método aproximado que consiste en representar las fuerzas sísmicas a través cargas laterales estáticas, transformando el problema dinámico a uno estático (Maldonado y Chío, 2004). Este método se basa en la suposición de que el comportamiento estructural está controlado por un primer modo de vibración correspondiente a la traslación de la masa en la dirección de aplicación del cortante basal. En el método se usa la masa efectiva del primer modo como representativa de la masa total de la estructura y se despreja el efecto de los otros modo de vibración (Arévalo et al., 2013).

La Ilustración 10 representa la distribución de fuerzas horizontales (forma de un triángulo invertido) y la cortante basal o fuerza en la base del edificio. El método presenta una serie de limitaciones que se describen en la Tabla 2 de este capítulo. Sin embargo, este método es muy usado por los diseñadores estructurales en el mundo entero. Aunque este método tiene una serie de restricciones, aún es aplicable en el análisis de ciertos tipos de edificaciones o en la realización de ajustes cuando se emplean otros métodos en el cálculo de fuerzas sísmicas (Arévalo et al., 2013).

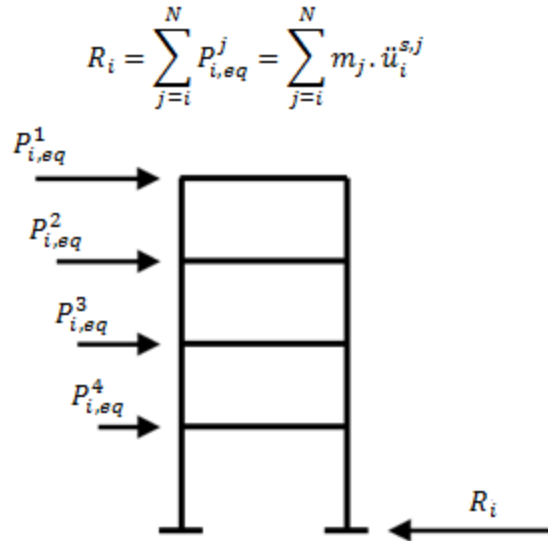


Ilustración 10: Fuerzas equivalentes del modo genérico que representa el análisis de FHE. Adaptado de Prato et al (2015)

Dónde:

R_i : Reacción en la base para el modo i expresada en función de los desplazamientos pisos y de la masa de cada piso.

$P_{i,eq}^j$: Componentes del vector de fuerzas equivalentes del modo i .

m_j : Masa de cada piso.

$\ddot{u}_i^{s,j}$: Aceleración de los pisos

i : Número del modo

j : Número de piso

N : Número total de pisos

3.1.2. Análisis no lineal de plastificación progresiva (Pushover)

El análisis *pushover* somete la estructura bajo una distribución de fuerzas inerciales esperadas. El patrón de cargas laterales utilizado para el análisis se incrementa de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Utilizando este procedimiento es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de cada uno de los componentes y el historial de deformaciones y cortantes en la estructura (Peralta, 2012). El método permite además, determinar el diagrama de capacidad, que representa un dato básico para predecir la fuerza y de ductilidad de la estructura.

La suposición básica de este método es que la estructura vibra como un sistema de un grado de libertad. Este método puede resultar ineficiente si se estudian estructuras altas o asimétricas en planta y/o en elevación. En las estructuras altas y en las asimétricas los modos superiores influyen en la respuesta global (Guevara et al., 2006).

A continuación, se exponen algunas limitaciones del método:

- El procedimiento utilizado asume implícitamente que el daño estructural depende solo de las deformaciones laterales de la estructura, despreciando lo efectos de duración y disipación de la energía acumulada (Bonett, 2003).

- El cambio progresivo en las propiedades modales que ocurre en la estructura cuando experimenta cedencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis (Guevara et al., 2006)
- Desprecia la energía relacionada con las componentes dinámicas de la fuerza, es decir la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso, debido a que se enfoca solo en la energía de deformación (Guevara et al., 2006).

3.2. MÉTODOS DINÁMICOS

Existen diferentes procedimientos para calcular las sollicitaciones que el sismo de diseño introduce en la estructura. El método aceptado por el reglamento NSR-10 tiene distintos niveles de refinamiento que se dividen en dos grupos: los de tipo estático y los dinámicos (Meli, 1985). Mientras un problema estático tiene una única solución independiente del tiempo, la solución de un problema dinámico requiere la descripción del sistema en todos los instantes dentro del período en estudio, lo cual conlleva a grandes esfuerzos analíticos y numéricos que pueden, a su vez, implicar el uso de una herramienta computacional (Mora et al., 2006).

Los análisis de estos métodos se basan en principios aceptados por dinámica estructural, y están representados por la ecuación (1), ecuación diferencial de segundo grado, lineal no homogénea y de coeficientes constantes que se presenta a continuación:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_0 \quad (1)$$

Dónde:

m : Masa del sistema

c : Amortiguamiento del sistema

k : Rigidez del sistema

\ddot{u} : Aceleración de la masa

\dot{u} : Velocidad de la masa

u : Desplazamiento de la masa

\ddot{u}_0 : Aceleración de la señal arbitraria

La ecuación de movimiento es una expresión absolutamente general y solo varía en función de las variables masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura. La acción sísmica está dada por el término de la derecha en la ecuación. La base conceptual del análisis dinámico parte de concentrar las masas a nivel de cada piso, el cual se considera infinitamente rígido en su plano. Así, los grados de libertad por piso son tres, siendo éstos, dos traslaciones ortogonales y una rotación en torno al eje vertical.

Al excitar la estructura con un movimiento en su base, ésta responde con fuerzas del tipo inercial, elásticas y de amortiguamiento (absorbe y disipa energía). Las fuerzas inerciales asociadas con la masa de la estructura están en función de la aceleración excitadora.

A continuación se describen las características de los tipos de métodos dinámicos que se encuentran contemplados en el reglamento NSR-10, estos métodos se dividen en los análisis espectrales (hacen uso de un espectro de diseño) y los cronológicos o tiempo historia (hacen uso de un acelerograma).

3.2.1. Método dinámico modal espectral

El método propone la descomposición modal que permite hallar el desplazamiento de cada modo y el factor de participación modal asociado, con el objetivo de poder calcular los desplazamientos máximos debido a la respuesta de un modo en forma exacta a partir del conocimiento de la frecuencia naturales (o del período), forma modal y las ordenadas espectrales (S_a), que se hallan función del período natural (Donobhan, 2007).

El análisis modal aprovecha las propiedades dinámicas de la estructura, para reducir el problema de resolver un sistema acoplado de n ecuación diferenciales al de n ecuaciones diferenciales desacopladas. El concepto fundamental es que, en un instante dado, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales, puesto que los mismos constituyen un conjunto completo (Bazán y Meli, 2004). Es entonces que la respuesta de un edificio se describe como la superposición de las contribuciones de cada modo natural de vibración, donde la máxima respuesta de cada uno de los modos se determina directamente del espectro de respuesta sísmica (Tarque y Loaiza, 2003).

Para explicar el método modal espectral se debe incluir el efecto de todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual a 0.4 s, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección del análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles. Los pesos modales efectivos en cada dirección del análisis no debe ser menor al noventa por ciento del peso total de la estructura (Donobhan, 2007).

El análisis modal tiene muchas utilidades, las cuales además de permitir determinar las fuerzas que actúan sobre la estructura y comprender como se comportan las mismas bajo la acción de fuerzas dinámicas, permiten medir las propiedades de la estructura cuando se somete a una vibración para refinar y validar modelos analíticos, controlar la integridad de cierta estructura y su comportamiento, con el fin de detectar problemas y evitarlos (Henaó, 2013), comprobar el estado de las estructuras después de sufrir daños — como por ejemplo los debidos a un terremoto— y simular cambios en las características dinámicas, debido a modificaciones físicas, bien sea añadiendo una carga mayor o una rigidez para obtener una propiedad dinámica deseada.

El método modal espectral también presenta ciertas limitaciones asociadas a los sistemas no lineales, por ende, la estructura siempre debe mantenerse dentro del rango elástico y presentar pequeños desplazamientos. Adicional a esta limitación, el método espectral da como resultado el valor máximo del desplazamiento o esfuerzos máximos de la estructura, resultado de la superposición de todos los modos, pero sin indicar en qué instante del tiempo se produce dicho máximo; la falta de simultaneidad de la respuesta máxima en los distintos modos impide que se pueda obtener el valor exacto del máximo de la superposición de todos los modos.

3.2.2. Método cronológico

El análisis cronológico o tiempo historia, es un análisis paso a paso en el que la carga y el historial de respuesta se evalúa con respecto a un sucesivo incremento de tiempo estipulado, Δt . La respuesta se evalúa comparando las condiciones existentes en el comienzo del análisis (desplazamiento y velocidad) versus el incremento de carga en el respectivo intervalo (Domingues, 2003). El análisis de historias en el tiempo implica una evaluación usando registros reales o acelerogramas sintéticos como datos de entrada.

Por lo general este tipo de análisis es más utilizado en análisis no lineal debido a que las condiciones pueden variar de un paso a otro, tal como la rigidez de la estructura. En este proyecto se realizó un análisis lineal, considerando tanto secciones fisuradas y no fisuradas con el objetivo de comparar los resultados de las demandas de los análisis modales y Fuerza Horizontal Equivalente. Las tablas 2 y 3 presentan la descripción de los pasos para el diseño de edificaciones y las limitaciones de cada uno de los métodos respectivamente según el Reglamento NSR-10, los cuales fueron llevados a cabo para el desarrollo del trabajo.

Tabla 2: Comparación de los métodos de análisis

ANÁLISIS SÍSMICOS			
Metodología	ESTÁTICOS	DINÁMICOS	
	Fuerza Horizontal Equivalente	Dinámico Espectral Elástico	Análisis Cronológico Elástico
Representación Movimientos sísmicos	Debe utilizarse el espectro de diseño definido en A.2.6.		Deben utilizarse familias de acelerogramas, tal como las define A.2.7.
Modos vibración	--	Determinar número de modos de vibración, que aportan el 90 % de la masa (M).	
Período	Determinar el período fundamental de la estructura, T.	Determinar el período de vibración del modo de vibración m (T_m), es decir el período en cualquier modo de vibración.	
Aceleración espectral de diseño	Determinar la aceleración espectral de diseño (S_a), para el período (T) de la estructura. (Ver ecuación A.3.6-3).	Determinar la aceleración espectral de diseño (S_{am}), para el período del modo m (T_m).	Determinar la aceleración del terreno (A_{tem}).
Combinación de modos	--	Combinación por el método combinación cuadrática completa (CQC), raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) u otros.	
Cortante Basal	Cálculo del cortante sísmico en la base (V_s), equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene de la multiplicación del valor de la aceleración (S_a), como fracción de la de la gravedad, por la masa total de la edificación (M) y la aceleración debida a la gravedad (g). $V_s = S_a g M$	Cálculo del cortante modal total en la base (V_{ij}), en la dirección j. Se obtiene combinando los cortantes contribuidos por cada modo, (V_{mj}), en la misma dirección de acuerdo con la combinación de modos de vibración. El cortante V_{mj} es igual a la masa efectiva modal del modo m (M_m) por la gravedad (g). Ecuación definida en A.5.4.3. $V_{mj} = S_{am} g M_{mj}$	--

Tabla 2 (cont.): Comparación de los métodos de análisis

ANÁLISIS SÍSMICOS				
Metodología	ESTÁTICOS		DINÁMICOS	
	Fuerza Horizontal Equivalente		Dinámico Espectral Elástico	Análisis Cronológico Elástico
Ajuste de resultado por FHE	--		<p>Factor de modificación:</p> <ul style="list-style-type: none"> <i>Estructuras regulares:</i> El cortante dinámico total en la base (V_{tj}), después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j, no puede ser menor que el 80 por ciento del cortante sísmico en la base (V_s). $0.8 * V_s / V_{tj}$ <p>Estructuras Irregulares:</p> <ul style="list-style-type: none"> <i>Estructuras regulares:</i> El cortante dinámico total en la base (V_{tj}), después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, j, no puede ser menor que el 90 por ciento del cortante sísmico en la base (V_s). $0.9 * V_s / V_{tj}$ 	<p>Factor de modificación: El cortante dinámico total en la base (V_{tj}), para cualquiera de las direcciones de análisis, j, no puede ser menor que el cortante sísmico en la base (V_s). V_s / V_{tj}</p> <p><i>Condiciones</i></p> <ul style="list-style-type: none"> en caso de utilizar modelo matemático inelástico, los resultados ya tienen involucrado el efecto asociado al R. Tener en cuenta en el ajuste Si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del valor máximo del cortante dinámico total en la base (V_{tj}), se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados
Efectos direccionales	<p>Considerar la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular.</p> <p>Alternativamente, se puede calcular como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales.</p>		--	
Torsión	Desplazar el centro de masa un 5% en cada dirección y piso.		-	
Fuerza de piso	Determinación, Fx.		--	

Tabla 2 (cont.): Comparación de los métodos de análisis

ANÁLISIS SISMICOS				
Metodología	ESTÁTICOS		DINÁMICOS	
	Fuerza Horizontal Equivalente		Dinámico Espectral Elástico	Análisis Cronológico Elástico
Análisis de la estructura	<ul style="list-style-type: none"> Desplazamientos horizontales de la estructura, incluyendo efectos torsionales, que se emplean para evaluar si las derivas de la estructura cumplen los requisitos dados en el Capítulo A.6. Distribución del cortante de piso, incluyendo los efectos torsionales, a todos los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica. Efectos de las fuerzas sísmicas en la cimentación de la edificación. Fuerzas internas (momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos de torsión) correspondientes a cada elemento que haga parte del sistema de resistencia sísmica. Reducción de fuerzas de diseño en los elementos y combinaciones de carga. 	<ul style="list-style-type: none"> Efectos direccionales, torsionales y los efectos de la aceleración vertical. Evaluación de las derivas. Reducción de fuerzas de diseño en los elementos y combinaciones de carga. 	<ul style="list-style-type: none"> Fuerzas reducidas de diseño en los elementos y combinaciones de carga. Fuerzas de diseño en la cimentación. 	

La Tabla 3 presenta los requerimientos mínimos que deben tenerse en cuenta cuando se desean utilizar los métodos de análisis fuerza horizontal equivalente y dinámico elástico. El método de la fuerza horizontal equivalente puede usarse con estructuras regulares e irregulares en la zona sísmica baja, intermedia en el caso que las edificaciones pertenecientes al grupo de uso I y en todas las zonas de amenaza sísmica en caso en que la edificación sea regular, no supere los 20 niveles o 60 m de altura desde la base, y en todos los perfiles de suelo, exceptuando los perfiles de suelo D, E y F donde la evaluación del período de la estructura sea mayor de dos veces el período de transición entre la zona de períodos cortos y la parte descendente de espectro de diseño. Para poder usar el método de la fuerza horizontal equivalente en estructuras irregulares, éstas deben ser menores de 6 niveles o 18 m de altura medidos desde la base. El método de la fuerza horizontal equivalente no debe usarse para estructuras flexibles apoyadas sobre estructura rígidas que no cumplan los requisitos A.3.2.3 del reglamento NSR-10. El método dinámico elástico debe utilizarse cuando no se pueda analizar las estructuras por el método anterior. Además, el método dinámico elástico puede utilizarse para todas las edificaciones que tengan irregularidades que no estén descritas en A.3.3.4 y A.3.3.5, exceptuando el caso descrito en A.3.2.4.3 y con edificaciones de más de 5 niveles o de más de 20 m de altura, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta, que no tengan el mismo sistema estructural en toda su altura, con la excepción de los prescrito en A.3.2.4.3. Por último, para estructuras regulares o irregulares, localizadas en sitios que tengan un perfil de suelo D, E o F y que tengan un período mayor de dos veces el período de transición entre la zona de períodos cortos y la parte descendente de espectro de diseño, el análisis debe incluir los efectos de interacción suelo-estructura.

Tabla 3: Limitación y aplicación de los métodos de análisis sísmicos

ANÁLISIS SISMICOS	ZONA DE AMENAZA			EDIFICACIONES						GRUPO DE USO		PERFIL DEL SUELO					
	Alta	Intermedia	Baja	Regular	Planta	Irregular											
	Altura /Nivel	Altura /Nivel	Altura /Nivel			Altura				I	II al IV	A	B	C	D	E	F
Fuerza Horizontal Equivalente A.3.4.2.1	≤ 60m/20	≤ 60m/20	≤60m/20	Si	No	No				Si		Si				Si < 2Tc	
	≤ 18m/6	≤ 18m/6	≤18m/6	-	-	Si				Si		Sin limite					
	-	-	-	-	-	Estructuras flexibles apoyadas sobre estructuras más rígidas que cumplan los requisitos de A.3.2.4.3.				-		-					
Análisis Dinámico Elástico A.3.4.2.2	≥60m/20	≥60m/20	≥60m/20	Si	Si	si				Si		Si					
	≥ 18m/6	≥ 18m/6	≥ 18m/6	-	Si	Si				Si		Si					
	-	-	-	-	-	No. Estructura flexible apoyada sobre una estructura con mayor rigidez (A.3.2.4.3).				-		-					
	≥18m/5	-	-	-	-	Estructura que no tengan el mismo sistema estructural en toda su altura, con la excepción de los prescrito en A.3.2.4.3				-		-					

4. DESARROLLO DE LA MODELACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

En este capítulo se presenta la metodología utilizada para la modelación de las estructuras reales de la ciudad de Medellín. La metodología incluye la descripción y las consideraciones para la modelación de los tipos de edificaciones evaluadas.

4.1. SELECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

Las estructuras seleccionadas para el presente estudio corresponden a edificios de pórticos de hormigón reforzado y estructuras combinadas de pórticos y muros de hormigón reforzado. Estas tipologías estructurales corresponden a los sistemas estructurales más comunes en la ciudad de Medellín permitidos por el Reglamento de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. En el trabajo de González (2017), en donde se desarrolló un modelo de exposición de edificios residenciales para la ciudad de Medellín, se observa que las tipologías más comunes son los muros de mampostería no reforzada con un 53% del total del área construida de la ciudad, seguido por pórticos de concreto dúctiles y sistemas duales con un 14% y 9%, respectivamente. La selección de las edificaciones se realizó mediante la modelación representativa de las viviendas típicas en la ciudad de Medellín, tomando en cuenta los datos de la anterior investigación. Para este proyecto se descartó el análisis del sistema de mampostería no reforzada, el cual presenta el mayor porcentaje de existencia en la ciudad, debido a que la mampostería no reforzada es una tipología que no está permitida por los códigos sismo resistente para zonas de amenaza intermedia, como lo es Medellín.

El trabajo de González (2017) presenta además un total de edificios por rangos de altura de la ciudad de Medellín, el cual se muestra en la Tabla 4. Esta información permitió determinar el número de pisos a considerar en las estructuras analizadas, seleccionando alturas entre los 5 y 21 pisos (sin incluir cubierta).

Tabla 4: Total de edificios por rangos de altura de la ciudad de Medellín. Adaptado de González (2017).

Número de pisos	Número de edificios
0-5	341,864
6-14	2,273
15-29	586
30 o más	12
Total	334,735

A continuación, se realiza la descripción de las propiedades geométricas de las estructuras seleccionadas y se asigna una nomenclatura para identificarlas, de manera que su posterior análisis sea más eficiente.

4.2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS

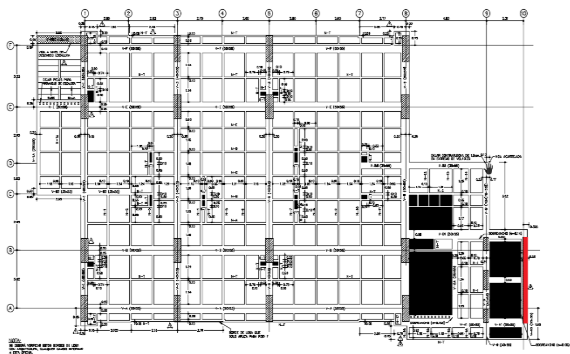
En este proyecto se realizó la modelación de cinco estructuras construidas en diferentes sectores de la ciudad de Medellín, tres de ellas en sistemas de pórticos de concreto reforzado y los dos restantes en sistemas de pórticos combinados con muros estructurales, todas con un factor de importancia tipo I, el cual define a las estructuras de ocupación normal, por lo general residencial, que de acuerdo con la NSR-10 tiene un factor de importancia (I) de 1.0. La altura de las edificaciones varía entre los 16 y 68 m. La Tabla 5 presenta un resumen de las características de cada estructura, que incluye la identificación asignada de acuerdo con el material (concreto reforzado, CR), sistema estructural (pórticos o combinado)

y número de pisos. La tabla también incluye información de la altura y el área en planta de la sección típica.

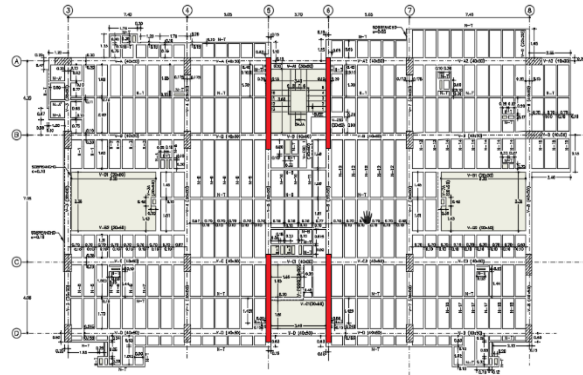
Tabla 5: Edificaciones consideradas en la investigación

ID	# Pisos	Altura (m)	Área en planta (m ²)	Sistema Estructural
CR-P-21	21+Cubierta	61.10	375.35	Pórticos
CR-C-20	20+Cubierta	62.86	519.98	Combinado
CR-C-13	13+ Cubierta	39.20	527.08	Combinado
CR-P-9	9+Cubierta	28.15	453.05	Pórticos
CR-P-5	5+Cubierta	16.2	223.24	Pórticos

La geometría de la losa típica de cada estructura se puede apreciar en las ilustraciones 11, 12 y 13, donde los elementos en rojo que se muestran en la planta conforman los muros estructurales del edificio. La estructura CR-P-21 solo tiene un muro ubicado en el punto fijo o foso del ascensor, clasificando ésta en el sistema de pórtico reforzados resistentes a momentos según la definición del Reglamento NSR-10. Las estructuras CR-C-20 y CR-C-13 están conformadas por una serie de muros ubicados, al igual que la estructura anterior, en la zona del ascensor; y las estructuras CR-P-5 y CR-P-9 no tienen ningún muro en su sistema de resistencia sísmica.

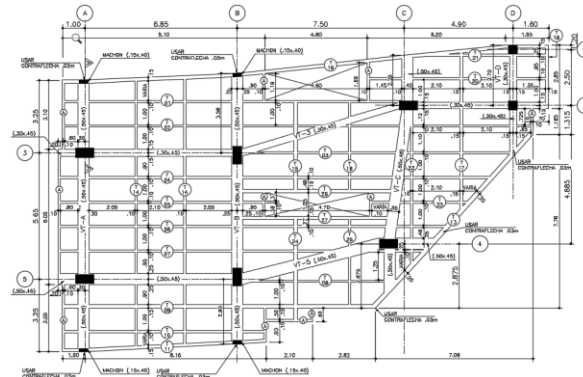
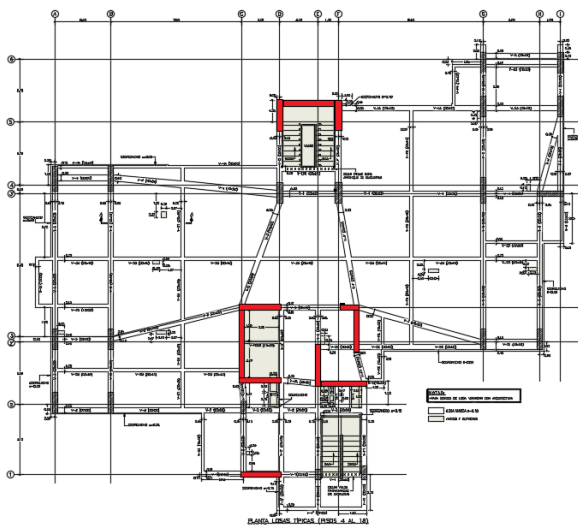


a)

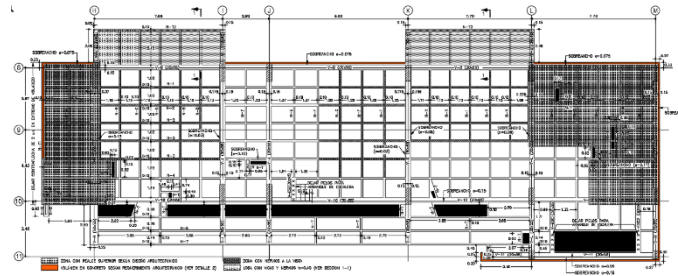


b)

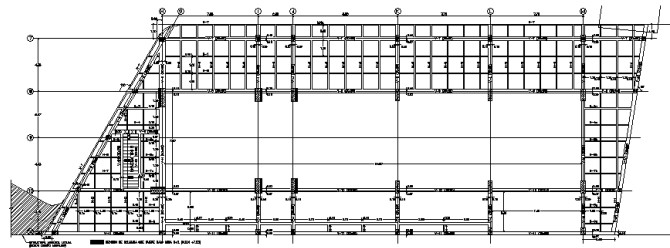
Ilustración 11: Vista en planta de la sección de la losa típica de las estructuras: a) CR-P-21; b) CR-C-13.



a) b)
 Ilustración 12: Vista en planta de la sección de la losa típica de las estructuras: a) CR-C-20; b) CR-P-5 .



a)



b)

Ilustración 13: Vista en planta de la estructura CR-P-9. a) Sección de la losa típica b) sección de la losa del nivel 3

4.3. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

La respuesta sísmica de las edificaciones consideradas fue obtenida a través de software de elementos finitos SAP2000. V17.1.1 (CSI, 2014). Los elementos vigas y columnas se asignaron como elementos “Frame”, o elemento barras; este tipo de elemento considera 6 grados de libertad en cada nodo, formando una matriz de rigidez 12x12 y no considera ningún efecto de la relación de Poisson. Los muros y las losas se modelaron como elementos “Shell” (elemento superficie o área), los cuales en relación con los tipos *frame* presentan matrices de rigidez de 36x36 o 24x24 para superficies o membranas; debido a esto los elementos *shell* consideran los efectos de relación de Poisson y la propia matriz de elasticidad puede ser alrededor de 3x3 para considerar las deformaciones por cortante. Los apoyos se asumieron restringidos en los 6 grados de libertad en la base de los edificios y no fue considerada la interacción suelo estructura.

El reciente decreto 945 del 5 de junio de 2017 especifica en el capítulo A.3.6.8.3 que “en los modelos de análisis los diafragmas no pueden aportar rigidez ni resistencia a los sistemas de muros debido a que son elementos que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica” (AIS, 2017). Lo anterior implica que a partir de la fecha de expedición del decreto no se pueden utilizar elementos “Shell” para modelar las losas. Los análisis de las estructuras incluidas en este trabajo se realizaron antes de la fecha en se expidió el decreto 945, siguiendo una metodología común en la práctica profesional. Se decidió conservar los resultados de los análisis, entendiendo que en trabajos futuros se debe tener en cuenta la restricción del decreto.

Se realizaron dos hipótesis de modelación para evaluar los efectos de flexibilidad del diafragma y la rigidez efectiva de los elementos. La Tabla 6 resume las dos condiciones de rigidez empleadas en cada uno de los modelos para cada edificio. La primera condición considera modelos semi-rígidos con reducción en los momentos de inercia (I_g) de vigas y columnas según el capítulo C.10.10.4.1 del Reglamento NSR-10, secciones agrietadas, y la segunda modelos rígidos, con momento de inercia del área de la sección bruta, los cuales son supuestos comunes en la práctica de la ingeniería (Ramos y Hube, 2017). Las estructuras modeladas emplearon los perfiles de suelo C y D, para la respuesta sísmica elástica mediante los métodos de análisis FHE, DME y DTH. En total, cada edificio se analizó 12 veces, resultado de combinar dos condiciones de rigidez, dos tipos de suelo y tres tipos de análisis.

Tabla 6: Momentos de Inercia utilizados en los modelos estructurales

Modelos	I_g Vigas	I_g Columnas
Secciones Fisuradas	0.35 I_g	0.7 I_g
Secciones no fisuradas	1.0 I_g	1.0 I_g

La orientación de las edificaciones con respecto a los ejes globales “X” y “Y” del programa SAP2000 se realizó posicionando las edificaciones de tal manera que la mayor dimensión en planta se ubicó en el eje X, mientras que la dimensión transversal, con una magnitud menor, se ubicó en el eje Y. Ambas dimensiones fueron tomadas en las losas típicas, a partir de los pórticos conformados en la planta, por lo que se despreció balcones e irregularidades en planta de algunas zonas de los edificios. Las dimensiones, cantidades de marcos o pórticos, las inercias de las columnas (IC) en cada dirección y la relación de longitudes, lado corto (L_c) sobre el lado largo (L_l) se observan en la Tabla 7.

Tabla 7: Orientación de las estructuras en los ejes globales de SAP2000.

ID	Dirección en X (m)	Cantidad de pórticos X	IC→X (m^4)	Dirección en Y (m)	Cantidad de pórticos Y	IC→Y (m^4)	L_c/L_l
CR-P-9	34.93	6	0.50	11.72	2	0.11	0.34
CR-C-13	34.35	6	2.89	15.5	4	0.11	0.45
CR-C-20	29.65	6	4.42	24.4	4	3.43	0.82
CR-P-21	26.24	6	13.78	13.75	4	0.26	0.52
CR-P-5	19.25	4	0.06	12.15	4	0.08	0.63

Las edificaciones que se modelaron en este trabajo de investigación de acuerdo con planos suministrados por diseñadores estructurales reconocidos de la ciudad de Medellín, no necesariamente son los diseños definitivos, pero se aproximan mucho a la estructura real. Este trabajo es netamente académico y no pretende juzgar los diseños realizados por los diseñadores. El objetivo del presente trabajo es comparar el comportamiento de estructuras reales ante diferentes formas de la carga dinámica.

A continuación se presentan las principales características dinámicas de las estructuras analizadas.

4.4. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE LAS ESTRUCTURAS

En esta sección se presentan las principales características dinámicas de las estructuras: los modos de vibración, la participación modal con relación a la masa, el período asociado a cada modo, la masa y las irregularidades de las estructuras. Estas características permiten comprender mejor la respuesta de las estructuras debido a la demanda sísmica. El período estructural se calculó a partir de los análisis modales utilizando los modelos de cada edificación, en el capítulo 5 se explica con más detalle la metodología usada.

Las tablas 8 a 12 presentan la participación modal para las tres primeras formas modales con las que vibra una edificación y los modos asociados a dichas formas, tanto para secciones fisuradas y no fisuradas. El programa SAP 2000 representa cada forma modal asociados a tres modos (modos de traslación en las direcciones X, Y, además del modo rotacional), estas tres primeras formas modales involucran 90% de la participación de la masa.

Para la estructura CR-P-21 (Tabla 8) se observa que el primer modo presenta una participación del 75% en la dirección X, con una relación de período de 1.43 entre secciones fisuradas y no fisuradas (3.69/2.58). Para la dirección Y, la participación del primer modo es del 67% de la masa, con una relación del período entre secciones fisuradas y no fisuradas de 1.30.

Tabla 8: Participación modal para los tres primeros modos de vibración, estructura CR-P-21 secciones no fisuradas y fisuradas

CR-P-21		Secciones no fisuradas			Secciones fisuradas		
Modo de vibración	Forma modal	Período	Participación modal en relación con la masa		Período	Participación modal en relación con la masa	
		(s)	P. Modox	P. Modoy	(s)	P. Modox	P. Modoy
1	1	2.58	0.75	0.01	3.69	0.76	0.00
2		2.43	0.01	0.67	3.16	0.00	0.67
3		1.53	0.00	0.00	1.72	0.00	0.01
4	2	0.86	0.11	0.00	1.21	0.10	0.00
5		0.69	0.00	0.14	0.89	0.00	0.13
6		0.50	0.04	0.00	0.71	0.04	0.00
7	3	0.43	0.00	0.01	0.50	0.02	0.00
8		0.35	0.02	0.01	0.49	0.01	0.00
9		0.35	0.00	0.04	0.44	0.00	0.06
10	4	0.27	0.02	0.00	0.37	0.02	0.00
11		0.23	0.00	0.01	0.30	0.01	0.00
12		0.22	0.01	0.00	0.29	0.00	0.01
		Σ	0.97	0.90	Σ	0.96	0.90

La información modal que presenta la Tabla 9 para la estructura CR-C-20 muestra que la relación de período del mayor modo de vibración entre secciones fisuradas y no fisuradas es de 1.20 en la dirección X, con una participación del 55% para la estructura con secciones no fisuradas y del 40% para la estructura con secciones fisuradas. En la dirección Y la relación entre secciones fisuradas y no fisuradas es de 1.24, con una participación del 61% para las estructura con secciones no fisuradas y del 50% para las secciones fisuradas.

Tabla 9: Participación modal para los tres primeros modos de vibración, estructura CR-C-20 secciones no fisuradas y fisuradas

CR-C-20		Secciones no fisuradas			Secciones fisuradas		
Modo de vibración SAP 2000	Forma modal	Período	Participación modal en relación con la masa		Período	Participación modal en relación con la masa	
		(s)	P. Modo _x	P. Modo _y	(s)	P. Modo _x	P. Modo _y
1	1	2.34	0.55	0.04	2.80	0.39	0.13
2		2.11	0.07	0.61	2.62	0.20	0.48
3		1.88	0.08	0.04	2.28	0.10	0.07
4	2	0.63	0.10	0.02	0.74	0.00	0.07
5		0.60	0.05	0.06	0.71	0.15	0.00
6		0.53	0.00	0.08	0.61	0.00	0.09
7	3	0.31	0.00	0.01	0.36	0.01	0.01
8		0.29	0.05	0.00	0.32	0.05	0.00
9		0.25	0.00	0.04	0.28	0.00	0.01
10	4	0.22	0.00	0.00	0.28	0.00	0.03
11		0.21	0.00	0.00	0.26	0.00	0.00
12		0.20	0.01	0.00	0.26	0.00	0.00
		Σ	0.91	0.90	Σ	0.90	0.90

La Tabla 10 presenta la información modal de la estructura CR-C-13. La tabla muestra que relación de períodos del mayor modo de vibración entre secciones fisuradas y no fisuradas es de 1.40 en la dirección X, con una participación del 70% (aprox.) y 1.15 en la dirección Y, con una participación del 60% (aprox.).

Tabla 10: Participación modal para los tres primeros modos de vibración, estructura CR-C-13 secciones no fisuradas y fisuradas

CR-C-13		Secciones no fisuradas			S		
Modo de vibración SAP 2000	Forma modal	Período	Participación modal en relación con la masa		Período	Participación modal en relación con la masa	
		(s)	P. Modo _x	P. Modo _y	(s)	P. Modo _x	P. Modo _y
1	1	2.28	0.73	0.00	3.18	0.72	0.00
2		1.40	0.00	0.03	1.73	0.00	0.01
3		1.22	0.00	0.61	1.41	0.00	0.62
4	2	0.77	0.11	0.00	1.04	0.11	0.00
5		0.50	0.00	0.00	0.77	0.00	0.00
6		0.47	0.00	0.00	0.77	0.00	0.00
7	3	0.45	0.03	0.00	0.77	0.00	0.20
8		0.45	0.00	0.20	0.77	0.02	0.00
9		0.45	0.00	0.00	0.77	0.00	0.00
10	4	0.45	0.02	0.00	0.76	0.00	0.07
11		0.45	0.00	0.06	0.56	0.05	0.00
12		0.44	0.00	0.00	0.55	0.00	0.00
		Σ	0.90	0.90	Σ	0.90	0.90

Para la estructura CR-P-9 (Tabla 11), se observa al igual que en las demás estructuras, que la mayor participación corresponde al primer modo de vibración, tanto en X (63%, aprox.) como en Y (57% aprox.). La relación entre los períodos del mayor modo de vibración entre secciones fisuradas y no fisuradas es de 1.23 en la dirección X y 1.30 en la dirección Y.

Tabla 11: Participación modal para los tres primeros modos de vibración, estructura CR-P-9 secciones no fisuradas y fisuradas

CR-P-9		Secciones no fisuradas			Secciones fisuradas		
Modo de vibración SAP 2000	Forma modal	Período	Participación modal en relación con la masa		Período	Participación modal en relación con la masa	
		(s)	P. Modo _x	P. Modo _y	(s)	P. Modo _x	P. Modo _y
1	1	1.50	0.65	0.00	1.85	0.60	0.05
2		1.41	0.00	0.61	1.84	0.05	0.56
3		0.94	0.00	0.02	1.13	0.00	0.01
4	2	0.47	0.16	0.00	0.61	0.16	0.00
5		0.41	0.00	0.17	0.53	0.00	0.17
6		0.31	0.00	0.01	0.41	0.00	0.01
7	3	0.29	0.00	0.01	0.37	0.00	0.00
8		0.28	0.10	0.00	0.36	0.10	0.00
9		0.23	0.00	0.00	0.31	0.00	0.00
10	4	0.21	0.00	0.09	0.26	0.00	0.09
11		0.20	0.03	0.00	0.25	0.03	0.00
12		0.19	0.00	0.00	0.24	0.00	0.00
		Σ	0.94	0.90	Σ	0.94	0.90

La información modal que presenta la Tabla 12 para la estructura CR-P-5 muestra que la relación de los períodos del mayor modo de vibración entre secciones fisuradas y no fisuradas es de 1.44 en la dirección Y, con una participación del 45% (aprox.) y 1.71 en la dirección X. Cabe mencionar que la mayor participación modal en X para secciones no fisuradas ocurre en el modo tres de vibración con una participación del 40%, mientras que para las secciones fisuradas, el mayor modo de vibración es el modo uno con un 30% (aprox.). Este primer modo tiene importantes contribuciones tanto para la dirección X como para la dirección en Y, lo que ocasiona que la estructura presente torsión. Debido a esta torsión la estructura puede presentar sobre esfuerzos en sus elementos.

Tabla 12: Participación modal para los tres primeros modos de vibración, estructura CR-P-5 secciones no fisuradas y fisuradas

CR-P-5		Secciones no fisuradas			Secciones fisuradas		
Modo de vibración SAP 2000	Forma modal	Período	Participación modal en relación con la masa		Período	Participación modal en relación con la masa	
		(s)	P. Modo _x	P. Modo _y	(s)	P. Modo _x	P. Modo _y
1	1	1.01	0.35	0.42	1.44	0.31	0.47
2		0.94	0.06	0.16	1.28	0.26	0.17
3		0.84	0.40	0.23	1.16	0.21	0.15
4	2	0.33	0.02	0.08	0.45	0.01	0.08
5		0.31	0.02	0.00	0.41	0.04	0.00
6		0.28	0.08	0.02	0.37	0.07	0.01
7	3	0.23	0.00	0.00	0.35	0.00	0.00
8		0.22	0.00	0.00	0.34	0.00	0.00
9		0.22	0.00	0.00	0.34	0.00	0.00
10	4	0.18	0.00	0.00	0.33	0.00	0.01
11		0.17	0.00	0.00	0.28	0.00	0.01
12		0.17	0.00	0.00	0.26	0.00	0.00
		Σ	0.92	0.92	Σ	0.91	0.91

De los análisis modales se puede inferir varias cosas: la primera forma presenta los modos de vibración que más participación modal con respecto a la masa aportan al análisis de la estructura, esto sucede para todas las edificaciones; los modos de vibración de la segunda forma modal distan más del 30% (aprox.) del primer y segundo modo de vibración (primera forma modal), los modos 4 y 5 tienen participaciones modales en relación con la masa muy pequeñas, por lo que no son representativos para el análisis de la estructura. Todas las estructuras presentaron claramente los modos traslacionales y la dirección de influencia, exceptuando la estructura CR-P-5 (Ilustración 12), para la cual el modo fundamental de vibrar es rotacional, presentando irregularidad torsional directa.

En cuanto a la relación que se presenta en los períodos del primer modo entre secciones fisuradas y no fisuradas, ésta varía del orden de 1.20 al 1.50.

A continuación, como parte de las propiedades dinámicas, se incluye la Tabla 13 que presenta las masas y los pesos de cada una de las estructuras analizadas, obtenidas a través del software SAP2000. En la Tabla 14 se presentan las irregularidades geométricas de todas las estructuras evaluadas. De todas las estructuras analizadas solo la CR-C-13 no presentó irregularidades geométricas; el resto de edificaciones presentaron irregularidades en planta descritas en el Tabla A.3.6 del reglamento NSR-10.

Tabla 13: Masas y pesos de la estructura

Nombre de la estructura	Masa de la estructura	Peso de la estructura
	Toneladas	(kN)
CR-P-21	6 211	60 913
CR-C-20	7 231	70.912
CR-C-13	4 077	39 990
CR-P-9	2 610	25 598
CR-P-5	489	4 694

Tabla 14: Irregularidades de las estructuras

Nombre de la estructura	Irregularidad	Tipo
CR-P-21	Retrocesos en las esquinas	Tipo 2P
CR-C-20	Retrocesos en las esquinas	Tipo 2P
CR-C-13	-	-
CR-P-9	Irregularidad del diafragma Retrocesos en las esquinas	3P 2P
CR-P-5	Irregularidad torsional	1aP

5. SELECCIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS

Para el uso de acelerogramas en los métodos basados en fuerzas, la selección de los registros debe hacerse teniendo presente el período estructural y la amenaza esperada en el sitio donde se encuentra la estructura. En este capítulo se detalla cómo se realizó el cálculo de los períodos modales y las consideraciones necesarias para realizar una correcta selección de registros para el análisis cronológico de cada estructura.

5.1. PERÍODOS MODALES

El reglamento NSR-10 (ASI, 2010) tiene varios métodos para el cálculo del período fundamental (T) descritos en el capítulo A.4.2. El primer método o método de Rayleigh, permite calcular con buena aproximación la frecuencia fundamental de un sistema de n grados de libertad como un sistema equivalente de un grado de libertad, en la dirección bajo consideración, a partir de las propiedades del sistema de resistencia sísmica y utilizando un modelo matemático linealmente elástico. El método alternativo que también se describe en la norma propone que el período fundamental (T) puede ser igual al período fundamental aproximado (T_a), que depende del sistema estructural y la altura de la edificación. Sin embargo, la norma aclara que el valor del período (T) obtenido a partir de estos métodos es un estimativo razonable con fines de dimensionar el sistema de resistencia sísmica y una vez dimensionada la estructura debe calcularse el valor de (T) por medio de un análisis modal o la ecuación A.4.2.1 de la norma.

En este trabajo se realizó el cálculo del período con un modelo matemático linealmente elástico para cada estructura (capítulo 4) que, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, representa las propiedades de su sistema de resistencia sísmica. En este caso se decidió utilizar el análisis modal de la herramienta computacional SAP2000 (CSI, 2014), que permite hallar el período de cada modo de vibración, a partir de las densidades, geometría y relación de conectividad de los elementos.

El modelo de cada estructura tanto con secciones fisuradas y no fisuradas se evaluó para el caso de carga modal, de esta manera se hallaron los períodos fundamentales en cada dirección de la edificación (T_x , T_y). La Tabla 15 presenta el resumen de los períodos de todas las estructuras, en las direcciones de mayor (X) y menor (Y) longitud, según los ejes del SAP2000, para secciones fisuradas y no fisuradas, y la participación modal de este período en relación de la masa de edificación.

Tabla 15: Períodos del primer modo de vibración, para secciones fisuradas y no fisuradas.

Nombre	Período Modelos, T (s) - Participación Modal en relación con las masas, P. Modo							
	Secciones No Fisuradas				Secciones Fisuradas			
	T_x	P. Modo _x	T_y	P. Modo _y	T_x	P. Modo _x	T_y	P. Modo _y
CR-P-21	2.58	0.75	2.43	0.67	3.69	0.76	3.16	0.67
CR-C-20	2.34	0.53	2.11	0.61	2.8	0.39	2.62	0.48
CR-C-13	2.28	0.73	1.22	0.61	3.18	0.72	1.41	0.62
CR-P-9	1.5	0.65	1.41	0.61	1.85	0.56	1.84	0.56
CR-P-5	0.84	0.4	1.01	0.42	1.28	0.32	1.44	0.47

Una vez hallados los valores del período fundamental de las estructuras, se continuó con el proceso de selección de acelerogramas representativos de la amenaza sísmica del país. A continuación se presentan los criterios de selección prescritos por el reglamento NSR-10.

5.2. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LA AMENAZA ESPERADA REPRESENTADA POR ACELEROGRAMAS

En procedimientos de análisis dinámicos consistentes en evaluaciones contra tiempo, Bommer y Ruggeri (2002) señalan que el grado de conocimiento de sismología para realizar la selección de señales es importante, ya que los acelerogramas seleccionados deben ser representativos de los movimientos esperados del terreno. Bommer y Acevedo (2004) mencionan los parámetros sismológicos para ser utilizados como criterios de selección, siendo los más importantes la magnitud, la distancia y el tipo de suelo. La NSR-10 parametriza la selección de registros sísmico basada en los criterios anteriormente mencionados.

La selección de registros sísmicos para análisis cronológicos de edificaciones se especifica en el literal A.2.7.1 de la NSR-10, para familias de acelerogramas de la siguiente manera:

a) “Debe utilizarse, para efectos de diseño, la respuesta ante la componente horizontal de un mínimo de tres (3) acelerogramas diferentes, (véase A.5.5), todos ellos representativos de los movimientos esperados del terreno teniendo en cuenta que deben provenir de registros tomados en eventos con magnitudes, distancias hipocentrales o a la falla causante, y mecanismos de ruptura similares a los de los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar, pero que cumplan la mayor gama de frecuencias y amplificaciones posible. Si se utilizan siete o más acelerogramas, en vez del mínimo de tres prescritos anteriormente, se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados en vez de considerar los valores máximos de los análisis individuales.

(b) Cuando se considere que no es posible contar con el número requerido de registros reales con las condiciones descritas en (a), se permite suplir la diferencia por medio de registros sintéticos simulados adecuados para representar los movimientos sísmicos de diseño prescritos para el lugar.

(c) Los espectros de respuesta de los acelerogramas empleados, apropiadamente escalados en consistencia con la amenaza, no pueden tener individualmente ordenadas espectrales, para cualquier período de vibración en el rango comprendido entre $0.8T$ y $1.2T$, donde T es el período de vibración fundamental inelástico esperado de la estructura en la dirección bajo estudio, menores que el 80% de las ordenadas espectrales del movimiento esperado del terreno definidas en A.2.6, y el promedio de las ordenadas espectrales de todos los registros utilizados, en el rango comprendido entre $0.2T$ y $1.5T$, no debe ser menor que las ordenadas espectrales en el mismo rango de períodos para el movimiento esperado del terreno definido en A.2.6.

(d) Cuando en el Capítulo A.5 estos registros se utilizan en análisis tridimensionales, deben utilizarse las dos componentes horizontales del mismo registro las cuales se deben escalar con el mismo factor de escala. En este caso, en vez del promedio mencionado en (c) se debe utilizar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los valores”.

En la Ilustración 14a) se presentan de manera gráfica los requisitos establecidos en el numeral A.2.7.1c) para señales individuales evaluadas entre el rango $[0.8T_e - 1.2T_e]$; y para grupos de acelerogramas evaluados entre el rangos $[0.2T_e - 1.5T_e]$ se presenta la Ilustración 14b, siendo (T_e) el período de vibración fundamental elástico esperado.

Aunque el literal A.2.7.1.c está definido en términos del período inelástico, la Ilustración 14 —y la selección presentada en este trabajo— se definió en términos del período de vibración fundamental

elástico, puesto que normas reconocidas como ASCE/SEI 7-10 (ASCE/SEI, 2010) y la FEMA-P 751 (FEMA P 751, 2012) especifican el uso del período fundamental para la dirección de respuesta que se analiza.

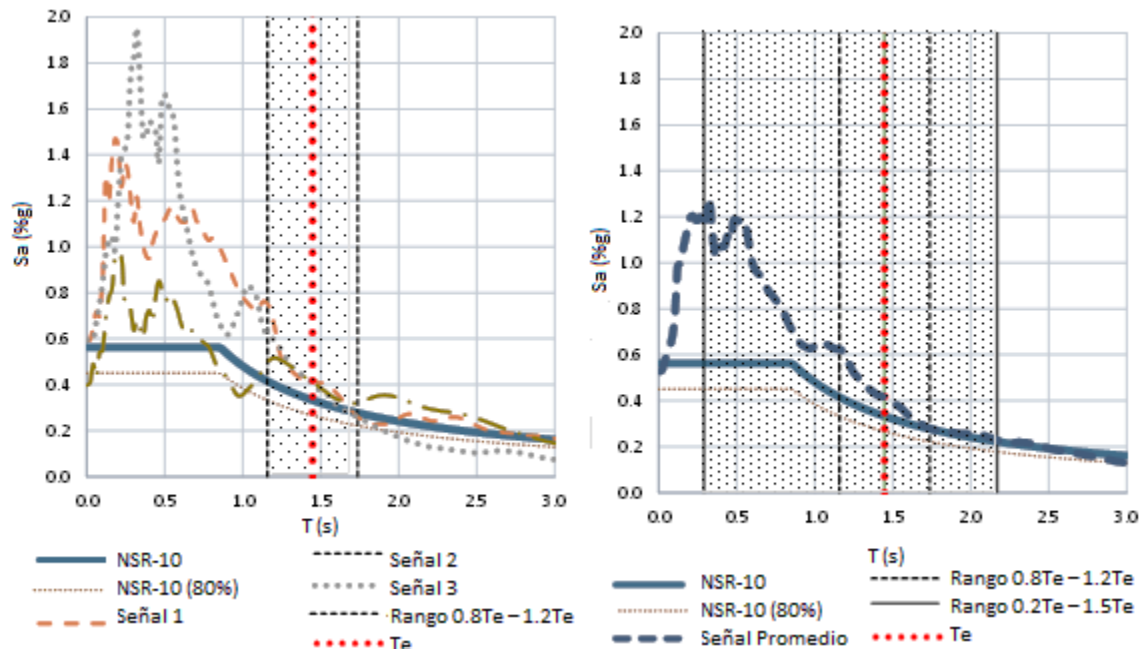


Ilustración 14: Requisitos establecidos en el reglamento NSR-10 para la selección de señales. (a) Requisito para los espectros de los acelerogramas individuales (Rango $0,8T_e - 1,2T_e$). (b) Requisito para la combinación de espectros de acelerogramas a ser empleados (Rango $0,2T_e - 1,5T_e$).

A continuación se presenta el procedimiento de selección de acelerogramas cumpliendo las recomendaciones de las fuentes citadas con anterioridad y los requisitos normativos.

5.3. SELECCIÓN DE REGISTROS ACELEROGRÁFICOS

Para la selección de señales aptas se aplicaron los criterios de selección del literal A.2.7.1 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10, dividiendo el procedimiento en una serie de pasos, los cuales se describen a continuación:

5.3.1. Paso 1: Búsqueda de señales

La búsqueda de registros acelerográficos que cumplieran con el literal A.2.7.1 de la NSR-10, para criterios individuales y grupos de acelerogramas, se apoyó en el trabajo de Pardo (2014). En esta investigación se seleccionó un grupo de acelerogramas reales para utilizar en la ciudad de Medellín, que cumplieran con los criterios descritos en el literal A.2.7.1. Es importante aclarar que la base de señales cuenta con registros de nacionales e internacionales. La necesidad de usar registros internacionales se debe a que la mayoría de las señales registradas en Colombia corresponden a sismos con períodos de retorno mucho menores que el de diseño (475 años). Por lo anterior, estos acelerogramas registraron niveles de movimiento fuerte mucho menores que los especificados para el diseño, lo que hace que la mayoría no cumplan con los requisitos espectrales definidos en A.2.7.1.c. Los registros internacionales a utilizar deben provenir de

regímenes tectónicos que ocurren en el territorio colombiano (subducción y corteza activa). En el trabajo de Pardo (2014) se realizó la selección teniendo presente esta particularidad y tomando en cuenta la propuesta de Bommer y Acevedo (2004) para el uso de registros sísmicos de ambientes tectónicos similares con los cuales se pueda trabajar sin malinterpretar el sentido propio del comportamiento tectónico de una zona determinada.

Para la selección de registros Pardo (2014) consideró los resultados de desagregación de la amenaza para Medellín del estudio de microzonificación del Valle de Aburrá (Consortio Microzonificación 2006, 2007), la cual identifica un sismo de magnitud $M_L = 6.5$ a distancias entre 10 y 30 km como un sismo que contribuye en alto grado a la amenaza. Esta información fue el punto de partida para buscar eventos con magnitudes y distancias similares, cumpliendo de este modo los requisitos sismológicos de selección (A.2.7.1.a). Adicionalmente, los registros deben cumplir los requisitos espectrales de selección (A.2.7.1.c). La base de datos generada por Pardo presenta grupos de señales, con un límite superior en el período estructural de 2 segundos. Esta base de datos también incluye sismos de magnitudes altas registrados a grandes distancias, sismos que aportan a la amenaza de la ciudad. En este trabajo, sin embargo la base de datos de Pardo (2014) no fue suficiente para obtener las tres señales que cumplieran con el literal A.2.7 de Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, en el rango de los períodos mayores de 2 s, por lo que se debieron encontrar señales adicionales que cumplieran con los criterios especificados en el reglamento. Seguidamente se detalla la base de datos y los acelerogramas adicionales que se utilizaron para el análisis de las estructuras.

Base de datos de señales

La base de datos de Pardo (2014) se utilizó como punto de partida para seleccionar los acelerogramas para el análisis de este trabajo. Los registros seleccionados por Pardo (2014) corresponden a ambientes tectónicos esperados para la ciudad de Medellín (registros nacionales e internacionales), lo cual es uno de los requisitos especificados en la actual reglamento NSR-10. Las señales de la base de datos están discriminadas por períodos de estructuras cuyo período estructural varía en un delta de 0.2 s, llegando hasta un período máximo de 2 s, evaluados en los tipos de suelos A, B, C, D y E. Las tablas 16 y 17 contienen un extracto de esa base de datos que resumen la compilación de los sismos nacionales e internacionales y las estaciones donde se registraron los acelerogramas seleccionados por Pardo (2014) para los suelos C y D respectivamente, los cuales son objeto de estudio de este proyecto.

Tabla 16: Tabla de compilación de sismos perfil de suelo tipo C de la base de datos nacional y de ambientes tectónicos similares (Pardo, 2014)

Información del sismo					Períodos									
Sismo	Fecha	Estaciones	M_w	d (km)	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Génova	02/09/97	CMAN1	6,80*	263,00										
Génova	11/12/97	CMAN1	6,60*	254,00										
Armenia (1)	25/01/99	CARME	6,20*	14,95										
Armenia (2)	25/01/99	FLAN	6,30*	28,85										
Armenia (3)	25/01/99	CAST	6,30*	39,20										
Armenia (4)	25/01/99	CMAN1	6,30*	79,40										
Océano P. (1)	15/11/04	RACO6	6,70*	206,00										
Océano P. (2)	15/11/04	RACO3	6,70*	206,00										
Océano P. (3)	15/11/04	RAC11	6,70*	214,00										
Océano P. (4)	15/11/04	RAC10	6,70*	211,00										
Océano P. (5)	15/11/04	CCAL5	6,70*	204,00										
Toro	08/03/05	CVERS	5,20*	14,00										
Océano P.	10/09/07	CGUAP	6,20*	53,64										
Quetame	24/05/08	CUSAQ	5,70*	41,00										
Quetame (1)	07/06/08	CQUET2	3,70*	7,89										
Quetame (2)	07/06/08	CQUET2	3,70*	4,17										
Costa Rica	22/12/90	AU2	6,00	32,50										
Cape Mendocino	25/04/92	CDMG 89324 Rio Dell Overpass - FF	7,01	24,55										
Northridge (1)	17/01/94	USC 90033 LA - Cypress Ave	6,69	37,58										

* Magnitud M_c ; d : Distancia hipocentral; M_w : Magnitud momento

Tabla 17: Tabla de compilación de sismos para suelos tipo D y E de la base de datos nacional y de ambientes tectónicos similares (Pardo, 2014)

Información del sismo					Periodos									
Nombre	Fecha	Estación	M _w	d (km)	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Armenia (1)	25/01/99	CARME	6,20*	14,95										
Armenia (2)	25/01/99	FLAN	6,30*	28,85										
Armenia (3)	25/01/99	CAST	6,30*	39,20										
Armenia (4)	25/01/99	CMAN1	6,30*	79,40										
Océano P. (1)	15/11/04	RACO6	6,70*	206,00										
Big Bear, E.E.U.U	28/06/92	22561	6,40	12,90										
Chalfant, E.E.U.U	21/07/86	54428 Zack Brothers Ranch	6,20	17,47										
Coalinga (1), E.E.U.U	02/05/83	46314 Cantua Creek School	6,36	30,41										
Coalinga (2), E.E.U.U	02/05/83	1162 Pleasant Valley P.P. – Yard	6,36	10,99										
Coalinga, E.E.U.U	22/07/83	1162 Pleasant Valley P.P. – Yard	5,77	17,79										
Morgan Hill, E.E.U.U	24/04/84	57382 Gilroy Array #4	6,20	38,20										
Northridge (2), E.E.U.U	17/01/94	90006 Sun Valley – Roscoe Blvd	6,70	21,42										
Superstition Hills, E.E.U.U	24/11/87	1335 El centro imp. Co. Cent	6,54	36,94										
Imperial Valley, E.E.U.U	15/10/79	5058 El Centro Array #11	5,53	31,08										

* Magnitud M_w; d : Distancia hipocentral; M_w : Magnitud momento

En su trabajo Pardo realizó la selección de los acelerogramas buscando que se minimizará la diferencia entre el espectro objetivo (espectro del Reglamento NSR-10) y el espectro promedio de los acelerogramas seleccionados, dentro del rango de períodos indicado en el reglamento ($0.2T < T < 1.5T$). Si bien mediante este criterio se cumple con los requisitos del reglamento, debido a que se buscó minimizar las diferencias en un rango amplio de períodos, puede ocurrir que en el período de la estructura bajo análisis se presenten diferencias importantes entre el espectro objetivo y el promedio del espectro de las señales seleccionadas. En caso de presentarse la situación descrita, se estaría analizando las estructuras para unas sollicitaciones sísmicas muy por encima de la amenaza que representa el espectro de la norma.

Para solventar la situación mencionada, en esta investigación se partió de los registros seleccionados por Pardo (2014), pero se seleccionaron factores de escala propios para este trabajo, buscando obtener la menor diferencia posible entre el espectro del reglamento y el promedio de los espectros seleccionados. El factor de escala (F_e) modifica las amplitudes de las ordenadas espectrales de los movimientos sísmicos registrados por un valor numérico, buscando satisfacer la necesidad de cumplir con rangos de frecuencias específicos que es difícil encontrar en acelerogramas reales por la variedad de factores que influyen en el contenido frecuencial de un sismo (Pardo, 2014). El factor de escala es un valor constante que se aplica en todas las ordenadas espectrales, por lo tanto, la aplicación del factor aumenta o disminuye con igual proporción las ordenadas. Este factor se limitó en este trabajo a un valor de 2, que multiplica o divide el espectro, para no alterar de manera significativa el registro de movimiento fuerte, tal como se indica más adelante.

Señales adicionales

Debido a que la base de datos de Pardo (2014) solo está definida para períodos estructurales menores o iguales a 2 s, no fue posible utilizar su información para encontrar los registros adecuados para las estructuras de mayor elevación (CR-P-21, CR-C-20 y CR-C-13, con alturas de 61.1 m, 62.86 m y 39.2 m,

respectivamente), pues presentan períodos mayores de 2 s. Al considerar secciones fisuradas los períodos estructurales son mayores que en el caso de usar secciones no fisuradas, por lo que el uso de la base de datos de Pardo (2014) fue limitado creando la necesidad de buscar otros registros.

Aunque la base de datos proporcionó la mayor cantidad de acelerogramas que se ajustaban a los criterios de selección, no se cumplía la cantidad mínima exigidos por la norma en el numeral A.2.7.1a), de tres registros acelerográficos diferentes. Para completar el número mínimo de registros por estructura en los períodos mayores, se realizó la evaluación de tres nuevos acelerogramas. La Tabla 18 contiene las referencias de los nuevos registros, al igual que la base de datos de Pardo, se buscaron sismos con ambientes tectónicos sísmicos similares a los de Colombia, y se garantizó que cumplieran las condiciones A.2.7.1 de la NSR-10.

Tabla 18: Registros sísmicos adicionales para el análisis cronológico, en los tipos de suelo C y D

Información del sismo				
Sismo	Fecha	Estación	Magnitud (M_w)	Distancia (km)
Imperial Valley-06	15/10/79	Cerro Prieto	6.5	26.5
Tabas_ Irán	9/16/78	Dayhook	7.4	50.0
Mammoth Lakes-01	5/25/80	Convict Creek	6.0	10.5

5.3.2. Paso 2: Factor de escala para señales individuales

Como se mencionó anteriormente, los valores del período estructural y los acelerogramas de la base de datos permitieron la selección de una serie de registros, los cuales se evaluaron de manera que la combinación por el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los espectros de las dos componentes horizontales del registro, fuera lo menos lejana del valor de la aceleración espectral de diseño S_a para el espectro NSR-10, en cada tipo de suelo. Para la selección de señales se partió del período de la estructura, en este caso se utilizaron los datos de la estructura CR-P-5 en secciones fisuradas (Tabla 15) para ejemplificar el procedimiento. El período elástico para esta estructura es $T_e = 1.44$ s. De la Tabla 19 se escogieron las señales que cumplían para este período (subrayadas en el recuadro rojo).

Tabla 19: Tabla de compilación de sismos perfil de suelo tipo C de la base de datos nacional y de ambientes tectónicos similares, (Pardo, 2014)

Información del sismo					Períodos									
Sismo	Fecha	Estaciones	M_w	d (km)	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Génova	02/09/97	CMAN1	6,80*	263,00										
Génova	11/12/97	CMAN1	6,60*	254,00										
Armenia (1)	25/01/99	CARME	6,20*	14,95										
Armenia (2)	25/01/99	FLAN	6,30*	28,85										
Armenia (3)	25/01/99	CAST	6,30*	39,20										
Armenia (4)	25/01/99	CMAN1	6,30*	79,40										
Océano P. (1)	15/11/04	RACO6	6,70*	206,00										
Océano P. (2)	15/11/04	RACO3	6,70*	206,00										
Océano P. (3)	15/11/04	RAC11	6,70*	214,00										
Océano P. (4)	15/11/04	RAC10	6,70*	211,00										
Océano P. (5)	15/11/04	CCAL5	6,70*	204,00										
Toro	08/03/05	CVERS	5,20*	14,00										
Oceano P.	10/09/07	CGUAP	6,20*	53,64										
Quetame	24/05/08	CUSAQ	5,70*	41,00										
Quetame (1)	07/06/08	CQUET2	3,70*	7,89										
Quetame (2)	07/06/08	CQUET2	3,70*	4,17										
Costa Rica	22/12/90	AU2	6,00	32,50										
Cape Mendocino	25/04/92	CDMG 89324 Rio Dell Overpass - FF	7,01	24,55										
Northridge (1)	17/01/94	USC 90033 LA - Cypress Ave	6,69	37,58										

* Magnitud M_c ; d : Distancia hipocentral; M_w : Magnitud momento

El resumen de las señales seleccionadas se muestra a continuación, cabe recordar que el reglamento exige que las señales seleccionadas deban ser de sismos diferentes (literal A.2.7.1a):

- Armenia (2)
- Océano P. (2)
- Océano P. (4)
- Océano P. (5)
- Costa Rica
- Cape Mendocino
- Northridge (1)

Se evaluó que el conjunto de señales seleccionadas cumpliera el criterio de presentar valores espectrales en el rango $[0.8T_e - 1.2T_e]$ iguales o mayores al 80% del espectro objetivo. Para tal fin se encontró el factor de escala necesario para cumplir dicho requisito (F_i), este factor fue aplicado a todas las ordenadas espectrales de la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las dos componentes horizontales de los registros. Es importante anotar que este factor de escala F_i no es el factor de escala final de la señal, pues luego se aumentó para satisfacer los requisitos del grupo de señales, como se indica más adelante. La Tabla 20 muestra las señales, el factor de escala (F_i) y el valor de aceleración obtenido con dicho factor de escala para cada uno de los espectros de las señales. Estos valores se compararon con el valor de aceleración del espectro de diseño, para este caso cimentado en un perfil de suelo tipo C.

Tabla 20: Tabla de registro escalados que cumplen el criterio A.2.7.1c) en el rango $[0.8T_e - 1.2T_e]$ para el perfil de suelo tipo C.

Señales	Armenia (2)	Océano P. (2)	Océano P. (4)	Océano P. (5)	Costa Rica	Cape Mendocino	Northridge (1)
F_i	1.40	1.15	1.60	1.40	1.0	0.8	1.8
S_a (g)	0.26	0.35	0.39	0.33	0.23	0.35	0.27

Las señales provenientes del mismo sismo se descartaron dejando la señal que más se acercara al espectro (espectro de diseño del suelo C) y con un factor de escala considerablemente bajo. Los factores de escala se limitaron entre un mínimo de 0.4 y máximo de 2.0 siguiendo el mismo criterio usado Pardo (2014) y las recomendaciones de Bommer y Acevedo (2004) en cuanto a escalamiento de señales reales para no alterar significativamente el fenómeno físico.

La aceleración para el período fundamental del espectro de diseño es de 0.27g; en la Tabla 21 se presentan el cociente entre las aceleraciones del espectro de diseño y los espectros de las señales.

Tabla 21: Cociente entre las ordenadas espectrales del espectro de diseño y los espectros de las acelerogramas de la estructura CR-P-5, cimentada en un perfil de suelo C y con secciones fisuradas

Señales	Armenia (2)	Océano P. (2)	Océano P. (4)	Océano P. (5)	Costa Rica	Cape Mendocino	Northridge (1)
Cociente (S_a NSR-10 / S_a señales) (g)	0.71	0.67	0.68	0.8	0.67	0.65	0.99

En la

Ilustración 15a) se presentan las señales seleccionadas verificando el criterio A.2.7.1 c). Estas señales pueden generar ordenadas espectrales muy por encima del espectro del reglamento NSR-10 en períodos alejados del período de la estructura, lo anterior es debido a los requisitos espectrales de selección, que comparan el espectro de un sismo real (que no es suavizado), con un espectro de diseño. Sin embargo,

esta situación no afecta el análisis, pues se busca similitud entre los espectros en los períodos cercanos al período de la estructura. En la Ilustración 15b) se ve el ajuste de los valores de los acelerogramas con respecto al espectro de diseño. Se observa que las señales Northridge se encuentran justo en el valor del 100% del Espectro de la NSR-10 en el período de la estructura.

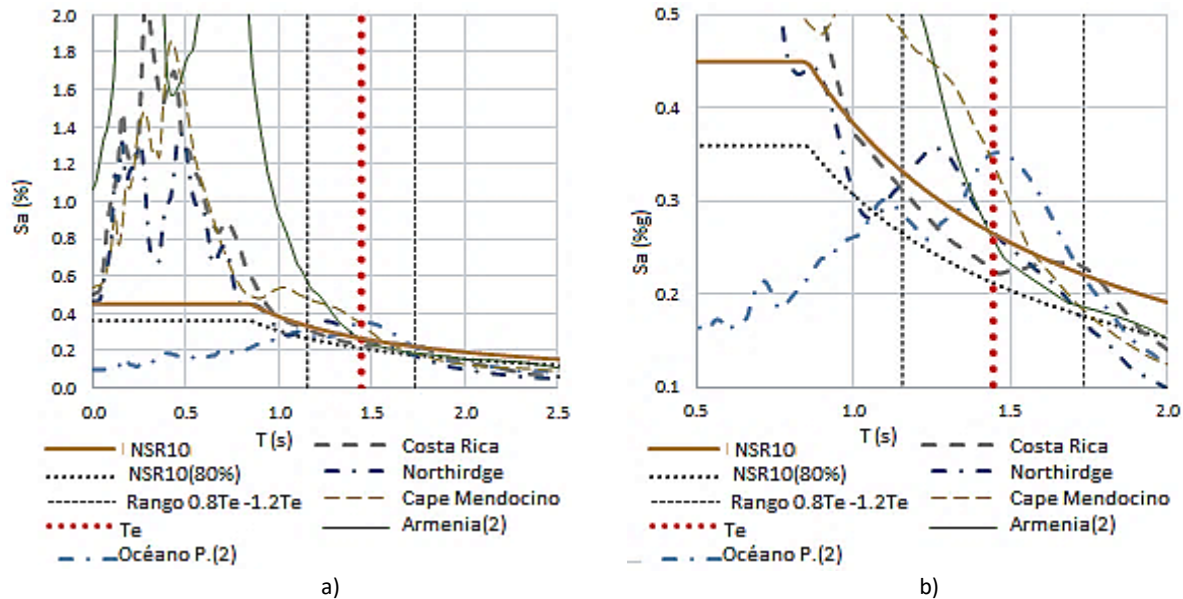


Ilustración 15: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas cimentada en el suelo C, para la estructura CR-P-5. a) gráfica general de señales y b) aproximación de la gráfica en el período de la estructura.

5.3.3. Paso 3: Factor de escala para la familia de acelerogramas

El criterio del literal A.2.7.1c) indica que el promedio de los espectros de las señales seleccionadas debe ser igual o mayor al espectro objetivo en el rango $[0.2T_e - 1.5T_e]$. Para cumplir este requerimiento es necesario manipular nuevamente los acelerogramas que cumplieron el requisito para señales individuales, teniendo en cuenta que el factor de escala determinado en 5.3.2 es el factor mínimo que deben tener dichas señales.

En este trabajo se escalan las señales buscando que se alejaran lo menos posible de la aceleración del espectro de diseño en el período de la estructura. Este criterio difiere del presentado por Pardo (2014), quien, como se mencionó anteriormente, buscó la combinación de señales que presentaran un espectro promedio más cercano al objetivo en el intervalo $0,2T_e-1,5T_e$.

En la Tabla 22 se presenta un resumen de los cálculos realizados para la edificación CR-P-5 donde se muestra el grupo de tres acelerogramas seleccionado con el factor de escala inicial F_i , obtenido para la verificación de las señales individuales; el segundo factor de escala F_e (factor de escala último), que permite satisfacer el literal 2.7.1c) para familia de acelerogramas; el valor de aceleración de cada señal; y el cociente entre la aceleración del espectro NSR-10 y el de cada señal. Al igual que la diferencia del paso anterior, ésta se encuentra expresada en valor absoluto.

Tabla 22: Señales seleccionadas para verificación del criterio A.2.7.1c) en el rango $[0.2T_e-1.5T_e]$, para la estructura CR-P-5.

Señales	Costa Rica	Cape Mendocino	Armenia (2)
$F_{i(80\%NSR-10)}$	1	0.8	1.4
$F_{e(100\%NSR-10)}$	1.75	0.95	2
S_a (%g)	0.40	0.41	0.38
Cociente (S_a NSR-10 / S_a señales)	0.67	0.65	0.71

En la Ilustración 13a) se puede observar las señales seleccionadas ajustadas al criterio de la NSR-10, el promedio de las señales que se grafican junto a al espectro diseño para el suelo C, para la estructura en condición de secciones fisuradas, el rango $[0.2T_e-1.5T_e]$ en el que se debe cumplir el criterio A.2.7.1c) para los promedios de señales y el período fundamental de la estructura. En la Ilustración 13b) se presenta el acercamiento en el rango mencionado donde se encuentra el período de la estructura. Se observa que el escalamiento de señales se realizó de manera que el promedio y cada una de las señales se encuentran lo más próximas posible al espectro de diseño objetivo como se mencionó antes.

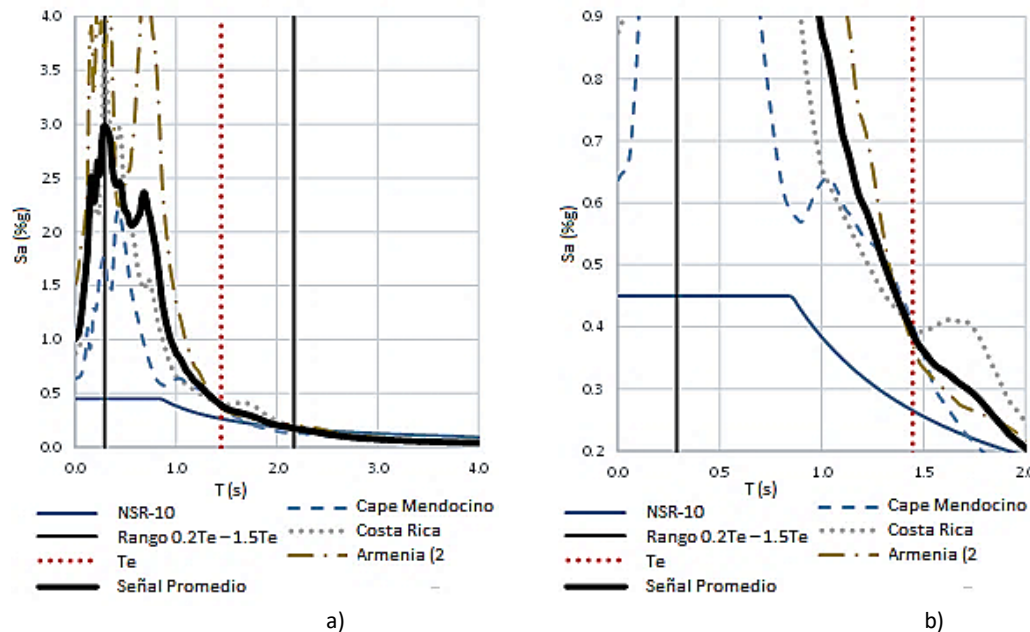
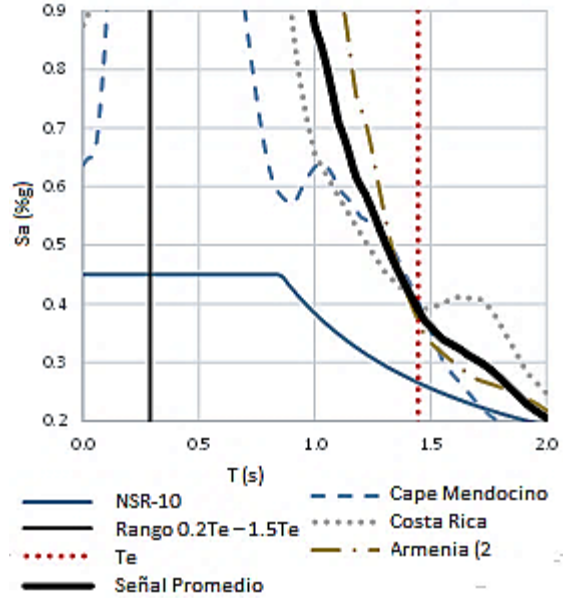
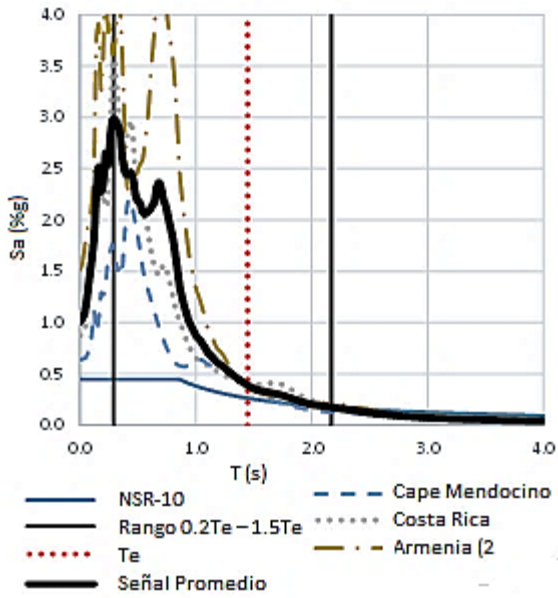
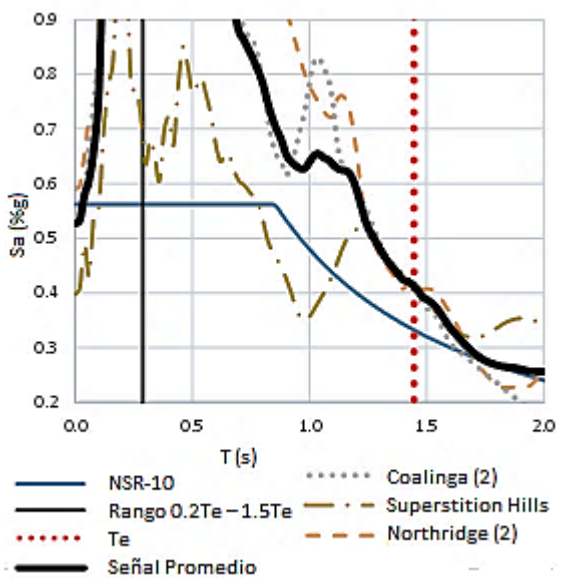
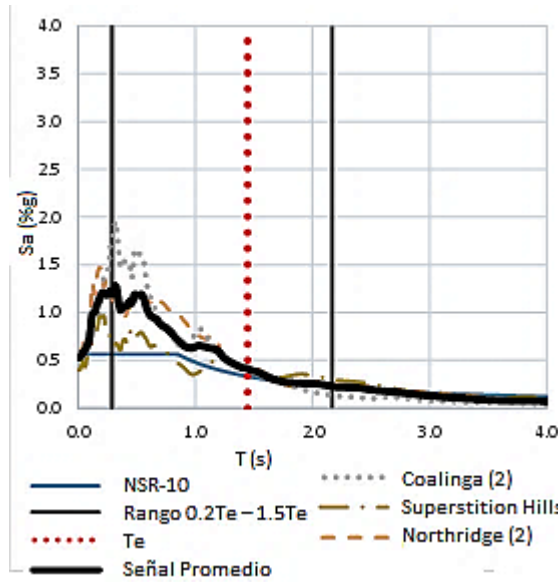


Ilustración 16: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas cimentada en el suelo C, para la estructura CR-P-5 y promedio de las señales. a) gráfica general de señales y b) aproximación de la gráfica en el período de la estructura.

A continuación se presenta el resumen de las tres señales seleccionadas (ajustadas a los criterios del literal A.2.7), comparadas con el espectro de diseño, y su respectivo promedio en el rango $[0.2T_e$ y $1.5T_e]$ y el período fundamental elástico de las estructuras CR-P-5, CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 y CR-P-9, respectivamente (lado izquierdo de cada ilustración). Las gráficas del lado derecho de cada ilustración presentan un acercamiento con las mismas condiciones descritas para las ilustraciones presentadas anteriormente, en la zona donde se encuentra el período de cada estructura. Las ilustraciones 17, 19, 21, 23 y 25 muestran los espectros de aceleración para secciones fisuradas cimentadas en los perfiles de suelos C y D y las ilustraciones 18, 20, 22, 24 y 26 los espectros para las secciones no fisuradas, cimentadas en los mismos perfiles.

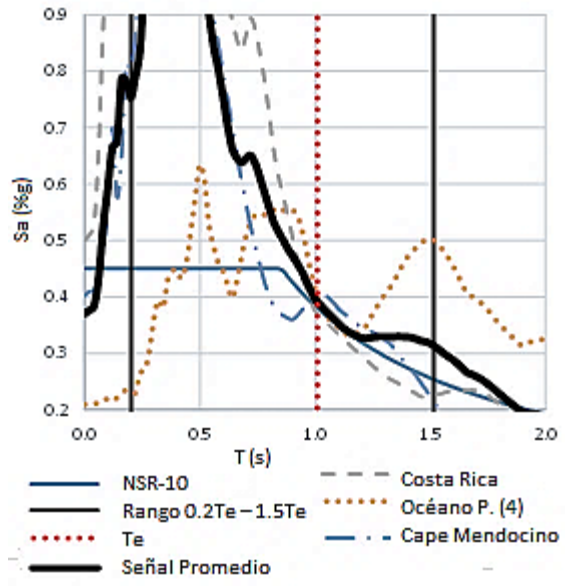
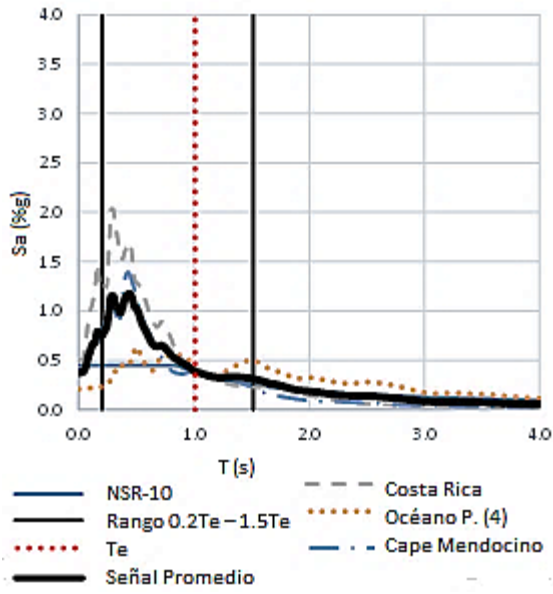


Suelo C

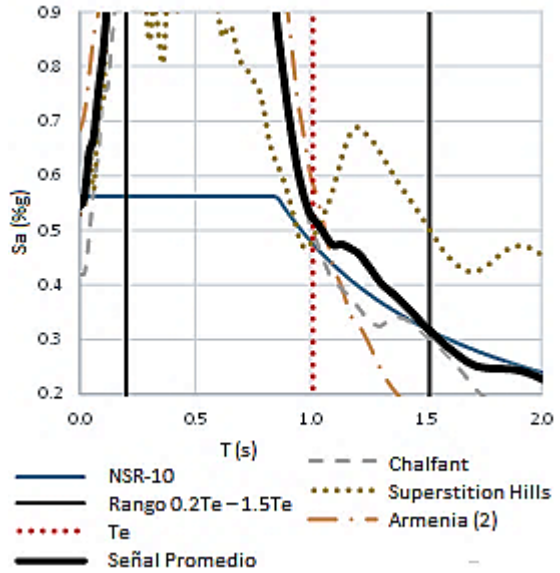
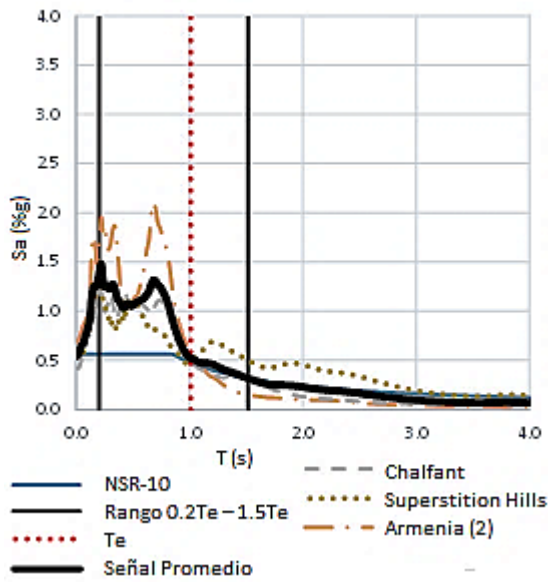


Suelo D

Ilustración 17: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-P-5

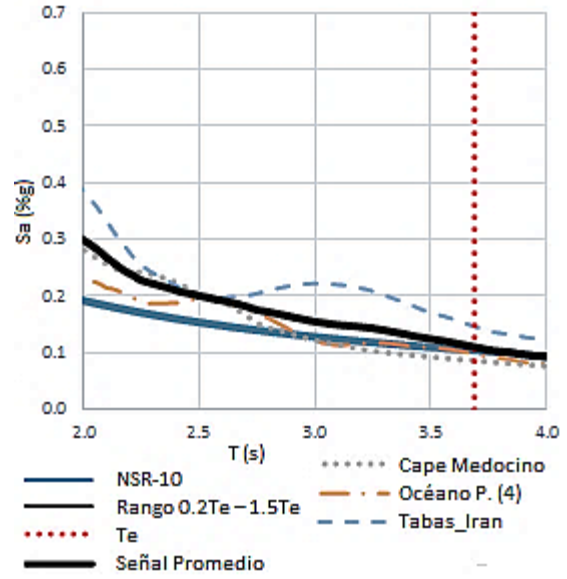
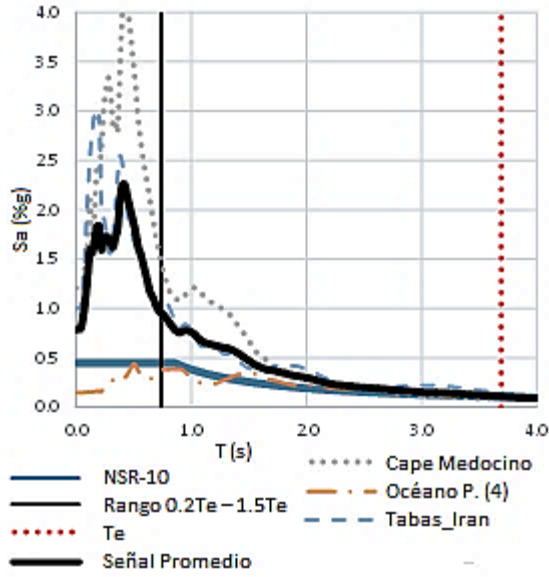


Suelo C

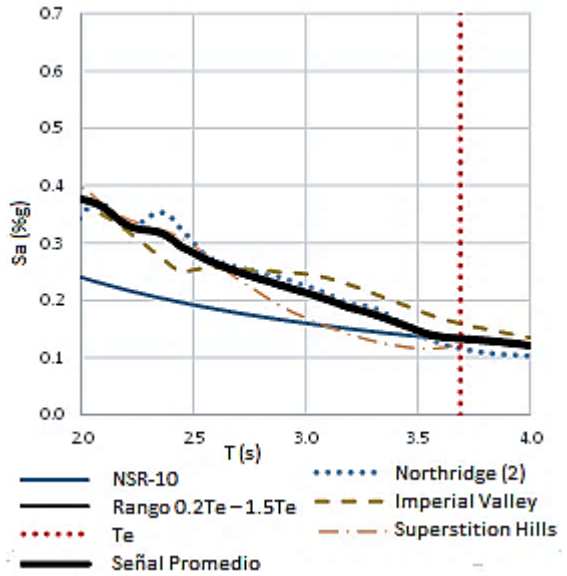
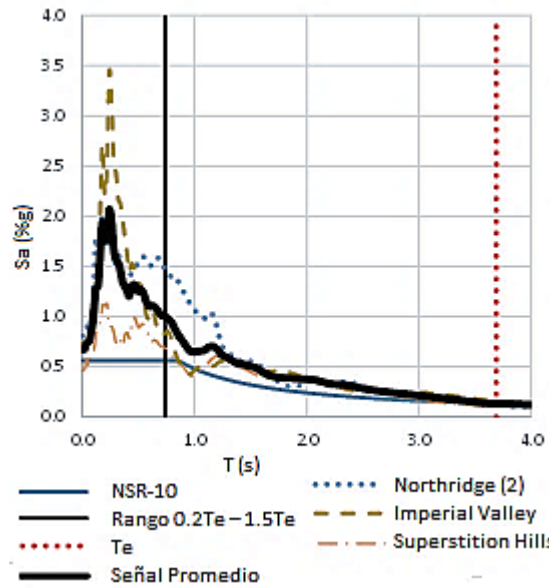


Suelo D

Ilustración 18: Espectros de señales de acelerogramas para secciones no fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-P-5

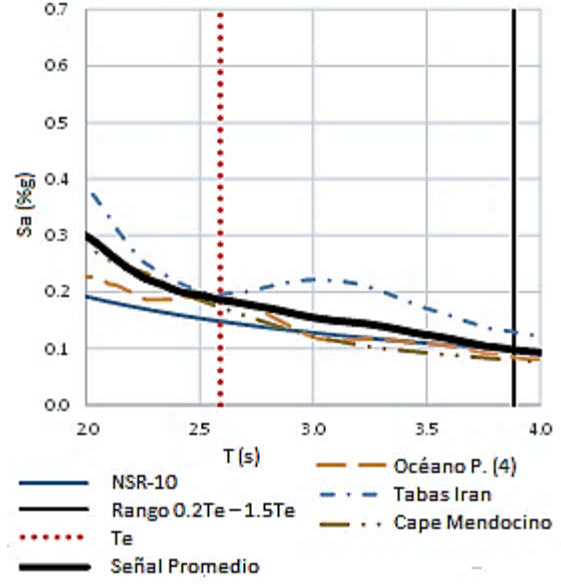
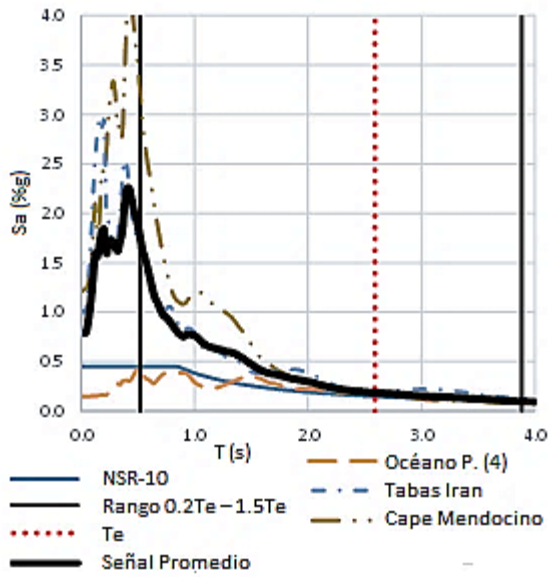


Suelo C

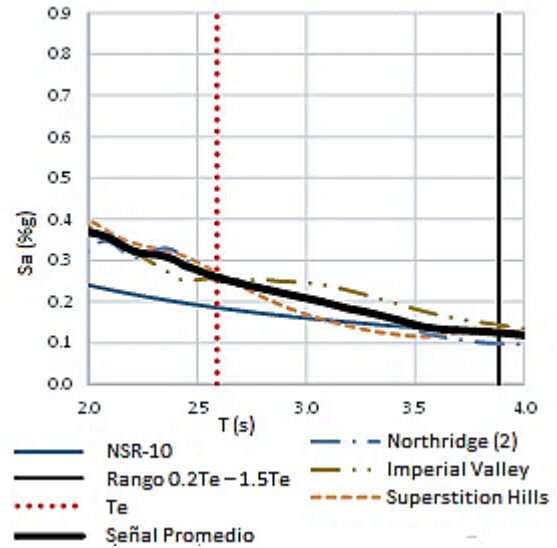
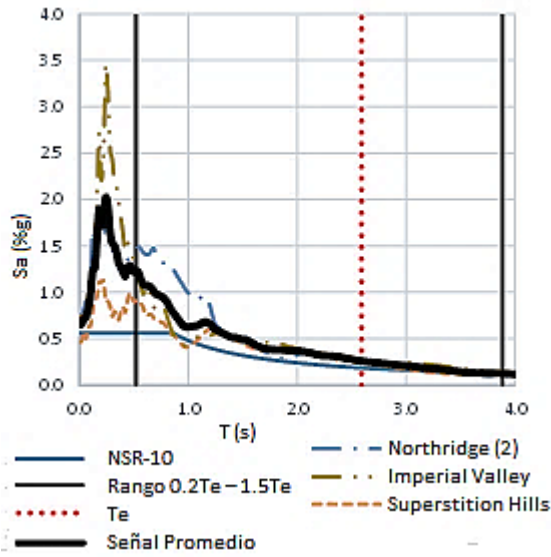


Suelo D

Ilustración 19: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-P-5

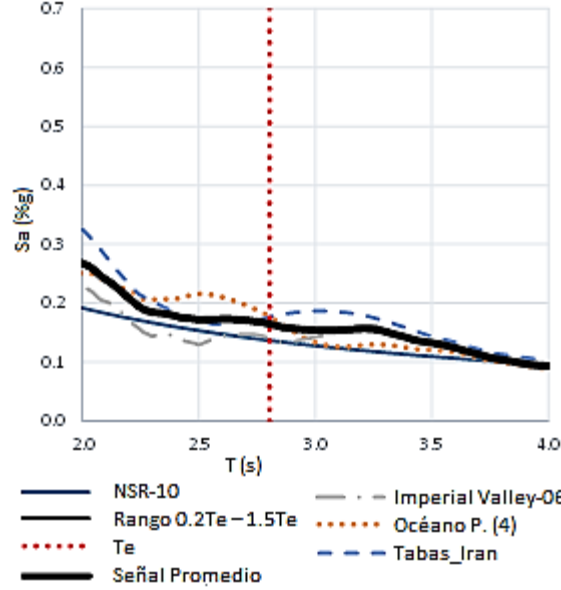
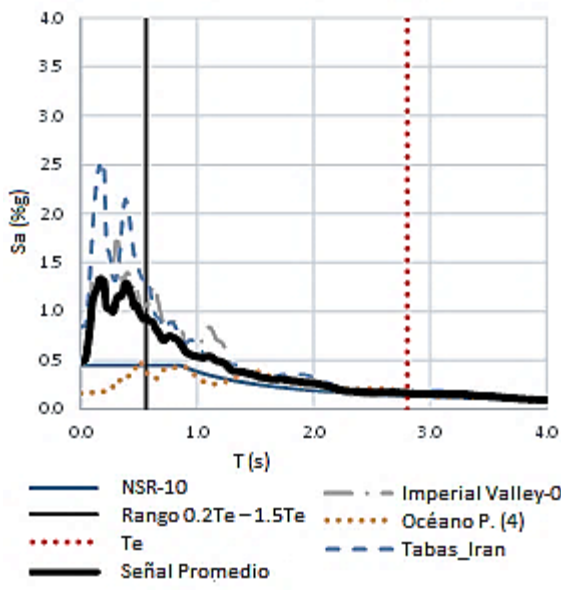


Suelo C

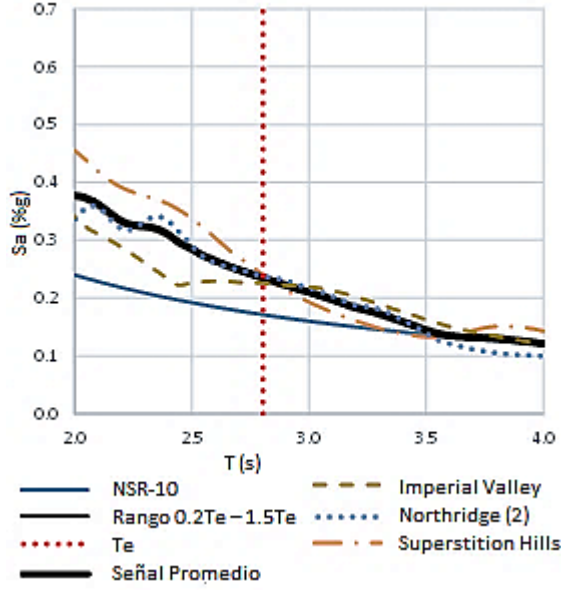
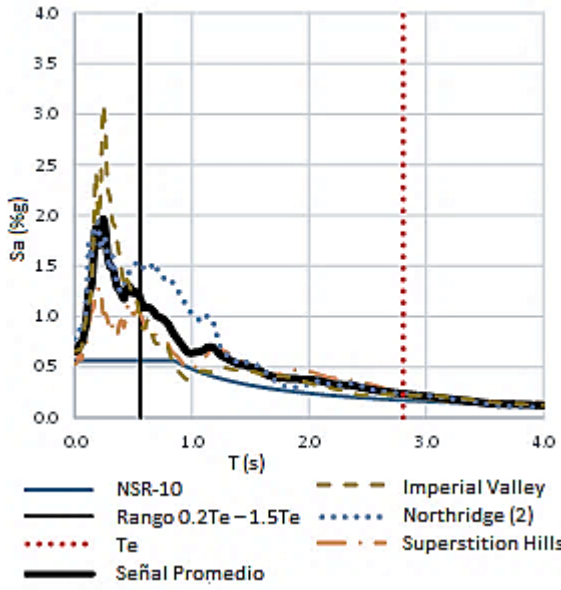


Suelo D

Ilustración 20: Espectros de señales de acelerogramas para secciones no fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-P-5

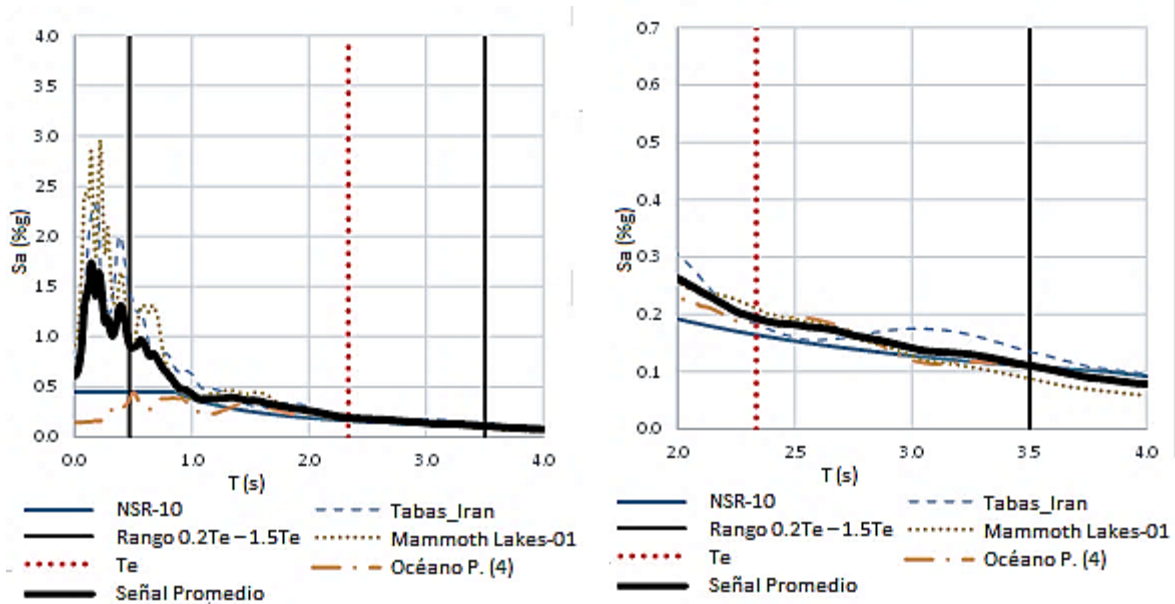


Suelo C

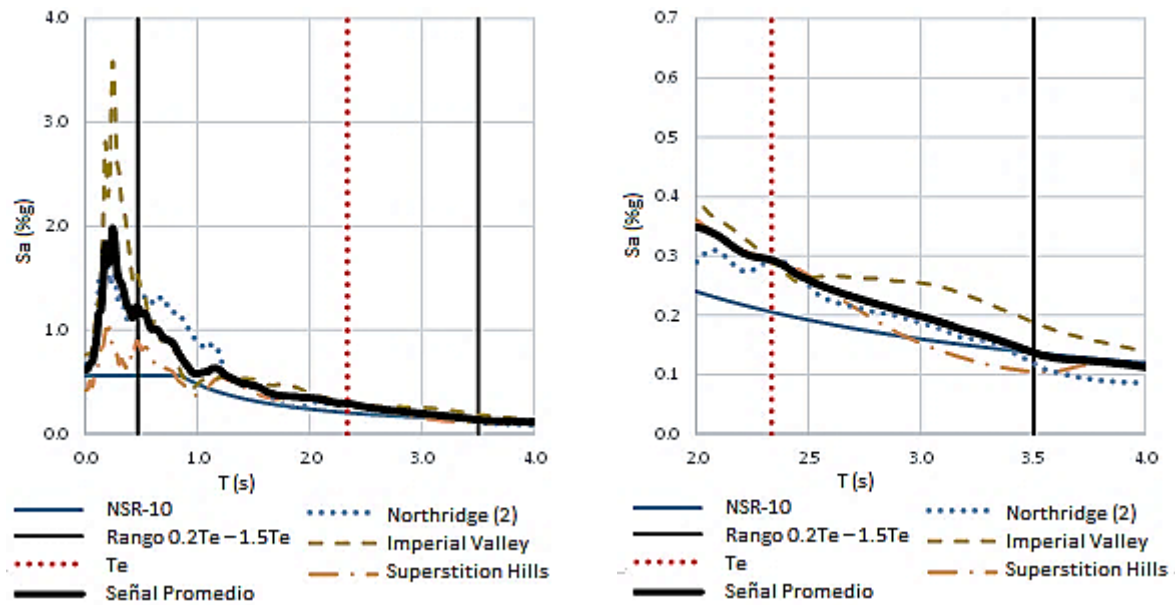


Suelo D

Ilustración 21: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-C-20

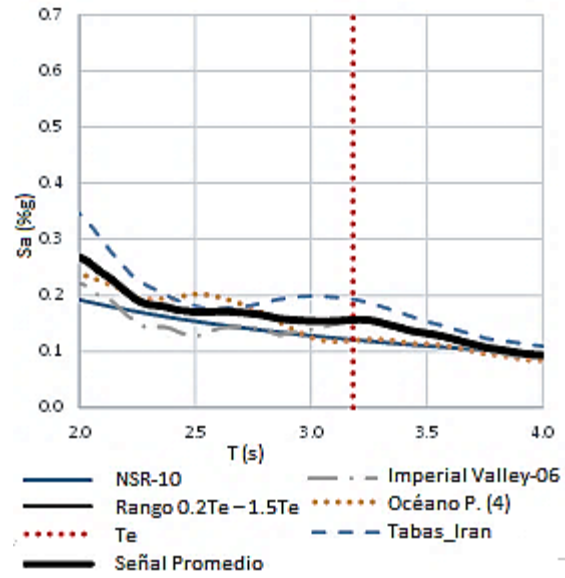
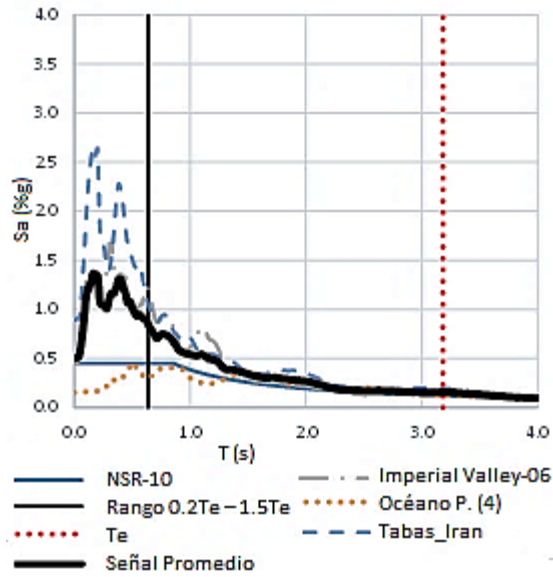


Suelo C

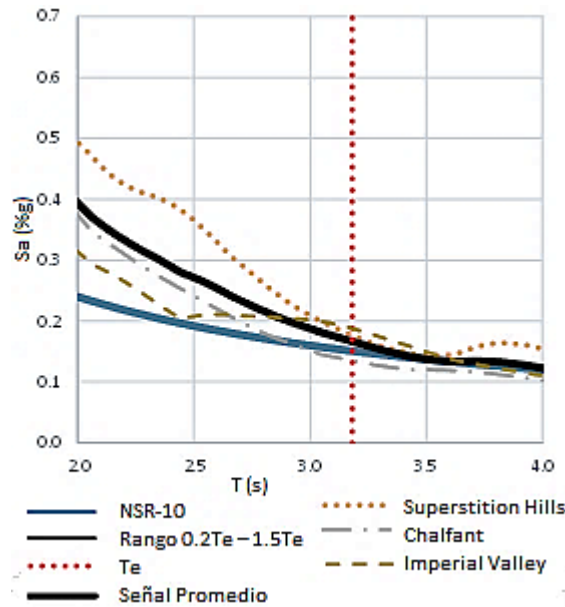
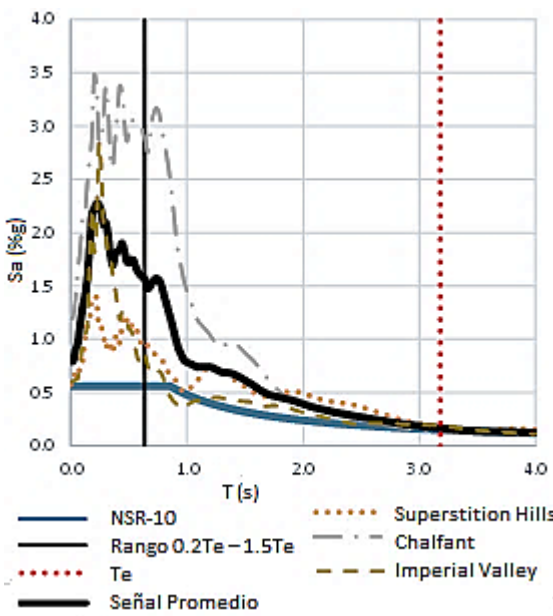


Suelo D

Ilustración 22: Espectros de señales de acelerogramas para secciones no fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-C-20

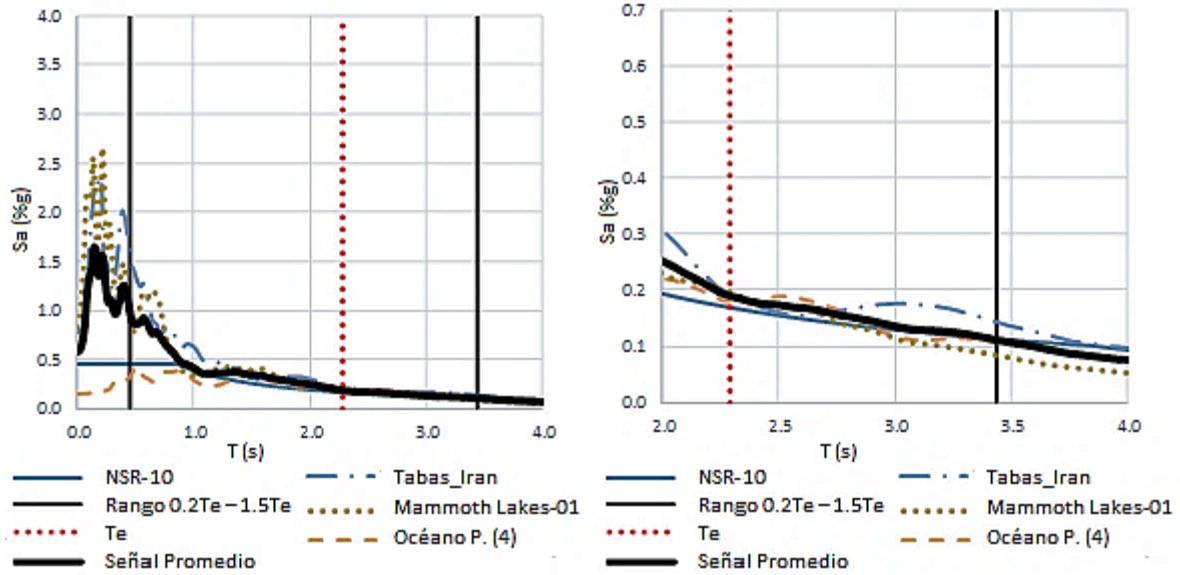


Suelo C

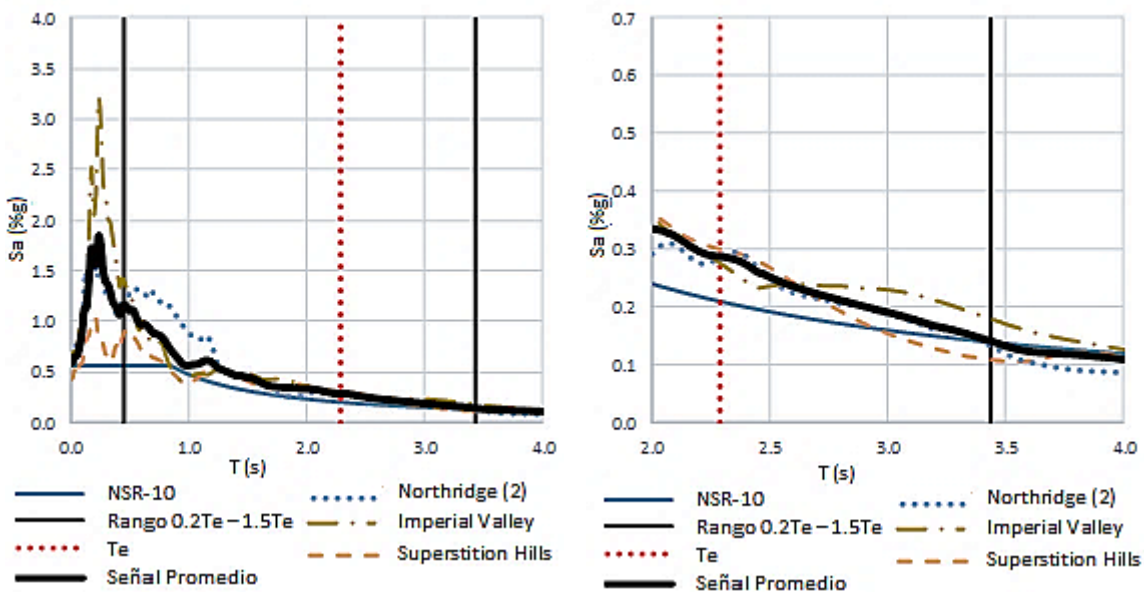


Suelo D

Ilustración 23: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-C-13

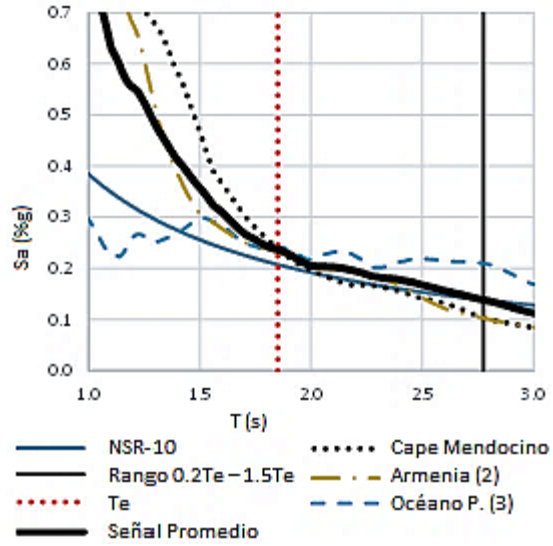
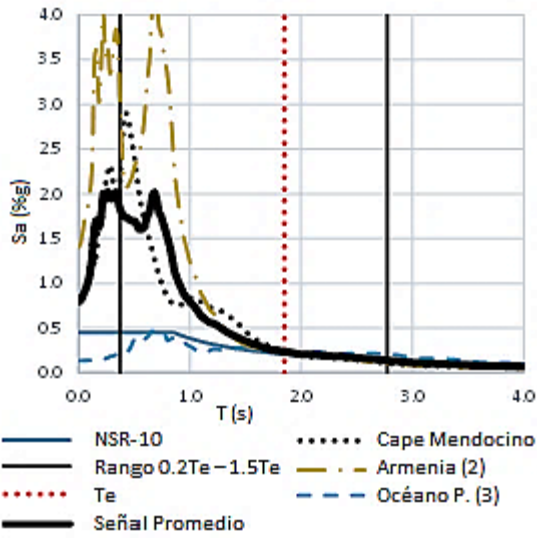


Suelo C

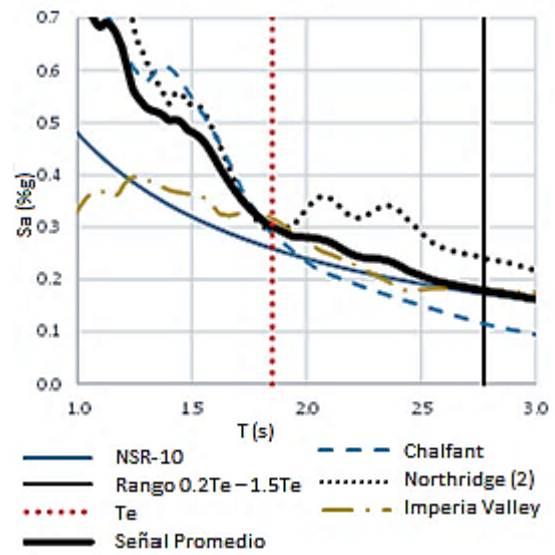
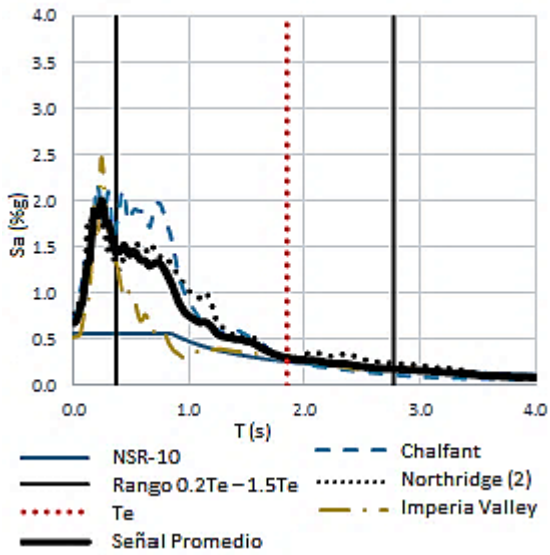


Suelo D

Ilustración 24: Espectros de señales de acelerogramas para secciones no fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-C-13

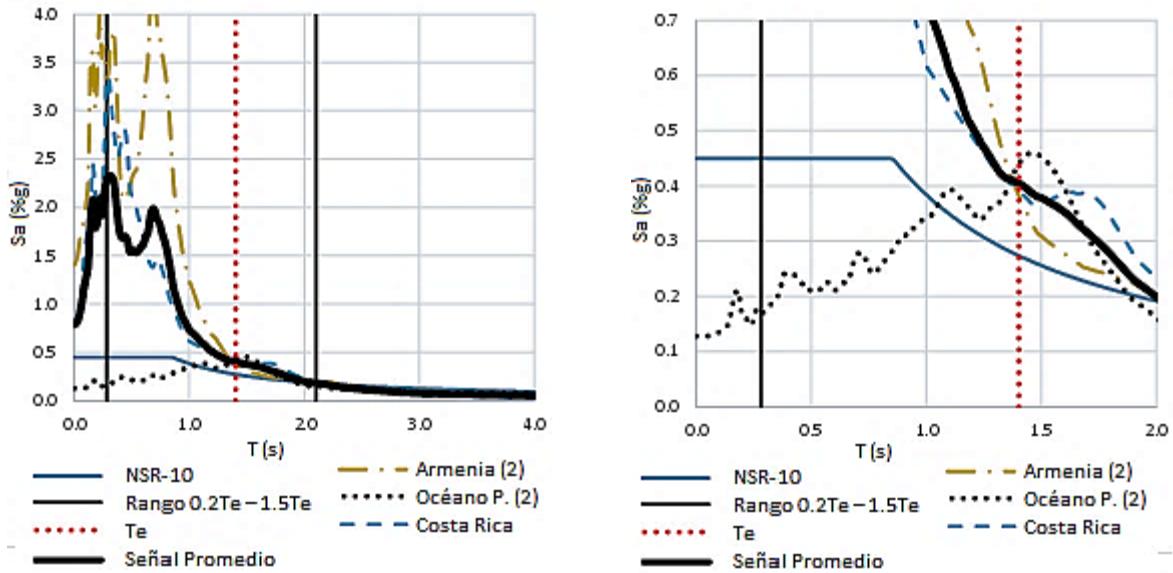


Suelo C

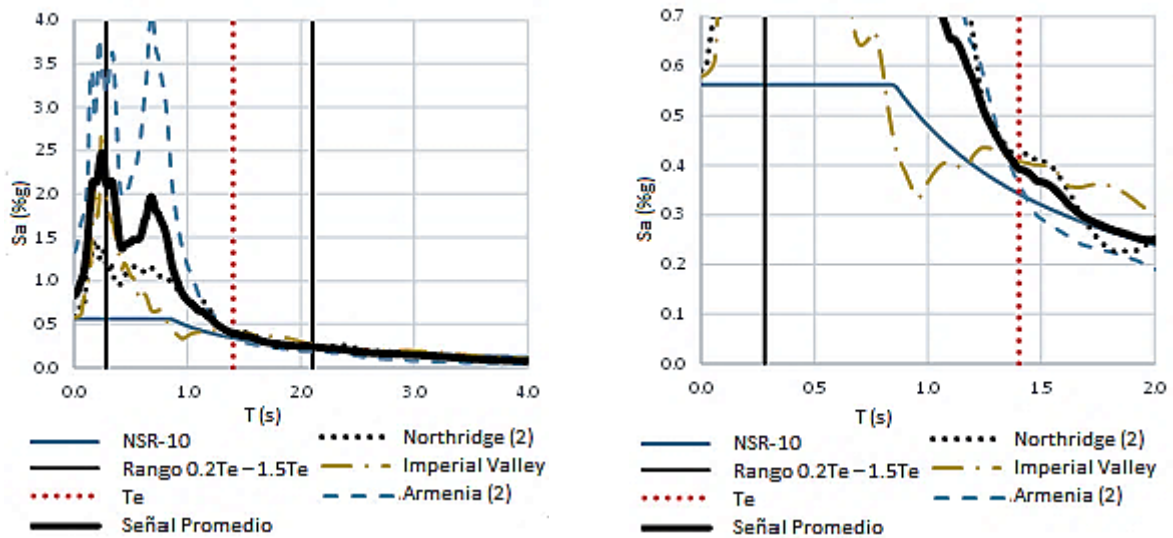


Suelo D

Ilustración 25: Espectros de señales de acelerogramas para secciones fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-C-13



Suelo C



Suelo D

Ilustración 26: Espectros de señales de acelerogramas para secciones no fisuradas en los suelos C y D para la estructura CR-C-13

Los acelerogramas con los que se evaluaron las estructuras presentan tanto sismos nacionales como internacionales. La Tabla 23 contiene los resúmenes en detalle de los registros seleccionados para cada edificación con secciones fisuradas y no fisuradas, tanto para el suelo C como para el D. Incluye también, la fecha del evento y el factor de escala que se halló en cada análisis.

De esta manera el acelerograma del sismo Cape Mendocino E.E.U.U del 25/04/92 indicado en la Tabla 16, es el registro para el Análisis Tiempo Historia1 (DTH1) del primer sismo, en adelante, para la identificación de la evaluación de cada uno de los 3 acelerogramas en un análisis dinámico, este se identificara como: DTH1, DTH2 o DTH3 según se encuentran los registros ubicados en la Tabla 23. Así mismo el acelerograma

del sismo Costa Rica del 22/12/30 es el registro para el análisis Tiempo Historia 2 (DTH2) y el acelerograma del sismo de Armenia (2) del 25/01/99 es el registro para análisis Tiempo Historia 3 (DTH3), para el suelo C, cuando la estructura presenta secciones fisuradas. De la misma forma se presentan los registros correspondientes a los análisis de los demás suelos y para ambas condiciones de rigidez.

Tabla 23: Familia de acelerogramas seleccionadas para el análisis cronológico para los suelos tipo C y D, en cada estructura.

Estructura CR-P-5								
Suelo	T=1.45 s (Secciones fisuradas)				T= 1.01 s (Secciones no fisuradas)			
	Sismo	Fecha	F _e	DTH	Sismo	Fecha	F _e	DTH
C	Cape Mendocino E.E.U.U	25/04/92	1,50	1	Océano P. (4)	5/11/04	2.00	1
	Costa Rica	22/12/90	1,75	2	Costa Rica	22/12/90	1.00	2
	Armenia (2)	25/01/99	2,00	3	Cape Mendocino, E.E.U.U	25/04/92	0.60	3
D	Coalinga (2), E.E.U.U	22/07/83	1,50	1	Armenia (2)	25/01/99	0.90	1
	Northridge (2), E.E.U.U	02/05/83	1,25	2	Chalfant, E.E.U.U	21/07/86	0.70	2
	Superstition Hills, E. E.E.U.U	24/11/87	1,00	3	Superstition Hills, E.E.U.U	24/11/87	1.20	3
Estructura CR-P-21								
Suelo	T=3.69 s (Secciones fisuradas)				T= 2.59 s (Secciones no fisuradas)			
	Sismo		F _e	DTH	Sismo		F _e	DTH
C	Océano P. (2)	15/11/04	1.40	1	Océano P. (4)	25/01/99	1.40	1
	Cape Mendocino	25/04/92	1.80	2	Cape Mendocino	25/04/92	1.80	2
	Tabas_ Irán	9/16/78	1.90	3	Tabas_ Irán	9/16/78	1.90	3
D	Superstition Hills, E.E.U.U	24/11/87	1.05	1	Superstition Hills, E.E.U.U	24/11/87	1.05	1
	Northridge (2), E.E.U.U	17/01/94	1.50	2	Northridge (2), E.E.U.U	17/01/94	1.40	2
	Imperial Valley, E.E.U.U	15/10/79	1.40	3	Imperial Valley	15/10/79	1.40	3
Estructura CR-C-20								
Suelo	T=2.80 s (Secciones fisuradas)				T= 2.34 s (Secciones no fisuradas)			
	Sismo		F _e	DTH	Sismo		F _e	DTH
C	Océano P. (4)	15/11/04	1.55	1	Océano P. (4)	15/11/04	1.40	1
	Imperial Valley-06	15/10/79	2.00	2	Tabas_ Irán	9/16/78	1.50	2
	Tabas_ Irán	9/16/78	1.60	3	Mammoth Lakes-01	5/25/80	1.50	3
D	Superstition Hills, E.E.U.U	24/11/87	1.20	1	Superstition Hills, E.E.U.U	24/11/87	0.95	1
	Northridge (2), E.E.U.U	17/01/94	1.45	2	Northridge (2), E.E.U.U	17/01/94	1.25	2
	Imperial Valley, E.E.U.U	15/10/79	1.25	3	Imperial Valley , E.E.U.U	15/10/79	1.45	3
Estructura CR-C-13								
Suelo	T= 3.18 s (Secciones fisuradas)				T= 2.29 s (Secciones no fisuradas)			
	Sismo		F _e	DTH	Sismo		F _e	DTH
C	Océano P. (4)	15/11/04	1.45	1	Océano P. (4)	15/11/04	1.35	1
	Imperial Valley-06	15/10/79	1.95	2	Tabas_ Irán	9/16/78	1.50	2
	Tabas_ Irán	9/16/78	1.70	3	Mammoth Lakes-01	5/25/80	1.35	3
D	Superstition Hills, E.E.U.U	24/11/87	1.30	1	Superstition Hills, E.E.U.U	24/11/87	0.95	1
	Chalfant, E.E.U.U	21/07/86	2.00	2	Northridge (2), E.E.U.U	17/01/94	1.25	2
	Imperial Valley , E.E.U.U	15/10/79	1.15	3	Imperial Valley , E.E.U.U	15/10/79	1.30	3

Tabla 23. (cont.): Familia de acelerogramas seleccionadas para el análisis cronológico para los suelos tipo C y D, en cada estructura.

Estructura CR-P-9								
Suelo	T=1.85 s (Secciones fisuradas).				T= 1.40 s (Secciones sin Fisurar),			
	Sismo		F _e	DTH	Sismo		F _e	DTH
C	Armenia (2)	25/01/99	1,85	1	Armenia (2)	25/01/99	1,85	1
	Océano P. (3)	15/11/04	1,30	2	Océano P. (2)	15/11/04	1,50	2
	Cape Mendocino	25/04/92	1,25	3	Costa Rica	22/12/90	1,65	3
D	Northridge (2), E.E.U.U	17/01/94	1,45	1	Armenia (2)	25/01/99	1,75	1
	Chalfant, E.E.U.U	21/07/86	1,25	2	Northridge (2), E.E.U.U	17/01/94	1,10	2
	Imperial Valley , E.E.U.U	15/10/79	1,00	3	Imperial Valley , E.E.U.U	15/10/79	1,10	3

5.4. ANÁLISIS DE SEÑALES

Los valores de aceleración en porcentaje de la gravedad se presentan en la Tabla 24, para cada tipo de suelo; se incluyen los valores de aceleración de los registros seleccionados según la estructura, el suelo y la rigidez. De la tabla se puede observar que, en la mayoría de los casos los valores de los espectros correspondientes a los acelerogramas son superiores al del espectro de diseño. En la Tabla 24 se usa la abreviación T_F para indicar el período estructural con secciones fisuradas, y la abreviación T_{NF} para indicar este parámetro cuando se consideran secciones no fisuradas.

Tabla 24: Valor de aceleración del espectro de diseño y del espectro de los registros sísmicos.

Suelo	Período		Espectro de diseño	Espectros de los Acelerogramas		
	T (s)		S _a (%)	DTH1 S _a (%)	DTH2 S _a (%)	DTH3 S _a (%)
CR-P-5						
C	T _F	1.44	0.3	Cape Mendocino	Costa Rica	Armenia (2)
				0.41	0.4	0.38
D	T _{NF}	1.01	0.38	Cape Mendocino	Océano P (4)	Costa Rica
				0.4	0.41	0.37
D	T _F	1.44	0.38	Coalinga (2)	Northridge (2)	Superstition Hills
				0.41	0.42	0.41
D	T _{NF}	1.01	0.48	Amenia2	Chalfant	Superstition Hills
				0.6	0.51	0.48
CR-P-21						
C	T _F	3.69	0.1	Océano P(4)	Cape Mendocino	Tabas_ Irán
				0.1	0.09	0.15
D	T _{NF}	2.59	0.15	Océano P(4)	Cape Mendocino	Tabas_ Irán
				0.19	0.17	0.2
D	T _F	3.69	0.13	Superstition Hills,	Northridge (2)	Imperial Valley
				0.12	0.12	0.16
D	T _{NF}	2.59	0.18	Superstition Hills,	Northridge (2)	Imperial Valley
				0.27	0.25	0.26
CR-C-20						
C	T _F	2.8	0.14	Océano P. (4)	Imperial Valley-06	Tabas_ Irán
				0.18	0.14	0.18
D	T _{NF}	2.34	0.16	Océano P. (4)	Tabas_ Irán	Mammoth Lakes-01
				0.19	0.19	0.21
D	T _F	2.8	0.17	Superstition Hills	Northridge (2)	Imperial Valley
				0.24	0.24	0.23
D	T _{NF}	2.34	0.21	Superstition Hills	Northridge (2)	Imperial Valley
				0.3	0.29	0.3

Tabla 24. (cont.): Valor de aceleración del espectro de diseño y del espectro de los registros sísmicos.

Suelo	Período		Espectro de diseño	Espectros de los Acelerogramas		
	T (s)		Sa (%g)	DTH1 Sa (%g)	DTH2 Sa (%g)	DTH3 Sa (%g)
CR-C-13						
C	T _F	3.18	0.12	Océano P. (4) 0.12	Imperial Valley-06 0.16	Tabas_ Irán 0.19
	T _{NF}	2.29	0.17	Océano P. (4) 0.18	Tabas_ Irán 0.19	Mammoth Lakes-01 0.2
D	T _F	3.18	0.15	Superstition Hills 0.18	Chalfant, 0.14	Imperial Valley 0.19
	T _{NF}	2.29	0.21	Superstition Hills, 0.3	Northridge (2) 0.28	Imperial Valley 0.28
CR-P-9						
C	T _F	1.85	0.21	Armenia (2) 0.23	Océano P. (3) 0.24	Cape Mendocino 0.24
	T _{NF}	1.4	0.27	Armenia (2) 0.38	Océano P. (2) 0.44	Costa Rica 0.39
D	T _F	1.85	0.26	Northridge (2) 0.3	Chalfant 0.29	Imperial Valley 0.32
	T _{NF}	1.4	0.34	Armenia (2) 0.36	Northridge (2) 0.41	Imperial Valley 0.41

La Tabla 25 resume la comparación entre los valores de la aceleración de los espectros de los registros con respecto al espectro de diseño, lo que permite evaluar la relación de los resultados obtenidos de la respuesta de la demanda. La tabla incluye los valores de la combinación (SRSS) de S_a para los perfiles de suelo C y D y el período correspondiente las estructuras CR-P-5, CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 y CR-P-9. Se resaltan los valores menores al correspondiente para 100% de la FHE.

Tabla 25: Resumen de la combinación SRSS para el S_a para todas las estructuras de los análisis DTH1, DTH2 y DTH3 en los suelos C y D con respecto a la FHE.

Estructura	Tipo de Suelo	T (s)	DTH1/FHE	DTH2/FHE	DTH3/FHE
			Sa (SRSS)/Sa	Sa (SRSS)/Sa	Sa (SRSS)/Sa
CR-P-5	C	1.44 (T _F)	1.37	1.33	1.25
	C	1.01 (T _{NF})	1.05	1.09	0.99
	D	1.44 (T _F)	1.08	1.12	1.09
	D	1.01 (T _{NF})	1.25	1.06	0.99
CR-P-21	C	3.69 (T _F)	0.99	0.86	1.48
	C	2.59 (T _{NF})	1.28	1.16	1.30
	D	3.69 (T _F)	0.95	0.90	1.23
	D	2.59 (T _{NF})	1.51	1.41	1.43
CR-C-20	C	2.80 (T _F)	1.27	1.01	1.26
	C	2.34 (T _{NF})	1.17	1.17	1.33
	D	2.80 (T _F)	1.42	1.40	1.33
	D	2.34 (T _{NF})	1.41	1.39	1.41
CR-C-13	C	3.18 (T _F)	1.00	1.30	1.61
	C	2.29 (T _{NF})	1.06	1.14	1.17
	D	3.18 (T _F)	1.18	0.90	1.25
	D	2.29 (T _{NF})	1.43	1.35	1.32
CR-P-9	C	1.85 (T _F)	1.11	1.14	1.15
	C	1.40 (T _{NF})	1.42	1.63	1.45
	D	1.85 (T _F)	1.15	1.12	1.23
	D	1.40 (T _{NF})	1.07	1.20	1.20

6. ANÁLISIS ESTRUCTURALES Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se presentan los resultados de los diferentes métodos con los que se analizó cada estructura. Estos resultados se compararon mediante factores como la deriva (Δ), la máxima fuerza horizontal por piso y la fuerza cortante basal (V_s). Para realizar las comparaciones se tomó como referencia, en las estructuras que lo permitían, la demanda solicitada por el método de la fuerza horizontal equivalente. En todas las estructuras se consideraron las condiciones de secciones fisuradas y no fisuradas, al igual que dos tipos de suelo: C y D (según la clasificación del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (AIS, 2010)).

Se aclara que aunque el programa SAP2000 no permite obtener de una manera directa las derivas de las edificaciones, los resultados arrojados por el programa se manipularon mediante una hoja de cálculo para obtener la diferencia entre los desplazamientos horizontales máximos totales de cada piso y los desplazamientos horizontales totales máximos en el piso inmediatamente inferior.

6.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para poder interpretar los resultados obtenidos de los análisis es importante anotar que para las respuestas tiempo historia (DTH), el grupo de acelerogramas seleccionado para cada estructura —y para cada tipo de secciones y de suelo— es diferente. Aunque la selección se realizó buscando la menor diferencia entre los espectros de los acelerogramas y el espectro de la norma en el período estructural, es claro que cada acelerograma produce un espectro diferente, por lo que los resultados reflejarán la alta variabilidad que existe en el movimiento fuerte del terreno. Por lo anterior, los resultados deben analizarse en términos generales, buscando identificar, *a grosso modo*, diferencias en comportamiento entre los métodos.

Como punto de partida se comparó gráficamente la deriva de las estructuras obtenida por los diferentes métodos de análisis: fuerza horizontal equivalente (FHE), método de análisis dinámico modal espectral (DME) y análisis tiempo historia (DTH). La respuesta DTH está conformada por los valores obtenidos de los análisis de tres registros de aceleración: DTH1, DTH2, DTH3, seleccionados conforme con lo expresado en el capítulo 5. Para cada registro se consideraron las dos componentes horizontales, realizando dos análisis por registro: i) un primer análisis en donde la componente con mayor aceleración pico efectiva se aplicó en la dirección longitudinal de la edificación (que corresponde a la mayor dimensión de la estructura y al eje X del programa SAP2000) y la componente con menor aceleración pico efectiva se aplicó en la dirección ortogonal, y ii) un análisis donde las componentes de aceleración se invirtieron de ejes. Lo anterior con el fin de evaluar los efectos ortogonales descritos en A.3.6.3 del Reglamento NSR-10 (AIS, 2010).

La respuesta del análisis del método DTH se obtiene a partir de los valores máximos de los análisis individuales de las seis evaluaciones de los registros para cada estructura (3 pares de acelerogramas en 2 direcciones diferentes). Con fines aclaratorios se presenta la Ilustración 27, en donde se muestran los valores de deriva y fuerza cortante de las respuestas estructurales de la edificación CR-P-21 discriminando las respuestas individuales de cada análisis DTH y comparando dichas respuestas con la envolvente de este método (DTH-Max). Como se seleccionaron únicamente 3 acelerogramas para cada análisis, el reglamento indica que se debe trabajar con los valores máximos de los análisis. Se debe tener en cuenta que en caso de seleccionar 7 o más señales para cada análisis se utilizan los valores promedios de los

resultados. Las gráficas de las derivas de los métodos DTH, DME y FHE comparadas entre sí, se presentan en la Ilustración 27 a) y b), sin incluir los valores del eje horizontal. Estas figuras se presentan con la finalidad de indicar la forma de la deriva, pero se excluye el valor de deriva puesto que el objetivo del presente trabajo es comparar el comportamiento estructural ante los diferentes métodos de análisis y no emitir un concepto sobre el diseño de las edificaciones. Por lo anterior, las evaluaciones del comportamiento de las derivas de las estructura se realizaron mediante la comparación de las derivas calculadas por los diferentes métodos con la deriva obtenida por el método FHE. La ilustración 27 c) y d) presenta las derivas normalizadas con respecto a la deriva del método FHE, de modo que un valor de deriva normalizado mayor que la unidad significa que el resultado obtenido con el método bajo análisis es mayor que el valor obtenido con el método FHE, sin implicar que se esté por encima del valor máximo de deriva exigido por el Reglamento Colombiano de construcción Sismo Resistente, NSR-10; por consiguiente este trabajo no se presenta la verificación de límites de derivas descrita en el capítulo A.6.4.1 de dicho reglamento.

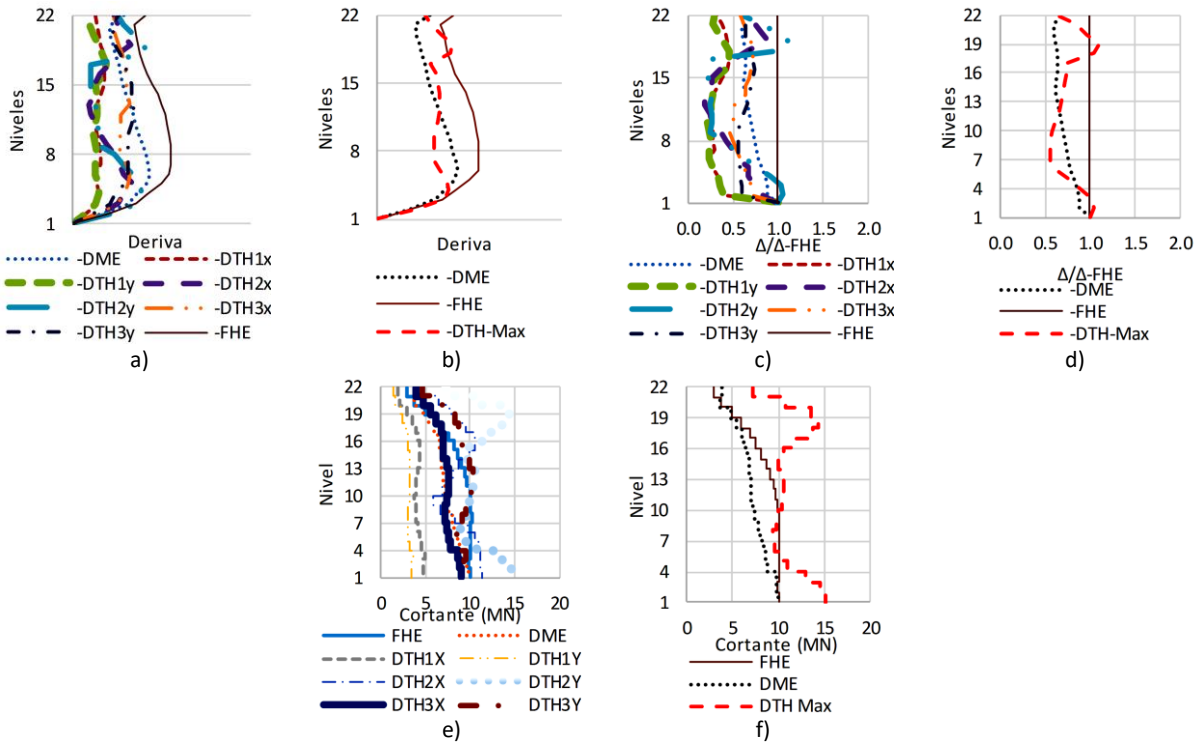


Ilustración 27: Repuesta de la estructura CR-P-21 para análisis en suelo tipo C considerando secciones fisuradas en términos de deriva [a) y b)], relación de deriva con respecto a la deriva de la FHE [c) y d)] y cortante basal [e) y f)].

A continuación se presentan en las ilustraciones 28 y 29 un resumen del comportamiento de la demanda sísmica de la deriva para los suelos C y D respectivamente, tanto para secciones fisuradas y no fisuradas, para todas las estructuras consideradas. Las gráficas de las derivas halladas con secciones fisuradas se presentan después de aplicar el factor de reducción de 0.7 descrito en el capítulo A.6.4.1. 2 del reglamento NSR-10, aun que como se mencionó anteriormente no se realizará el chequeo de límite de deriva.

Las derivas halladas por el método DTH para las estructuras CR-P-21, CR-C-20 y CR-C-13 son muy similares a las derivas hallados por el método de la FHE y el método DME, tanto para las secciones fisuradas y no fisuradas en los perfiles de suelo C y D. Por su parte, las derivas del método DTH para la estructura CR-P-9 se ajustan a las derivas de los otros dos métodos en tres de los cuatro casos analizados, presentando

valores mayores en el tercio medio de la edificación cuando se analiza la estructura con secciones no fisuradas en el perfil de suelo C Al considerar la estructura CR-P-5 se observa una similitud en las derivas de los tres métodos únciamente al considerar secciones no fisuradas en suelo C. Para los demás casos las derivas obtenidas por el método DTH son mayores que las derivas calculadas por los otros dos métodos.

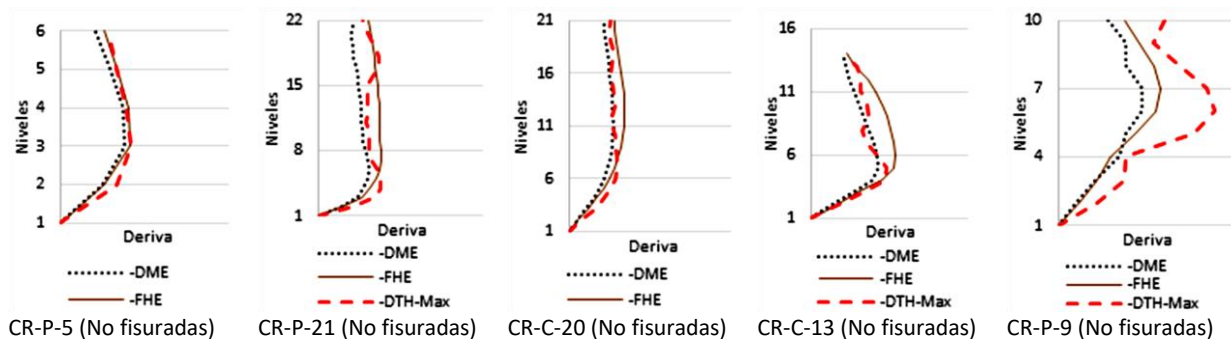
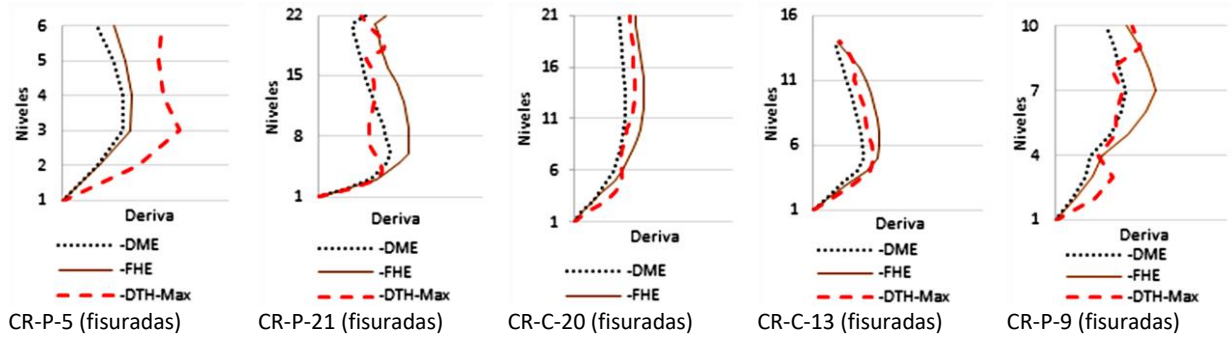


Ilustración 28: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo C.

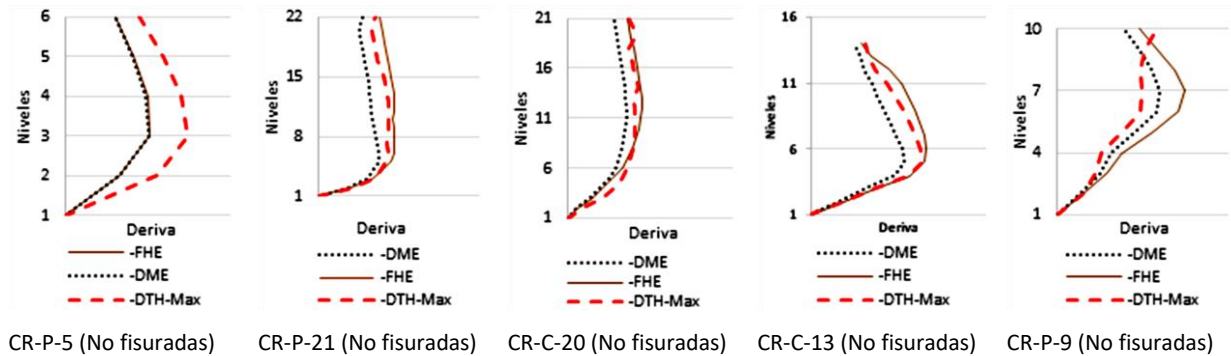
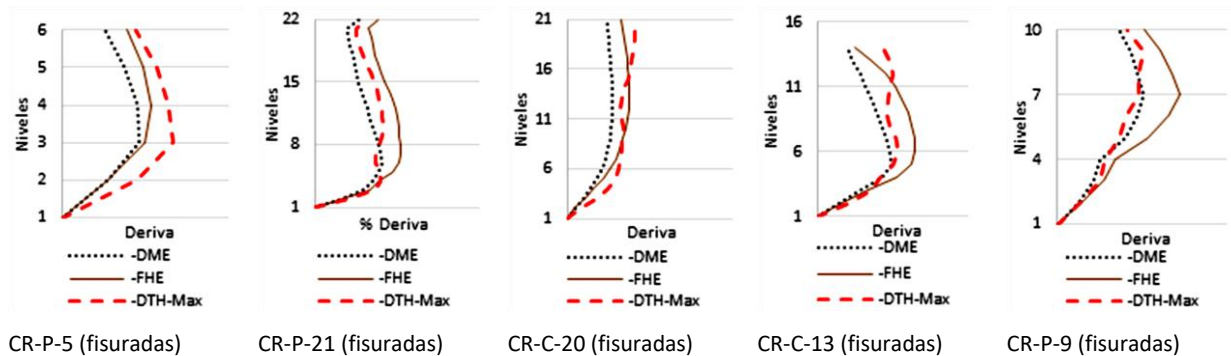


Ilustración 29: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo D.

Como ya se mencionó, para el análisis y comparación de los resultados de las derivas, con el objeto de no juzgar los análisis de los diseñadores, se presentan en las ilustraciones 30 y 31 los valores de deriva normalizados con respecto al valor obtenido de la deriva del análisis del método de la fuerza horizontal equivalente (FHE), para los suelos C y D respectivamente, tanto para secciones fisuradas y no fisuradas de las cinco estructuras.

6.1.1. Evaluación de la respuesta para la demanda de la deriva

En todos los casos analizados (secciones fisuradas y no fisuradas; suelos C y D) se observó que las derivas obtenidas mediante el método DME son menores que las obtenidas mediante el método FHE, encontrando que las variaciones entre un suelo y otro para este método son muy pequeñas. En cuanto al comportamiento del análisis DTH máximo, en general se observan valores de derivas mayores que los del método FHE a la altura del segundo nivel y en el tercio superior de la edificación.

Se observa para las estructuras de pórticos de pisos bajos (CR-P-5 y CR-P-9) derivas por el método DTH mayores que las obtenidas por el método FHE en la mayoría de la altura de la edificación, con la excepción del pórtico CR-P-9 en suelo D.

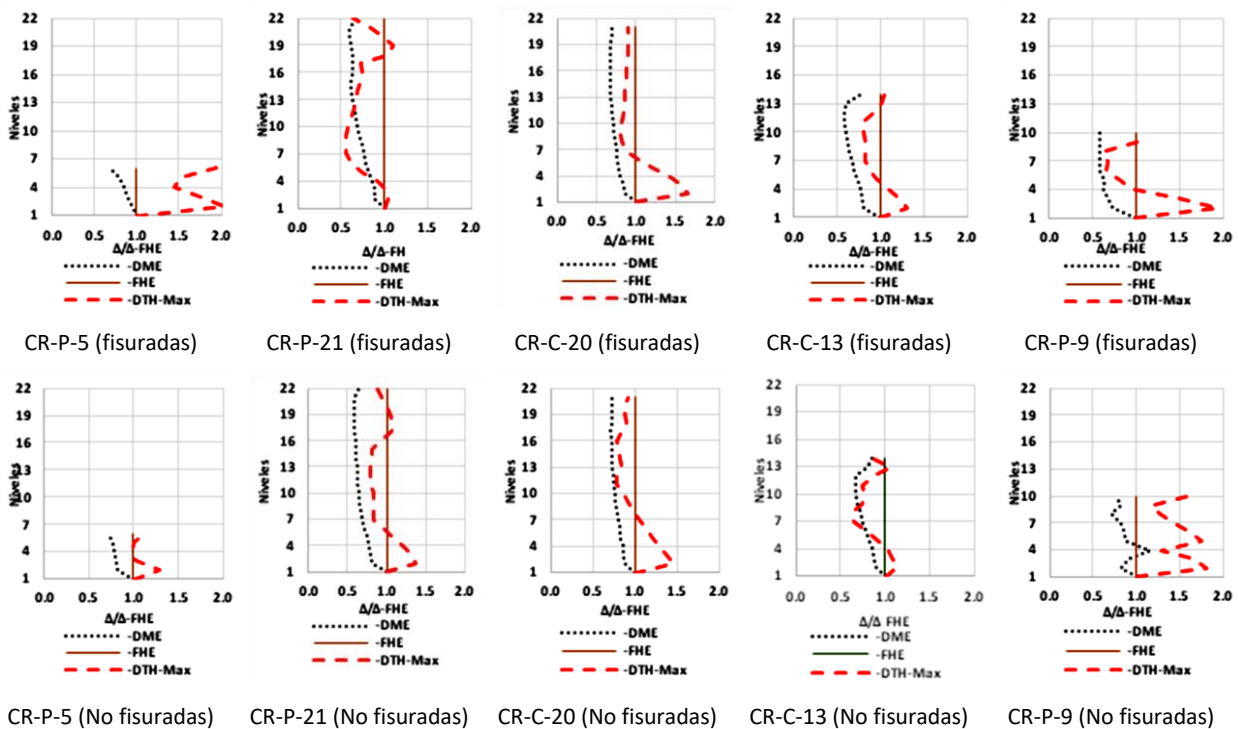


Ilustración 30: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo C.

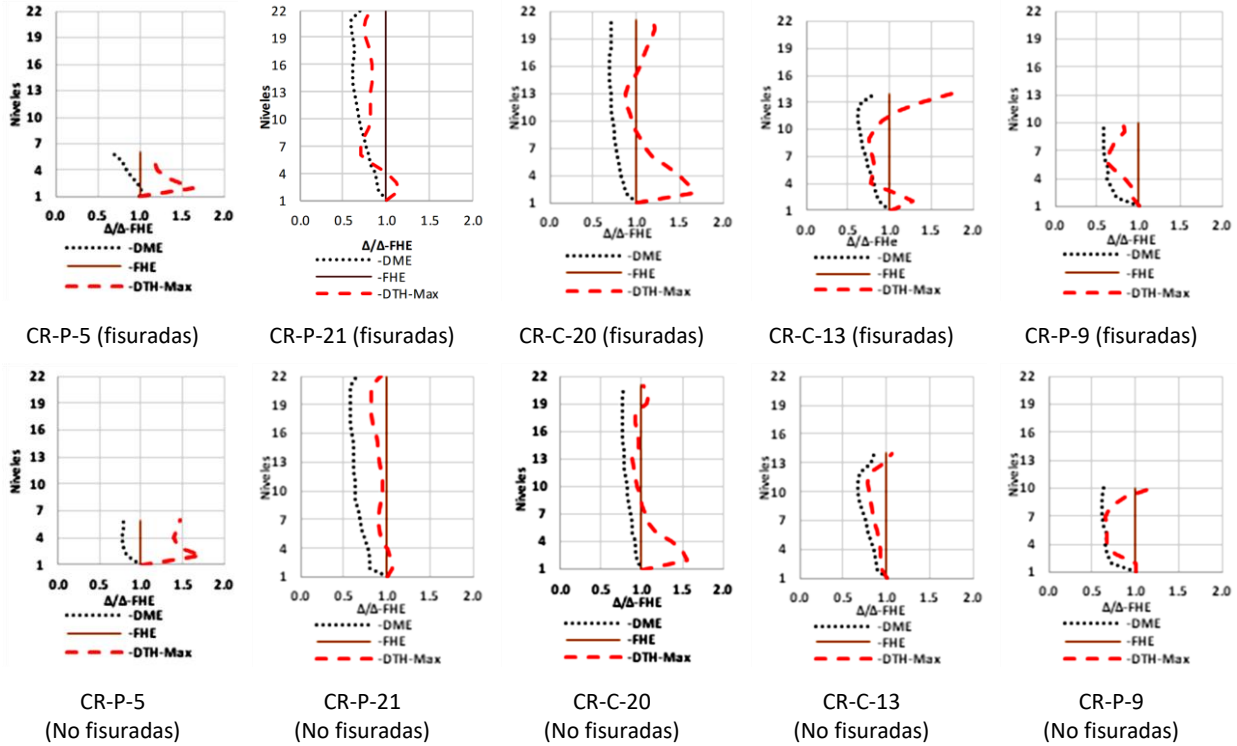


Ilustración 31: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo D.

Para revisar el aumento de la demanda de deriva por el método DTH con respecto a las derivas obtenidas mediante el método de la FHE se presenta la Tabla 26, que incluye la relación de la respuesta máxima del análisis DTH (DTH-Máx) con respecto a la demanda del método FHE, para los suelos C y D. La tabla incluye el máximo aumento de la deriva, el nivel donde sucede y el valor promedio de la deriva entre niveles. El promedio se usó como un indicador del aumento de la tendencia de la deriva en la altura.

Tabla 26: Relación de derivas de los métodos DTH y FHE para suelos C y D

Deriva (Δ) DTH_{max} / (Δ) FHE												
Edificio	Suelo C						Suelo D					
	Secciones fisuradas			Secciones no fisuradas			Secciones fisuradas			Secciones no fisuradas		
	Max.	Piso N°	Prom.	Max	Piso N°	Prom.	Max.	Piso N°	Prom.	Max.	Piso N°	Prom.
CR-P-5	2.08	2	1.75	1.28	2	1.10	1.63	2	1.30	1.78	2	1.27
CR-P-21	1.10	19	0.77	1.37	2	0.96	1.16	2	0.84	1.06	2	0.91
CR-C-20	1.65	2	0.99	1.46	2	0.98	1.67	2	1.14	1.57	2	1.06
CR-C-13	1.31	2	0.96	1.14	2	0.87	1.77	14	1.00	1.07	14	0.89
CR-P-9	1.95	2	1.02	1.81	2	1.51	0.94	2	0.78	1.21	10	0.81

Como se observa en la Tabla 26, la estructura CR-P-9 presentó un aumento máximo de la respuesta de la deriva al usar el método DTH, de 1.95 y 1.81 veces el valor de las derivas calculadas con el método FHE para el suelo C, tanto en secciones fisuradas y no fisuradas; este aumento máximo se presentó en ambas ocasiones en el segundo piso. En el caso del suelo D, solo se presentaron valores mayores que la unidad

en el caso de secciones no fisuradas para el último nivel, de 1.21 veces el valor de la deriva por el método de la FHE.

Por su parte, la estructura CR-P-5 solo mostró un valor máximo donde superó en 2 veces la FHE para suelo C, en secciones fisuradas (segundo piso). Para las secciones no fisuradas el valor máximo de deriva, que se presentó en el mismo nivel, fue de 1.28 veces el valor de la FHE. En el suelo D los valores máximos corresponden a 1.63 y 1.78 para secciones fisuradas y no fisuradas, respectivamente. Sin embargo, el valor promedio de relación de derivas para la estructura CR-P-5 es el mayor en todas las condiciones analizadas excepto en el suelo C, en secciones no fisuradas. Cabe anotar que esta estructura es la más baja de todas con solo cinco pisos y presenta en planta irregularidad del tipo del tipo "5P" (sistemas no paralelos) definida en la tabla A.3-6 de la NSR-10 (AIS, 2010); ver Ilustración 12. Sin embargo, por ser una estructura de grupo de uso I en zona de amenaza sísmica intermedia, no es necesario revisar esta irregularidad.

Las estructuras CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 exhibieron un comportamiento que varió entre 0.77 y 1.78 veces la deriva con respecto a la FHE, pero un valor promedio por debajo o muy cercano a la unidad. Lo anterior indica que para el grupo de estructuras analizadas, el comportamiento de la deriva es más cercano entre los métodos FHE y DTH para estructuras de mayor altura. Los edificios con un comportamiento de derivas más similar entre los métodos FHE y DTH son estructuras de 13, 20 y 21 pisos.

El uso del método de la FHE presenta una serie de limitaciones en su aplicación; estas limitaciones dependen de la altura, las irregularidades, la zona de amenaza, el perfil de cimentación, entre otras variables. La Tabla 3 (capítulo 3) describe las limitaciones de este método y los métodos dinámicos según la NSR-10. El método de la FHE presenta limitación en estructuras regulares mayores de 20 niveles o 60 m de altura, en cualquier zona de amenaza sísmica, localizadas en lugares con perfil de suelo tipo D, E y F con un período de vibración mayor a $2 T_c$ (período de vibración, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo). Para estructuras irregulares la limitación en altura se da para estructuras con más de 6 niveles o 18 m en todas las zonas de amenaza sísmica y perfiles de suelos (AIS, 2010). Sin embargo, como ya se mencionó, algunas fuerzas obtenidas de la respuesta de la demanda deben ajustarse a los valores obtenidos de la demanda del método de la FHE.

Las derivas obtenidas al realizar el análisis con los acelerogramas seleccionados para cada edificio son comparables con los valores obtenidos con los demás métodos de análisis permitidos por la NSR-10 (AIS, 2010). Obviamente se presentan diferencias entre los valores de las derivas, lo cual es usual al aplicar diferentes métodos de análisis y al considerar la alta variabilidad del movimiento fuerte del terreno que se refleja en las características de los acelerogramas seleccionados. Sin embargo, las diferencias encontradas pueden dar a pensar que se realizó una adecuada selección de los acelerogramas, como se discutió en la sección 5, permitiendo obtener resultados comparables. Adicionalmente, se debe tener en cuenta que el método de la fuerza horizontal equivalente, con el cual se están comparando por ser el más usado en la práctica, es una simplificación que considera únicamente la forma modal fundamental y una distribución lineal de la fuerza. De esta manera el método consiste en una representación de la fuerzas de diseño mediante cargas laterales estáticas que reducen el problema dinámico en uno estático (Arévalo et al., 2013), pero no hace una representación fiel del comportamiento de la estructura.

Por otro lado, para profundizar en el análisis del comportamiento de la deriva, se revisó de manera detallada el análisis de los tres análisis tiempo historias, para secciones fisuradas y no fisuradas en los suelos C y D. La evaluación de la estructura CR-P-5, presentada en la Ilustración 32, muestran las derivas

para los seis registros DTH, como también, la respuesta para el método DME, todas normalizadas con respecto a la FHE (valor unitario en las abscisas de la Ilustración 32).

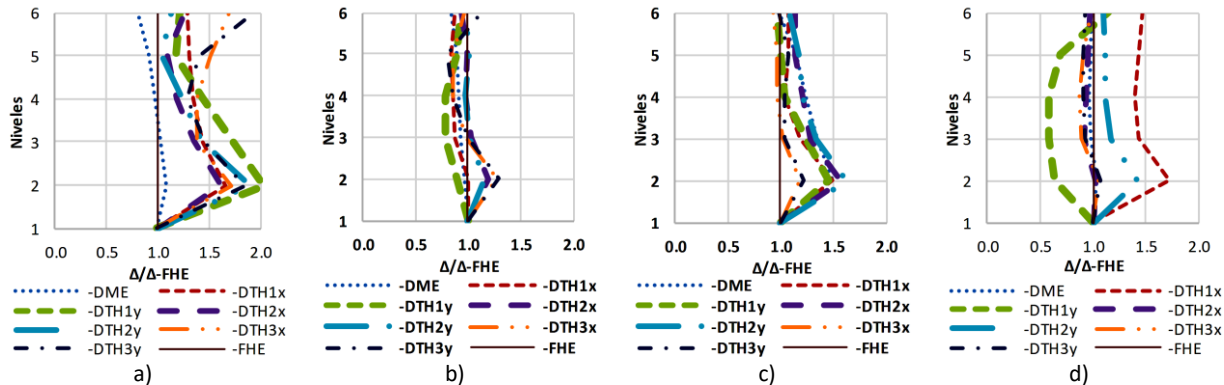


Ilustración 32: Respuesta de la deriva (Δ) para cada uno de los análisis del método DTH y el método DME dividido por la deriva del método de la FHE (Δ -FHE), estructura CR-P-5: a) secciones fisuradas suelo C, b) secciones no fisuradas suelo C, c) secciones fisuradas suelo D, d) secciones no fisuradas suelo D.

El registro que genera el máximo aumento de deriva con respecto a la demanda del método FHE para la estructura CR-P-5, en las 4 condiciones citadas en la Ilustración 32, es el análisis DTH1y, en la condición de secciones fisuradas y suelo C. De la Tabla 23 se puede determinar que el acelerograma que genera esa demanda es el registro del sismo Cape Mendocino E.E.U.U 25/04/92 (DTH1). En la Ilustración 17, donde se presentan los espectros de las tres tiempo historias usadas en el análisis DTH y su relación con el espectro de diseño para suelo C, se puede observar que la combinación SRSS de las componentes de aceleración de los acelerogramas (ver Tabla 25), asociados a este sismo se encuentra un 37% por encima de la aceleración FHE, mientras que las combinaciones de los otros registros de los sismos usados Costa Rica-22/1290 (DTH2) y Armenia (2)-25/01/99 (DTH3) alcanzan valores de 33% y 25% respectivamente, por encima del análisis de la FHE. En el caso de secciones no fisuradas, las aceleraciones obtenidas para los espectros de los sismos Océano P. (4)- 5/11/04 (DTH1) y Costa Rica-22/12/90 (DTH2), presentaron valores de 5% y 9% por encima, respectivamente, mientras que Cape Mendocino E.E.U.U 25/04/92 (DTH3), con un valor 1% estuvo por debajo.

Por otro lado, para el suelo D y condición de secciones fisuradas, se consideraron los sismos Coalinga (2) E.E.U.U- 22/07/83 (DTH1), Northridge (2) E.E.U.U-02/05/83 (DTH2) y Superstition Hills, E.E.U.U-24/11/87 (DTH3) con valores del orden de 8%, 12% y 9% por encima de valor del análisis de la FHE, respectivamente. En el caso de secciones no fisuradas para los análisis de los espectros de aceleración de los sismos de Armenia (2)- 25/01/99 (DTH1) y Chalfant, E.E.U.U-21/07/86 (DTH2), presentaron valores del 25% y el 6% por encima de FHE y 1% del valor de la FHE por debajo, para el sismo Superstition Hills, E.E.U.U (DTH3). Estos porcentajes se perciben coherentes con la Ilustración 32a), donde la máxima deriva se presentó para el análisis de la estructura cimentada en suelo C y secciones fisuradas, seguida para la estructura cimentada en suelo D sin secciones fisuradas Ilustración 32d). Las Ilustraciones 32b) y 32c) presentan valores máximos similares entre ellas, debido a que el aumento es considerablemente bajo.

El análisis DTHy se realizó como la combinación SRSS de la mayor componente del espectro del registro en la dirección de menor rigidez, con tan solo dos pórticos, para esa estructura. De la Ilustración 32 se puede observar que, en las 4 condiciones de la edificación, al menos algunos de los registros DTHy generaron un valor máximo de deriva. Sin embargo, el comportamiento de la deriva bajo el análisis de otros registros, condiciones de rigidez y perfiles de suelo, puede generar respuestas mayores a las respuestas DTHy, como es el caso de la Ilustración 32d). Además, hay que recordar que la estructura

presenta irregularidad en planta del tipo “5P” la cual se puede observar en la Ilustración 12 y se encuentra definida en la NSR-10, como ya se mencionó. Esta estructura en particular es la más baja analizada en este proyecto con 16 m de altura, en sistema de pórticos resistente a momentos, donde las derivas máximas se presentan a un tercio de la altura. De esta manera puede ser normal y posible un comportamiento más alto en este nivel para las derivas. Lo anterior permite concluir que los resultados obtenidos son perfectamente posibles en un análisis DTH.

Pasando a la estructura CR-P-9, la Ilustración 33 muestra que los acelerogramas que generan los aumentos de deriva, en este caso para secciones fisuradas y no fisuradas en suelo C, son DTH2 y DTH1, respectivamente, en las dos direcciones “X” y “Y”. Los acelerogramas relacionados con estos análisis corresponden a registros de los sismos Océano P. (3) (15/11/04), para las secciones fisuradas y el sismo de Armenia (2) (25/01/99), para secciones no fisuradas. La combinación SRSS de aceleración DTH2 está un 14% por encima de la aceleración de la FHE, mientras que DTH1 para secciones no fisuradas supera en 40% la demanda de la FHE. El suelo D, para ambas condiciones de rigidez (secciones fisuradas y no fisuradas), presenta valores de deriva por debajo de la demanda de la FHE.

Geoméricamente la estructura CR-P-9 presenta 2 tipos de irregularidad: tipo “2P”, (retrocesos en esquinas, que no es necesario revisar por ser una estructura en zona de amenaza intermedia perteneciente al grupo de uso I) y del tipo “3P”, (irregularidad de diafragma), según la Tabla A.3-6 de la NSR-10 (AIS, 2010), ver Ilustración 13. Este edificio es el segundo edificio más bajo evaluado con 28 m de altura, con un sistema de pórticos resistente a momentos sin la presencia de ningún muro. Al igual que la estructura CR-P-5, solo posee dos ejes de columnas en la dirección corta (eje Y en este caso), dirección en la cual la inercia de los elementos columna es del 21% de la inercia de las columnas en la dirección perpendicular ($I_y = 0.11 \text{ m}^4$, $I_x = 0.50 \text{ m}^4$). En este trabajo no se presenta los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades geométricas, debido a que para la metodología empleada de comparación de las demandas sísmicas no se determinó coeficiente de capacidad de disipación de energía.

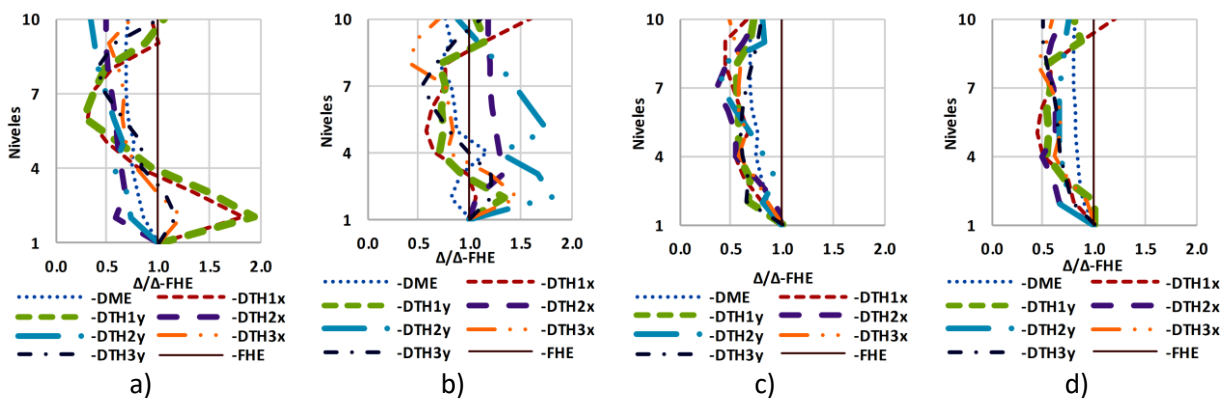


Ilustración 33: Respuesta de la deriva (Δ) para cada uno de los análisis del método DTH y el método DME dividido por la deriva del método de la FHE ($\Delta/\Delta\text{-FHE}$), estructura CR-P-9, a) secciones fisuradas suelo C, b) secciones no fisuradas suelo C, c) secciones fisuradas suelo D, d) secciones no fisuradas suelo D

Al comparar las dos edificaciones bajas, CR-P-5 y CR-P-9, se observan condiciones similares: ambas presentan irregularidades en planta, son sistemas aporticados y de baja altura. La estructura CR-P-9 incluso presenta más de un tipo de irregularidad en planta, como se mencionó anteriormente, lo que puede generar un aumento drástico de la demanda de la deriva. Las irregularidades de entrepisos, que repercuten en cambios bruscos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de

la energía al momento del sismo se concentre en los pisos flexibles, produciendo sobre-solicitación en los elementos estructurales (Blanco, 2016). La combinación de la configuración de la geometría y las características del análisis sísmico tiempo historia, presenta valores de deriva aceptables, para la condición de la estructura.

Las estructuras de mayor altura, CR-P-21 y CR-C-20, al igual que las anteriores, presentan una máxima deriva en el segundo nivel. En la Ilustración 34, para la estructura CR-P-21, el registro identificado DTH3x para secciones no fisuradas y cimentada en el suelo C, presenta de las 4 condiciones la mayor demanda de deriva. Este registro se relaciona con el sismo Tabas_ Irán (09/16/78) (Tabla 24), con una aceleración espectral 30% por encima del valor correspondiente para el método FHE (Tabla 25). Este mismo registro presenta una aceleración espectral 48% mayor que el valor de la FHE para la estructura en secciones fisuradas, cimentada en el mismo perfil de suelo. Sin embargo, en ningún momento las derivas de esta edificación supera los valores de la anterior condición mencionada, lo que muestra que los comportamientos de las estructuras bajo condiciones de rigidez diferentes no muestran un comportamiento directamente proporcional (mayor flexibilidad, mayor deriva) así se evalué con el mismo registro sísmico, escalado al mismo valor. Para la estructura cimentada en suelo D, la condición en secciones fisuradas presenta un valor máximo de deriva ubicado en el segundo nivel. El registro que produce esta respuesta es DTH3y, Imperial Valley (15/10/79) (Tabla 24), con una aceleración espectral 23% por encima de la demanda FHE (Tabla 25). Para este mismo sismo en secciones no fisuradas, cimentada en el perfil de suelo D, el porcentaje de aceleración por encima de la FHE es de 43%, con un valor de deriva menor. A diferencia de las estructuras en suelo C, no se presentan ningún valor de deriva que supera a la deriva por el método de la FHE en los niveles superiores.

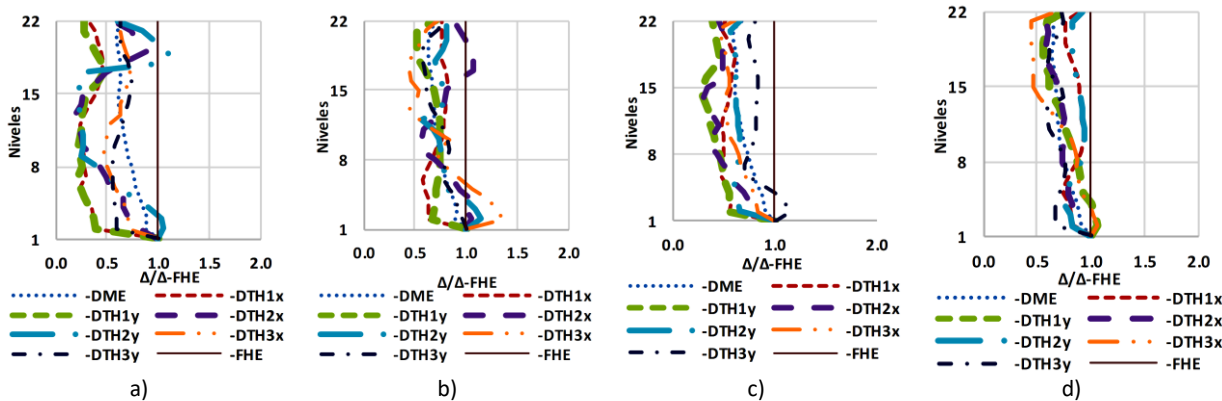


Ilustración 34: Respuesta de la deriva (Δ) para cada uno de los análisis del método DTH y el método DME dividido por la deriva del método de la FHE (Δ -FHE), estructura CR-P-21: a) Secciones fisuradas suelo C, b) secciones no fisuradas suelo C, c) secciones fisuradas suelo D, d) secciones no fisuradas suelo D

La Ilustración 35 presenta los resultados de la estructura CR-C-20, para secciones fisuradas en ambos perfiles de suelos, se observa un valor de deriva similar a la misma altura. El registro que produce dicha respuesta para la estructura cimentada en el suelo C corresponde al sismo Tabas_ Irán (09/16/78), identificado como DTH3x, mientras que para el suelo D, lo representan las dos componentes del sismo Superstition Hills (24/11/87), identificado como DTH1 (Tabla 24). Entretanto el valor de la aceleración espectral para el registro DTH3 en suelo C, se encuentra 26% por encima del valor de la FHE. Para el registro DTH1 en suelo D, el valor de la aceleración espectral se encuentra 42% por encima del valor de referencia. El comportamiento de las estructuras para secciones sin fisurar, en ambos suelos no se aleja mucho del valor máximo de deriva para secciones fisuradas, estando por debajo con una diferencia aproximada de

0.15 de demanda de la deriva en la misma altura, correspondiendo el registro DTH2x (Tabas_ Irán) para la estructura cimentada en suelo C y el registro DTH3x (Imperial Valley) para la estructura en suelo D.

Del análisis anterior, el acelerograma del sismo Tabas_ Irán induce las mayores demandas de deriva para el suelo C en secciones fisuradas y no fisuradas. Este acelerograma de la Ilustración 21 (secciones fisuradas) es el que presenta mayores ordenas espectrales, sin embargo en el período fundamental de la edificación se ajusta como ya se mencionó solo 26% por encima del espectro de diseño (suelo C) y, para la Ilustración 22 (secciones no fisuradas), presenta un valor de 17% por encima del espectro de diseño (suelo C). El factor de escala utilizado en el registro para cada análisis es 1.6 para secciones fisuradas y 1.5 en secciones no fisuradas. En esta estructura, un sistema combinado, el cambio de rigidez de la estructura no afectó considerablemente el comportamiento de la misma bajo la respuesta ante el mismo sismo.

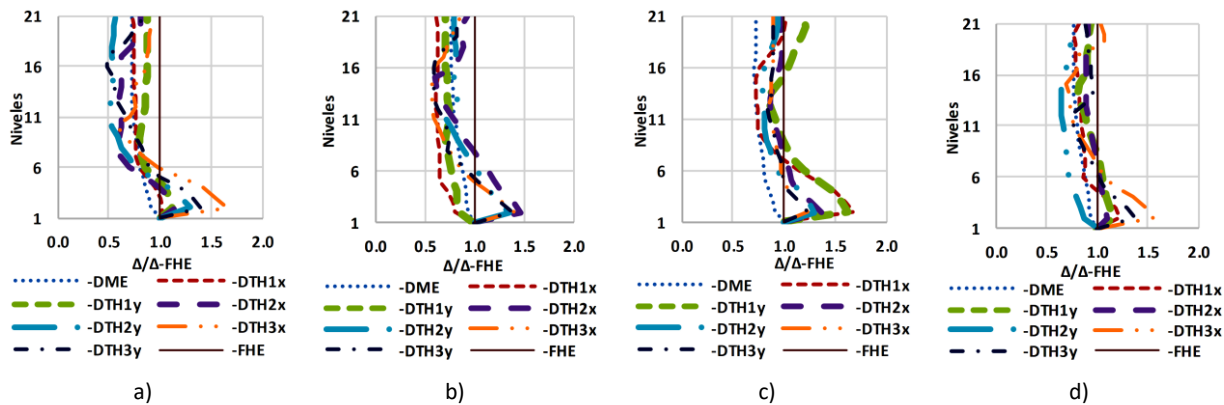


Ilustración 35: Respuesta de la deriva (Δ) para cada uno de los análisis del método DTH y el método DME dividido por la deriva del método de la FHE ($\Delta\text{-FHE}$), estructura CR-C-20: a) Secciones fisuradas suelo C, b) secciones no fisuradas suelo C, c) secciones fisuradas suelo D, d) secciones no fisuradas suelo D

Realizando el mismo análisis para la estructura CR-C-13 de mediana altura, la Ilustración 36 muestra que la máxima deriva de las 4 condiciones evaluadas en la gráfica, no se presentó en el segundo nivel, sino a la altura del último piso. La estructura que mostró este comportamiento fue la cimentada en el suelo D, para secciones fisuradas. El registro sísmico objeto de esa deriva corresponde al sismo de Chalfant (21/07/86), identificado en el análisis como DTH2y. La aceleración espectral del registro antes mencionado, comparado con la aceleración espectral de la FHE, se encuentra un 10% por debajo. Para la condición de secciones no fisuradas, la mayor diferencia de valores entre el método DTH y el método FHE corresponde a la evaluación DTH2y, perteneciente al sismo Northridge (2) 17/01/94, con una aceleración que se encuentra un 35% por encima de la aceleración FHE. En este caso la máxima deriva también se presenta en el último nivel.

El comportamiento del suelo C se muestra similar al de las demás estructuras, es decir con un máximo valor de deriva en el segundo nivel de la altura. Para secciones fisuradas los análisis de DTH2y y DTH3x, corresponden a la demanda de mayor valor de deriva, los registros responsables pertenecen a los sismos Imperial Valley-06 (15/10/79) y Tabas_ Irán (9/16/78), respectivamente, con aceleraciones al 30% por encima de la FHE, para DTH2 y 61% para DTH3. Las estructuras con secciones no fisuradas deben su demanda máxima de deriva del acelerograma del sismo Tabas_ Irán (9/16/78), con un porcentaje de aceleración del 14% superior al de la FHE. En esta estructura con condiciones de rigidez diferentes, el factor de escala del acelerogramas, fue de 1.70 para secciones fisuradas y 1.5 para secciones no fisuradas. Coincidentalmente, el valor de aceleración de la gravedad para ambos es de 0.19 (%g) (Tabla 23),

correspondiente al período de fundamental de 3.18 s y 2.29 s de la estructura, en secciones fisuradas y no fisuradas, respectivamente. En un análisis espectral, comparando los valores de aceleración espectral de dos estructuras cimentadas en el mismo perfil de suelo, pero con diferentes condiciones de rigidez, debido a la diferencia de los períodos y sus correspondientes valores de aceleración espectral, los valores de aceleración no presentarían el mismo resultado.

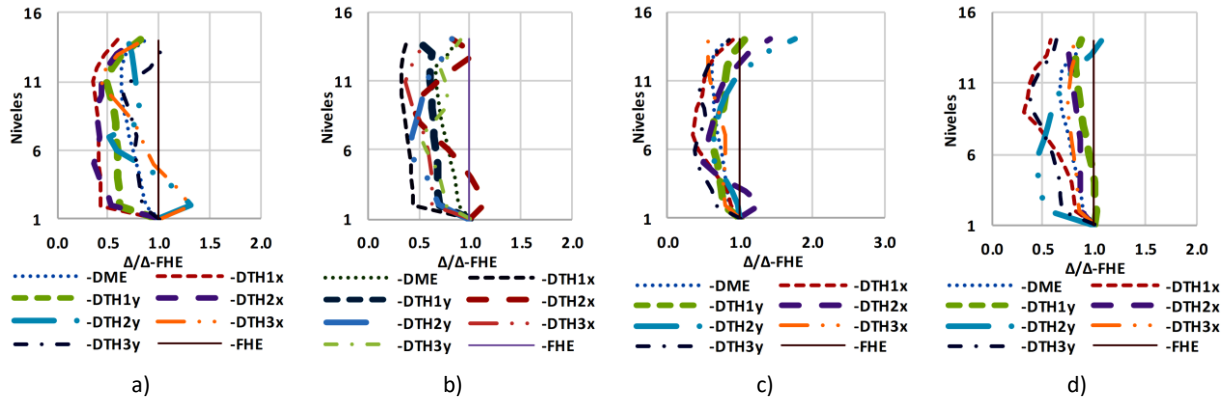


Ilustración 36: Respuesta de la deriva (Δ) para cada uno de los análisis del método DTH y el método DME dividido por la deriva del método de la FHE ($\Delta/\Delta\text{-FHE}$), estructura CR-C-13: a) secciones fisuradas suelo C, b) secciones no fisuradas suelo C, c) secciones fisuradas suelo D, d) secciones no fisuradas suelo D.

Se analizaron en la Tabla 27 los máximos valores de deriva obtenidos del método DTH con respecto a los valores obtenidos para la FHE y el nivel de piso donde se presenta, de las gráficas de deriva (ilustraciones 30 y 31) se aprecia que la derivas DTH no exceden a las derivas de la FHE en toda la altura, si no en zonas específicas, que en la mayoría de los casos coincide con el nivel 2.

Tabla 27: Máxima relación de deriva para todas las estructuras, de los análisis DTH1, DTH2 y DTH3 en los suelos C y D con respecto a la FHE

Estructura	Tipo de Suelo	T (s)	DTH1/FHE	Piso N°	DTH2/FHE	Piso N°	DTH3/FHE	Piso N°
			$\Delta(\text{SRSS})/\Delta$		$\Delta(\text{SRSS})/\Delta$		$\Delta(\text{SRSS})/\Delta$	
CR-P-5	C	1.44 (T_F)	2.6	2	2.5	2	2.6	5
	C	1.01 (T_{NF})	1.4	2	1.7	2	1.8	2
	D	1.44 (T_F)	2.1	2	2.3	2	1.7	2
	D	1.01 (T_{NF})	1.8	2	1.8	2	1.5	2
CR-P-21	C	3.69 (T_F)	0.6	16	1.4	19	1.0	16 y 17
	C	2.59 (T_{NF})	1.1	12 al 14	1.6	2	1.7	2
	D	3.69 (T_F)	0.8	2 y 3	1.0	2	1.4	
	D	2.59 (T_{NF})	1.4	2	1.2	2	1.3	2
CR-C-20	C	2.80 (T_F)	1.5	2	1.8	2	2.2	2
	C	2.34 (T_{NF})	1.2	2	2.0	2	2.0	2
	D	2.80 (T_F)	2.3	2	1.9	2	1.7	2
	D	2.34 (T_{NF})	1.7	2	1.4	2	2.1	2
CR-C-13	C	3.18 (T_F)	1.0	14	1.4	2	1.6	2
	C	2.29 (T_{NF})	0.8	2	1.3	2	1.1	14
	D	3.18 (T_F)	1.4	14	1.6	2	1.0	2
	D	2.29 (T_{NF})	1.3	2	1.3	14	1.1	2
CR-P-9	C	1.85 (T_F)	2.7	2	0.9	2	1.7	2
	C	1.40 (T_{NF})	1.9	10-cub	2.1	3	1.9	2
	D	1.85 (T_F)	1.1	2.0	1.3	2.0	1.1	2.0
	D	1.40 (T_{NF})	1.5	10	1.0	10	1.2	2

De las tablas 24 y 27, comparando el comportamiento de las derivas y los valores de las ordenas espectrales, se puede observar que no existe una relación directa en la respuesta de las estructuras por causa de aumento de las ordenadas Sa de los espectros de los acelerogramas con respecto a las ordenadas Sa del espectro de diseño del Reglamento de Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Por otro lado, revisando el cambio de comportamiento de la deriva de un suelo con respecto al otro, la Tabla 28 presenta la relación de derivas obtenidas con los diferentes métodos para el suelo C con los valores obtenidos para el suelo D, considerando tanto secciones fisuradas y no fisuradas. La tabla presenta el valor máximo de deriva, el valor promedio de deriva en toda la altura de la estructura y la relación entre los valores máximos y promedios (Rel.), la cual trata de ver la tendencia del comportamiento de la deriva de un suelo con respecto al otro en toda la altura.

Tabla 28. Comparación del comportamiento de la demanda de la deriva entre los suelos C y D para secciones fisuradas y no fisuradas.

	Deriva suelo C / Deriva suelo D											
	Fisuradas						No Fisuradas					
	FHE	Rel.	DTH-Max	Rel.	DME	Rel.	FHE	Rel.	DTH-Max	Rel.	DME	Rel.
CR-P-5												
Max.	1.27	1.01	1.06	1.13	1.32	1.05	1.24	1.01	1.70	1.20	1.30	1.00
Prom.	1.25		0.93		1.26		1.42		1.26			
CR-P-21												
Max.	0.94	1.00	1.33	1.25	1.33	1.08	1.25	1.00	1.50	1.23	1.40	1.10
Prom.	0.94		1.07		1.24		1.22		1.25			
CR-C-20												
Max.	1.21	1.00	1.63	1.15	1.54	1.22	1.31	1.00	1.61	1.12	2.00	1.56
Prom.	1.21		1.42		1.26		1.31		1.44		1.28	
CR-C-13												
Max.	1.27	1.02	2.16	1.64	1.33	1.08	1.26	1.02	1.63	1.25	1.33	1.10
Prom.	1.25		1.32		1.24		1.24		1.31		1.21	
CR-P-9												
Max.	1.24	1.00	1.45	1.41	1.27	1.01	1.26	1.01	0.95	1.40	1.30	1.08
Prom.	1.24		1.03		1.25		1.25		0.68		1.21	

De análisis de la Tabla 28 se puede observar que las relaciones entre los valores máximos y los valores promedio para los dos tipos de suelo considerados en el método de la FHE son similares. Lo anterior indica que el cambio de un suelo a otro para el método FHE es proporcional, que es lo esperado debido a la construcción del espectro de diseño.

Verificando el análisis DME, la diferencia entre el promedio y el máximo valores de deriva en toda la altura, varía un intervalo de (1% 22%) para secciones fisuradas y para secciones no fisuradas el intervalo está entre (0% 0.56%). El análisis modal incluye los aportes de modos de vibración superiores, lo genera que el cambio de suelo no sea proporcional. Este fenómeno se presenta con mayor fuerza en las estructuras más altas.

Pasando al caso del análisis DTH, la mayor relación se presenta en la estructura CR-C-13 en secciones fisuradas, con una relación entre el dato promedio y el máximo de 64%; mientras que la menor relación se presenta en la estructura CR-P-5 con un valor de 13% para secciones fisuradas. La variación del comportamiento de la respuesta entre los perfiles de suelos, para el método de DTH se hace más imperceptible para el sistema pórtico en la estructura más pequeño, mientras que para el sistema combinado se presentó para el edificio combinado de 20 pisos.

6.1.2. Evaluación de la respuesta para la demanda de los cortantes por piso acumulados

La evaluación de la respuesta por cortante se presenta en las ilustraciones 37 y 38, las cuales incluyen un resumen del comportamiento de la demanda sísmica del cortante de piso, analizado igualmente para las estructuras cimentadas en los perfiles de suelo C y D. De izquierda a derecha se observan los cortantes para secciones fisuradas y no fisuradas en dirección de la mayor dimensión de la estructura (en este caso el eje X del SAP2000) y los cortantes para la menor dimensión de la estructura (eje Y del SAP2000), para secciones fisuradas y no fisuradas, respectivamente.

El análisis de los resultados presentados por las estructuras CR-P-21 y CR-P-9 muestran un comportamiento diferente en comparación con las demás estructuras para los suelos C y D, tanto para secciones fisuradas y no fisuradas, al no presentar un incremento paulatino de cortante al disminuir los niveles de la estructura.

En general la demanda de cortante de las estructuras combinadas presenta valores similares en los tres métodos en todos los casos considerados, mientras que para las estructuras de pórticos las diferencias son más marcadas.

Un caso particular es el comportamiento de la estructura CR-P-9, donde para el análisis DTH es muy evidente el aumento de la cortante en el nivel 3, generado por las particularidades geométricas de la estructura, ya que en ese nivel se presenta un efecto de columna corta, siendo más evidente en el comportamiento de método DTH para las secciones fisuradas. Al igual que la estructura CR-P-21, presenta un aumento de la cortante en los tercios superiores, una disminución en los tercios medios y un gran aumento en los tercios inferiores, esto para el análisis DTH. Los análisis de la fuerza FHE y DME no presentan comportamiento con esa forma, muestran únicamente un incremento paulatino, con la disminución de la altura.

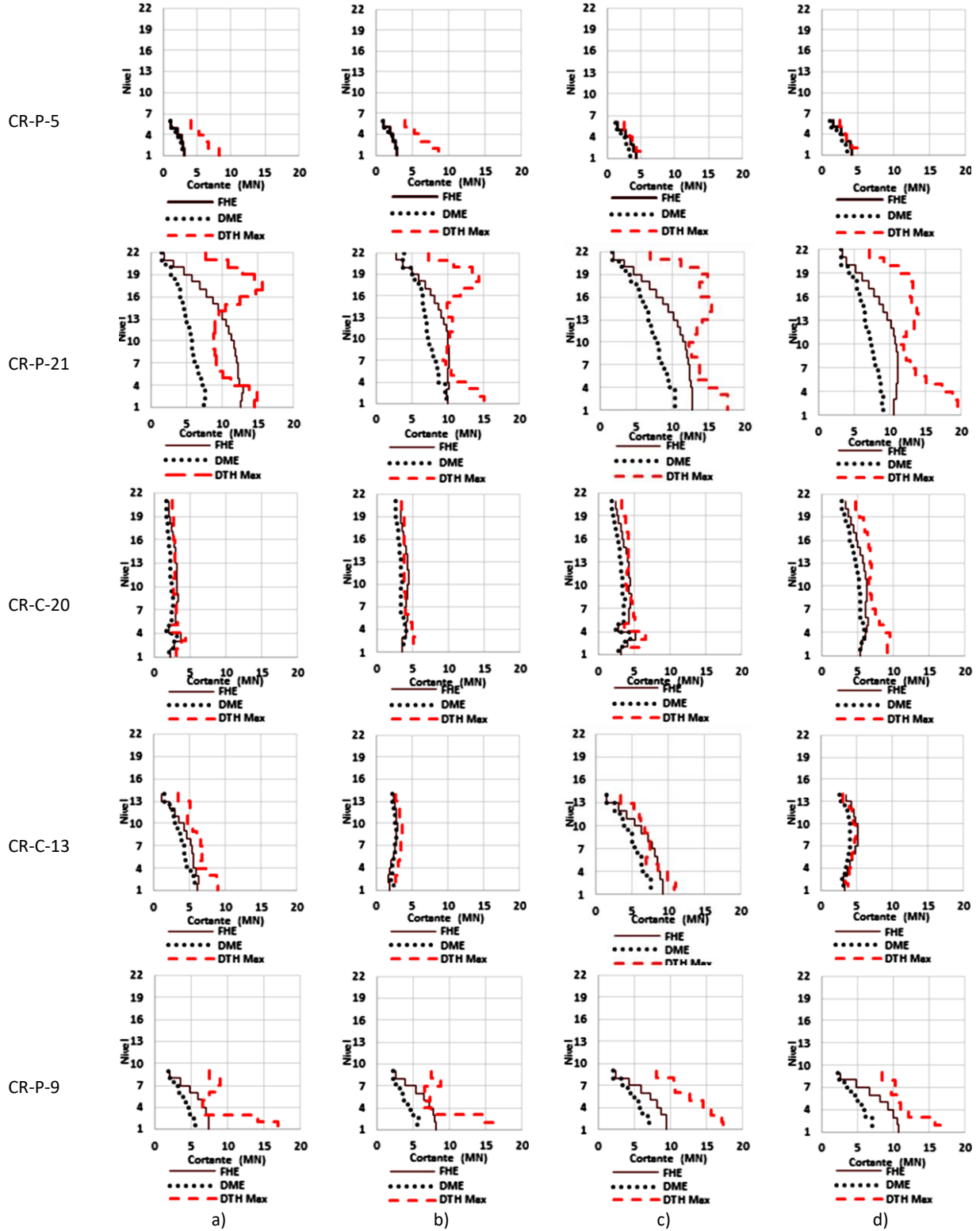


Ilustración 37: Demanda de cortantes para suelo C a) secciones fisuradas en dirección del eje X b) secciones no fisuradas en dirección del eje X, c) secciones fisuradas en dirección del eje Y d) secciones no fisuradas en dirección del eje Y.

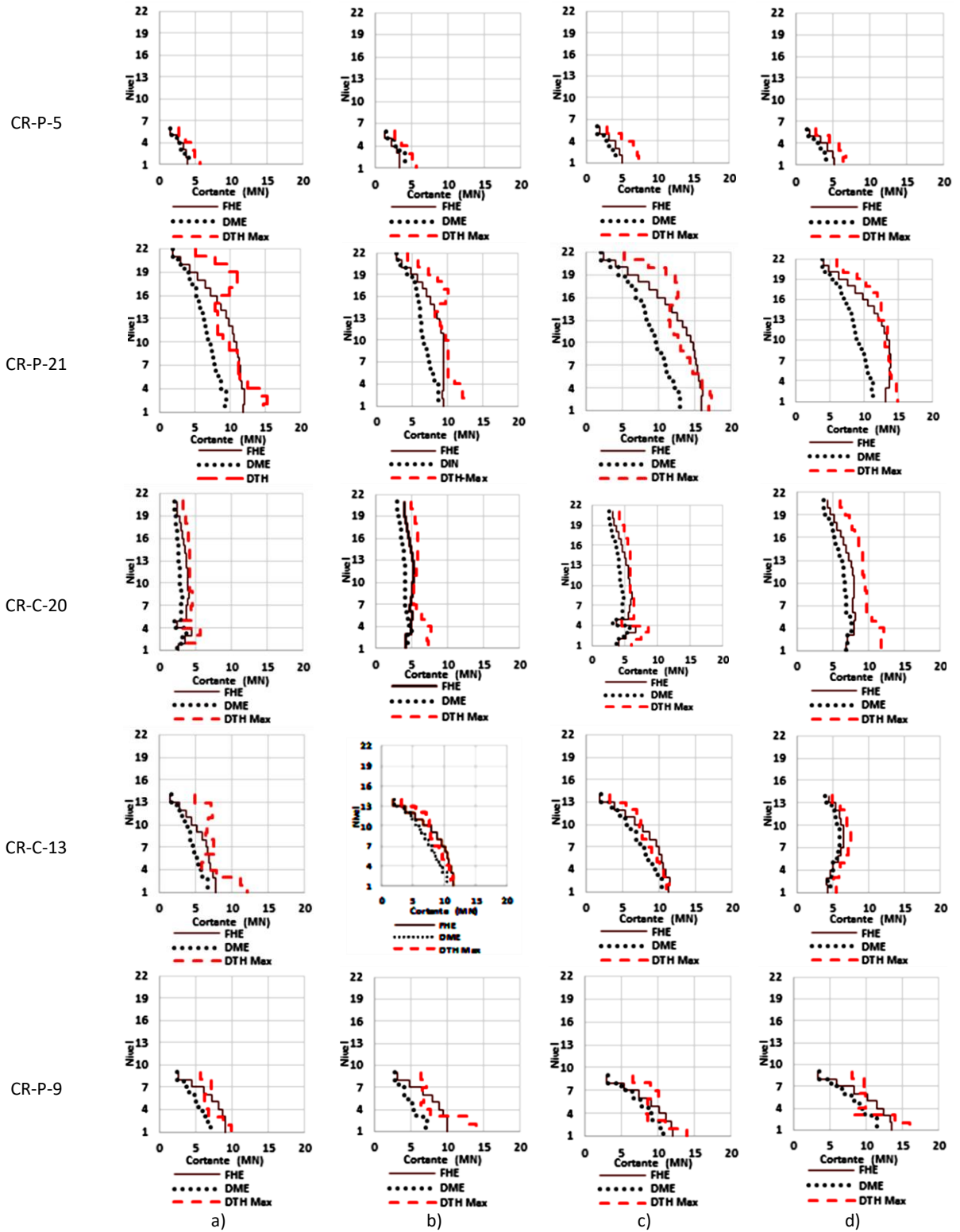


Ilustración 38: Demanda de cortantes para suelo D a) secciones fisuradas en dirección del eje X b) secciones no fisuradas en dirección del eje X, c) secciones fisuradas en dirección del eje Y d) secciones no fisuradas en dirección del eje Y

Las estructuras con mayores magnitudes de fuerza cortante son la estructura CR-P-21 y la CR-P-9. La condición que aparentemente comparten, no siendo las únicas, es que son estructuras rectangulares, con una irregularidad del tipo “2P”: retrocesos en las esquinas, descritas en Tabla A.3-6 y Tabla A.3-7 del reglamento NSR-10 (ver ilustraciones 11 y 13). Ambos sistemas son pórticos, que presenta pocos o ningún elemento tipo muro.

Las ilustraciones 39 y 340 presentan las demandas de cortante por piso hallado con el método de análisis dinámico tiempo historia y dividido por el valor de la cortante de cada piso obtenida según el método de la fuerza horizontal equivalente, para las estructuras CR-P-5, CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 y CR-P-9. El comportamiento de las estructuras se identifica como: El método de análisis (-DTH) y la edificación analizada (el nombre de cada estructura). En las ilustraciones se comparan los valores por niveles, en los ejes “X” y “Y” para el suelo C y D y secciones fisuradas y no fisuradas.

El comportamiento de la demanda de las cortantes comparadas por niveles y dividida por la cortantes de cada piso del método de la FHE, en la condición de secciones fisuradas, aumenta principalmente en los últimos niveles, alcanzando cifras de hasta 4 veces el valor de la cortante del método FHE para la estructura CR-P-21, en la dirección X y suelo C. El comportamiento para las estructuras cimentadas en el suelo D, fue relativamente más bajo, esta vez llegando a 3.5 veces por encima de la demanda de la FHE, para la estructura CR-C-13. Sin embargo, la edificación CR-P-21, reportó una relación considerable de 3 veces la respuesta de la FHE.

Al analizar el comportamiento en la dirección ortogonal, recordando que la dirección Y coincide con el eje de menor longitud de las estructuras, el comportamiento no siempre fue creciente en los niveles superiores. La edificación CR-C-13 decreció en los últimos niveles para las edificaciones cimentadas en los dos perfiles de suelo, en la dirección Y. La CR-P-21 tampoco presentó un aumento marcado en los niveles más altos, por el contrario, se mantuvo en un valor constante. Para esta edificación, la configuración estructural (ver Tabla 7), muestra que la longitud del lado en dirección X es aproximadamente el doble de la dirección Y. Además, las inercias de las columnas en cada dirección son considerablemente diferentes, para ambas estructuras, siendo mayor en X.

Las estructuras CR-P-5 y CR-P-9 no presentaron cambios en la forma de su comportamiento de una dirección a otras, aunque si comparamos entre los perfiles de suelo, el comportamiento del suelo C, presenta una mayor magnitud en la dirección X. En la dirección Y, el comportamiento es muy similar entre los resultados de los dos perfiles de suelo.

A diferencia de las edificaciones mencionadas anteriormente, la estructura CR-C-20, tuvo un comportamiento similar en toda la altura para las dos direcciones y en los dos tipos de suelos, es decir, el cambio de condiciones no afectó su comportamiento. Es probable que ambas direcciones presenten el mismo comportamiento, debido a que en su configuración en planta (Ilustración 12), la relación de sus dimensiones no es muy diferente, a pesar de que es una estructura en la que la suma de las inercias de las columnas de una dirección es similar a la otra (Tabla 7).

El comportamiento de la estructura con secciones no fisuradas (Ilustración 40), presenta cierta similitud con las evaluaciones para secciones fisuradas. La estructura CR-P-21 presentó el mismo aumento máximo que las secciones fisuradas es en dirección X, en el suelo C y aunque mostró un aumento en la dirección Y —lo que es muy diferente en el comportamiento con secciones fisuradas para el suelo C—, en el último nivel presentó un comportamiento descendente. Sin embargo, tomó un valor máximo de 3 veces la demanda de l

a FHE. Como ya se explicó, la configuración de dicha estructura, siendo la edificación más alta evaluada para este proyecto, presenta irregularidad en planta del tipo “2P”, retrocesos en las esquinas, y una relación en la inercia de las columnas muy diferente entre las dos direcciones (Tabla 7). La evidente irregularidad de la estructura posiblemente justifique el comportamiento tan variado que presenta.

El comportamiento de las estructuras CR-C-13, CR-C-20, CR-P-5 y CR-P-9 en condiciones no fisuradas mostró la misma tendencia que para la estructura con secciones fisuradas. El comportamiento de la estructura CR-P-9 y CR-C-20 fue similar en ambas condiciones de rigidez, las estructuras CR-P-5 y CR-C-13, por su parte, obtuvieron una respuesta a la demanda con mayor magnitud que la condición de secciones fisuradas.

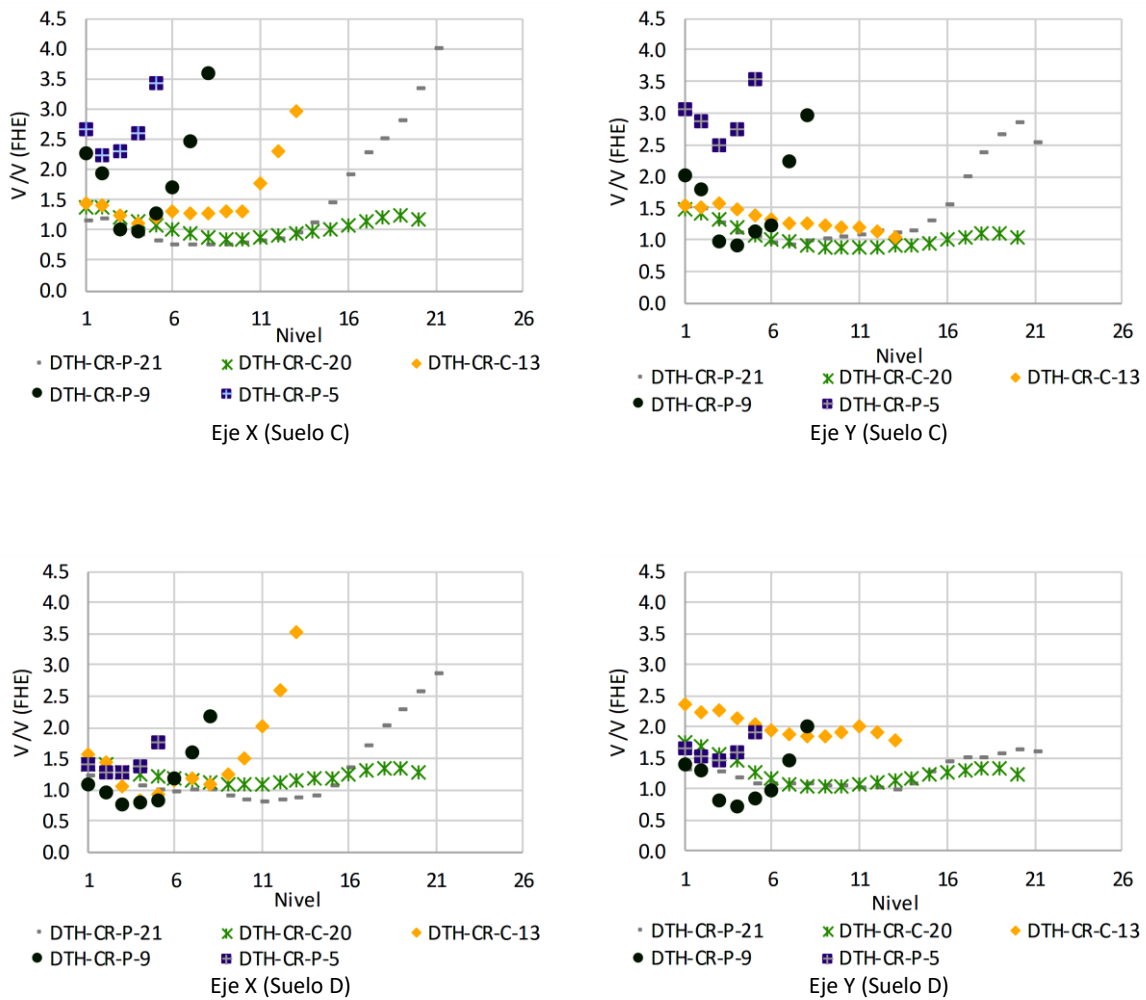


Ilustración 39: Cortantes por piso compradas por niveles para las estructuras CR-P-5, CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 y CR-P-9 con secciones fisuradas.

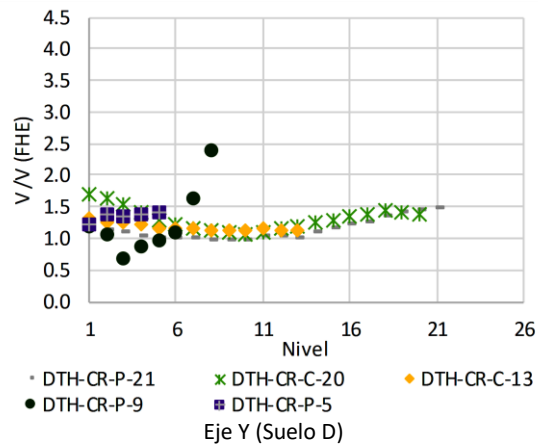
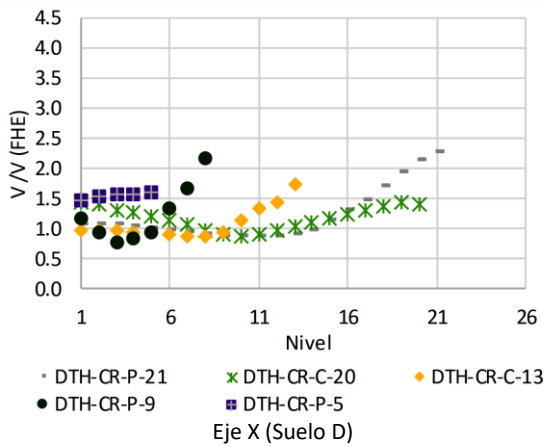
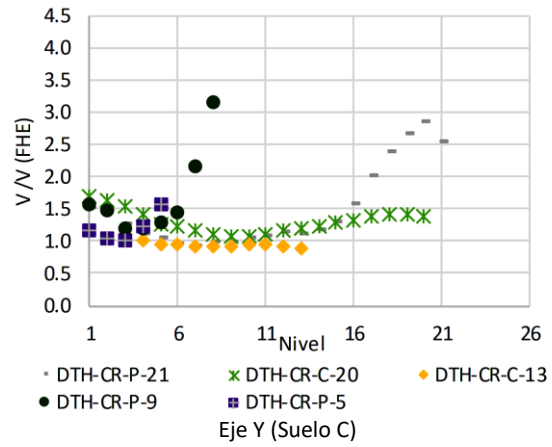
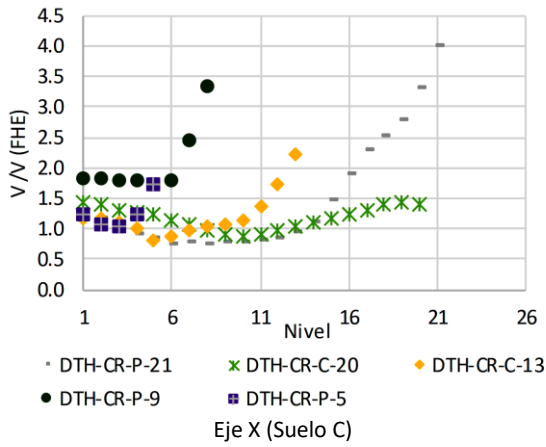


Ilustración 40: Cortantes por piso compradas por niveles para las estructuras CR-P-5, CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 y CR-P-9 con secciones no fisuradas.

Por otra parte, las ilustraciones 41 y 42 muestran la comparación de los cortantes con respecto al número de pisos total de cada edificación, es decir porcentaje de altura, igualmente para los ejes "X" y "Y" cimentados en los perfiles de suelo C y D para las secciones fisuradas y no fisuradas.

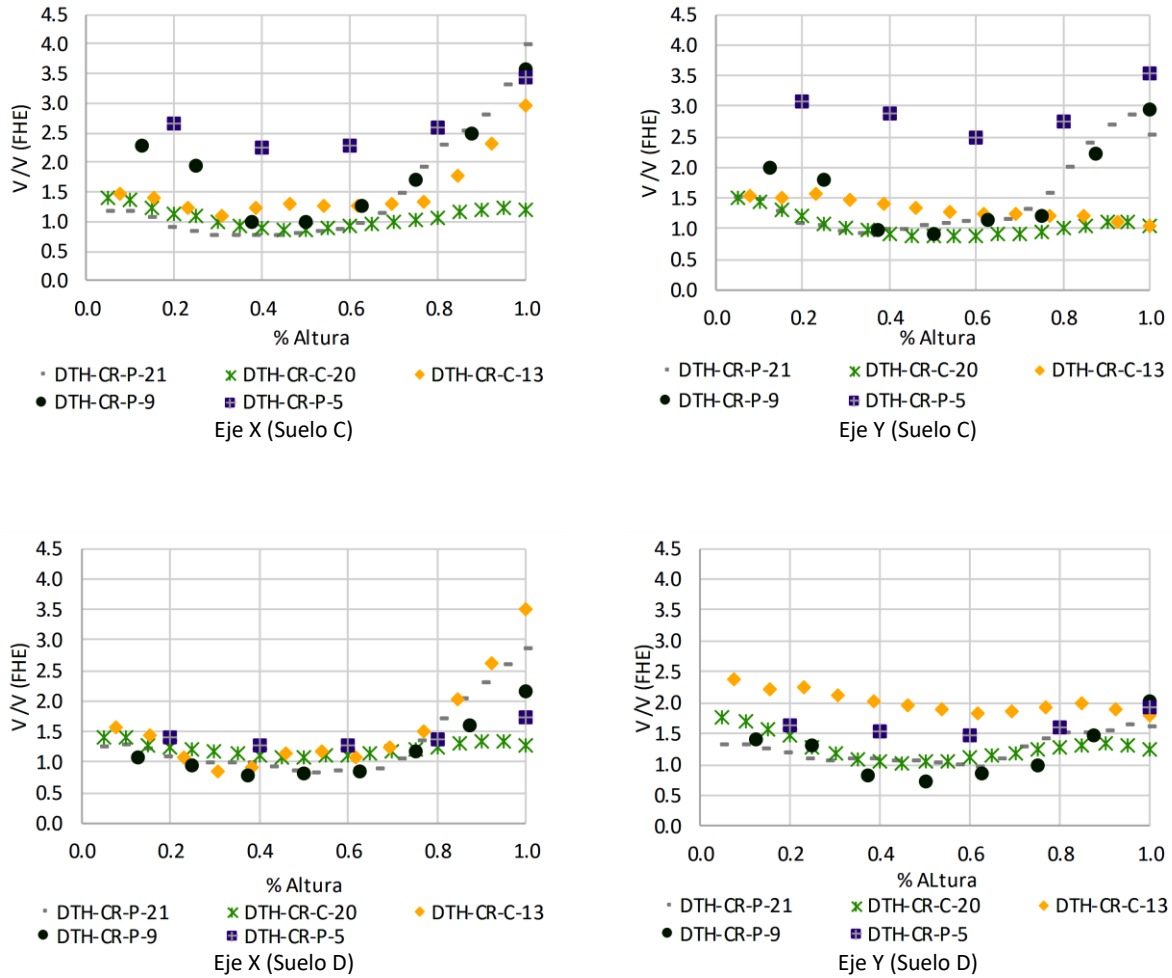


Ilustración 41: Cortantes por piso compradas por porcentaje de altura para las estructuras CR-P-5, CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 y CR-P-9 con secciones fisuradas.

Al observar el comportamiento de la cortante hallados por el método DTH y divididos con respecto a los valores del método FHE en función del porcentaje de la altura del edificio, de cada estructura (Ilustración 41 y 42), este comportamiento presentan una tendencia cóncava, los mayores valores se presentan a partir del 80% de la altura de las edificaciones para la mayoría de los casos, siendo más marcada en los pórticos de concreto de menor altura (CR-P-5 y CR-P-9) para el caso de secciones fisuradas y para los pórticos CR-P-21 y CR-P-9 para secciones no fisuradas.

Al comparar las edificaciones con secciones fisuradas (Ilustración 41) y no fisuradas (Ilustración 42), se puede observar que el comportamiento de las cortantes presenta una mayor dispersión en su tendencia para las estructuras analizadas en secciones fisuradas.

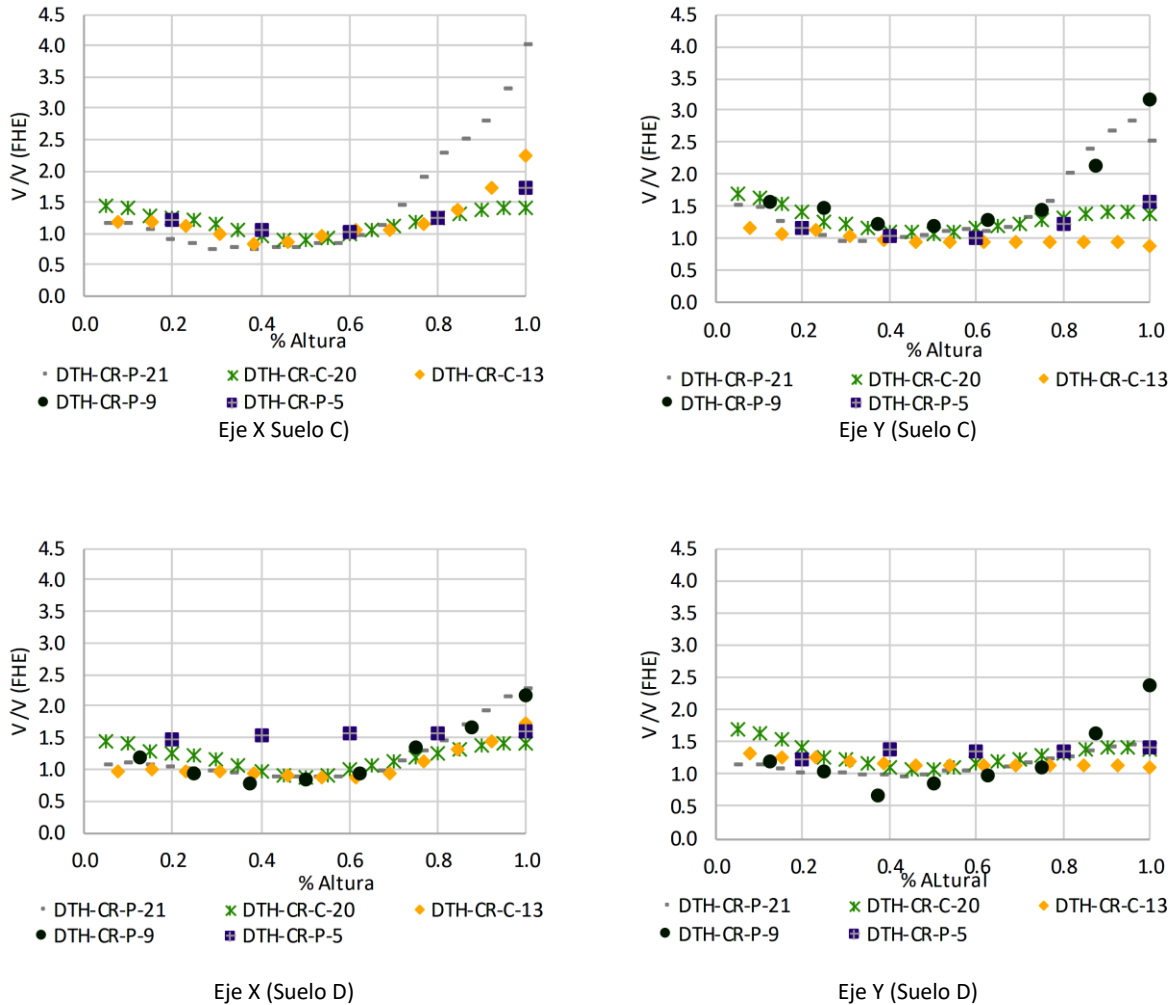


Ilustración 42: Cortantes por piso compradas por porcentaje de altura para las estructuras CR-P-5, CR-P-21, CR-C-20, CR-C-13 y CR-P-9 con secciones no fisuradas

6.1.3. Evaluación de la respuesta para la demanda de la cortante basal

Las ilustraciones 43 y 44 presentan el comportamiento de la cortante basal para todas las edificaciones al utilizar los métodos de análisis de DME y DTH, en las direcciones “X” y “Y”, para secciones fisuradas y no fisuradas, en los perfiles de suelos C y D, respectivamente. En las ilustraciones el 100 % se marca como el valor correspondiente a la demanda del método de la FHE, representado por una línea oscura. Para simplificar los resultados de los valores correspondientes a los 6 análisis del método DTH se utilizó la siguiente nomenclatura: Método - registro – dirección; ya que los sismos no presentan una dirección específica se marcó D1 y D2 para tomar en cuenta los efectos de ortogonalidad. Además, como la evaluación se realizó con los 3 registros mínimos exigidos por la norma, ésta establece que se deben considerar los valores máximos de los análisis individuales, los cuales se indican en cada gráfica.

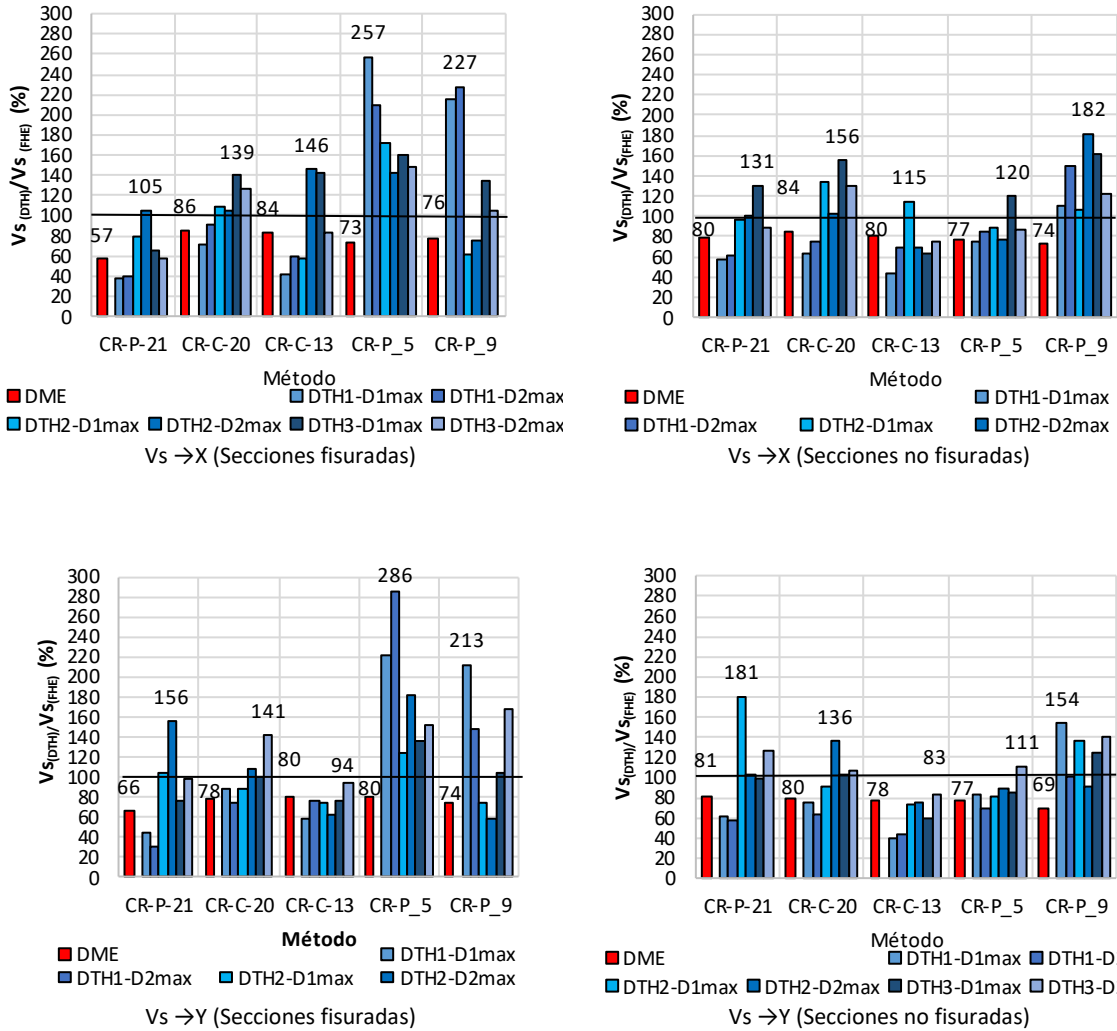


Ilustración 43: Relación de la cortante basal de los métodos DHT y DME vs. la cortante del método FHE para secciones fisuradas y no fisuradas en suelo C en direcciones “X” y “Y”.

La respuesta del cortante basal que se presenta para cada análisis del método de DHT es la envolvente de la evaluación en cada instante de tiempo. Es importante tener en cuenta que el valor que se obtiene como resultado del cortante basal es el máximo de los 6 análisis de los tres registros, por ende, la respuesta debería ser un valor conservador en comparación con los métodos FHE y DME. El edificio CR-P-5 presenta un aumento de casi 3 veces la FHE y el edificio CR-P_7 un valor de 2 veces la FHE para el suelo C, en ambos casos (direcciones “X” y “Y”). Sin embargo, el edificio CR-C-13 presenta valores por debajo del 100%, en el eje “Y” tanto para secciones fisuradas como no fisuradas mayores al 80% del cortante de la FHE.

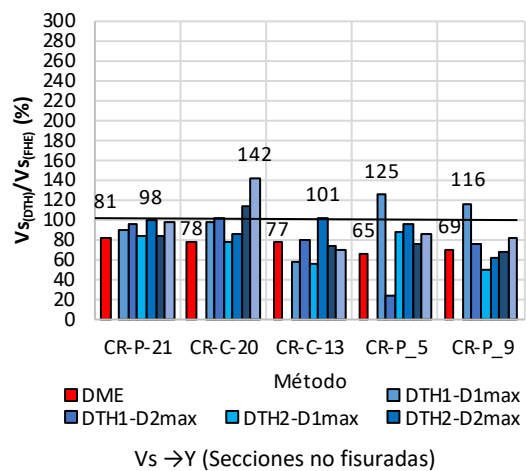
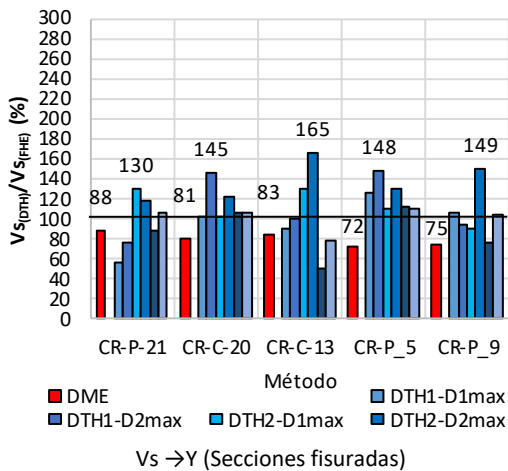
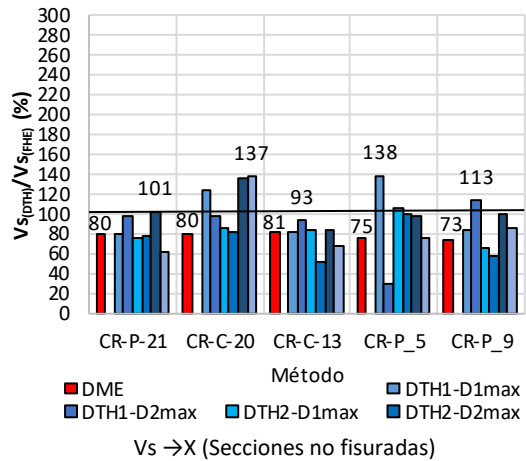
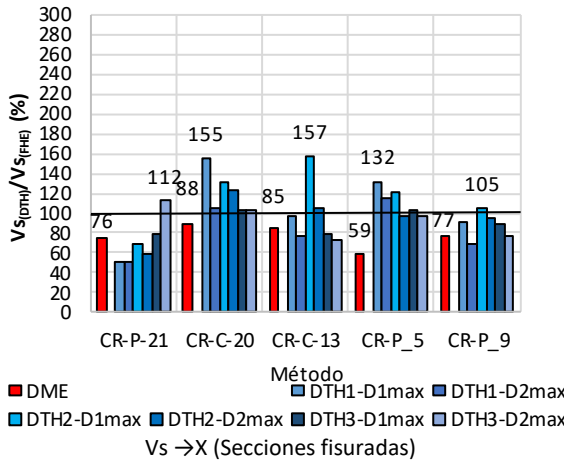


Ilustración 44: Relación de la cortante basal de los métodos DTH y DME vs. la cortante del método FHE para secciones fisuradas y no fisuradas en suelo D en direcciones “X” y “Y”.

Con respecto al suelo D, se presenta un valor menor al 100% en la dirección “X” para la estructura CR-C-13, secciones no fisuradas, pero mayor a 90%. La estructura CR-P-21, también presenta un valor por debajo del 100%, en el eje “Y” en secciones no fisuradas, sin embargo es mayor que el 90%.

Ninguna de las cinco estructuras analizadas bajo las cuatro condiciones (secciones fisuradas y no fisuradas; suelos C y D) presentó valores de demandas de cortante basal por el método DME por encima del 90% de la FHE.

El capítulo A.5.4.1 del reglamento NSR-10 literal e) especifica que “Si los resultados de la respuesta total son menores que los valores mínimos prescritos en A.5.4.5, los resultados totales del análisis dinámico deben ser ajustados como se indica allí. El ajuste debe cubrir todos los resultados del análisis dinámico, incluyendo las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos”.

El literal A.5.4.5 (análisis dinámico elástico espectral) se presenta en la Tabla 2 —Ajuste de los resultado— donde se indica que para estructuras irregulares (caso que presentan las estructuras analizadas en este

proyecto), el cortante dinámico total en la base (V_{tj}), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, no sea menor que el 90% para estructura irregulares, del cortante sísmico en la base (V_s), calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente (FHE) del Capítulo A.4 de la NSR-10 (AIS, 2010).

A su vez el literal A.5.5.3 (método de análisis dinámico cronológico) se presenta en la Tabla 2 —Ajuste de los resultados— especifica que el valor del máximo cortante dinámico total en la base (V_{tj}), obtenido para cualquiera de las direcciones principales, no puede ser menor que el 100% del cortante sísmico en la base (V_s) calculado por el método de la fuerza horizontal equivalente (FHE). A su vez cuando el valor máximo del cortante dinámico total en la base (V_{tj}), sea menor que el cortante sísmico en la base (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica (derivadas, cortantes de piso, cortante en la base, entre otros) deben multiplicarse por factor de modificación, correspondiente a la relación entre V_s sobre V_{tj} . En caso de hacer uso de siete o más acelerogramas, en vez del valor máximo del cortante dinámico total en la base (V_{tj}), se puede utilizar el valor promedio de los valores obtenidos de todos los acelerogramas empleados.

Según los criterios del reglamento NSR-10 los valores de la respuesta para el método DME (deriva y fuerza cortante) se incrementan un factor obtenido del 90% de la relación del cortante estático del método de la FHE y el cortante dinámico para las 4 condiciones (Secciones fisuradas y no fisuradas, perfil de suelo C y D). Además, los valores de la respuesta para el método DHT (deriva y fuerza cortante) se incrementan un factor obtenido del 100% de la relación del cortante estático del método de la FHE y el cortante dinámico, en este caso solo se presentaron 4 estructuras con valores menores al 100% del cortante estático. Las estructuras son las siguientes

- CR-C-13 – secciones fisuradas – dirección “Y” – suelo C
- CR-C-13 – secciones no fisuradas – dirección “Y” – suelo C
- CR-C-13 – secciones no fisuradas – dirección “X” – suelo D
- CR-P-21 – secciones no fisuradas – dirección “Y” – suelo D

Los factores de incremento para cada estructura se presentan en las tablas 29, 30, 31 y 32, para los métodos DME y DTH. Los análisis por el método DME muestran que las estructuras que se vieron más afectadas por el aumento del factor de ajuste fueron los sistemas pórticos. Para el suelo C las estructuras en secciones fisuradas, el aumento más grande se presentó en la dirección “X” con un valor del 59% y del 36% en la dirección “Y”. El suelo D para secciones fisuradas, presentó incrementos del 52% y el 26% para la dirección “X” y “Y” respectivamente, siendo la dirección X la que debió aumentarse considerablemente. Las secciones no fisuradas presentaron valores del 20% y del 30% para las direcciones “X” y “Y” respectivamente, en las edificaciones cimentadas en el perfil de suelo C. Por su parte las estructuras en el perfil de suelo D, los valores no superaron el 23% (CR-P-9, dirección “X”) y el 39% (CR-P-5, dirección “Y”); en este caso particular los máximos factores de aumento no se presentaron en la misma estructura.

La modificación de la demanda para análisis DTH se realizó con en el registro acelerográfico que genero el máximo valor de cortante para la estructura, en este caso se presenta los análisis que fueron modificados y los correspondientes sismos implicados:

- CR-C-13 – secciones fisuradas – dirección “Y” – suelo C:
El análisis DTH3y genera el máximo valor de cortante basal, correspondiente al acelerograma Tabas_Iran-01, componente T (16-09-1978). El factor de modificación para la dirección “Y” es 1.07.

- CR-C-13 – secciones no fisuradas – dirección “Y” – suelo C:
El análisis DTH3y genera el máximo valor de cortante basal, correspondiente al acelerograma Mammoth_Lakes, componente 90° (25-05-1980). El factor de modificación para la dirección “Y” es 1.20.
- CR-C-13 – secciones no fisuradas – dirección “X” – suelo D
El análisis DTH1y genera el máximo valor de cortante basal, correspondiente al acelerograma Superstitionshills, componente 90° (24-11-1987). El factor de modificación para la dirección “X” es 1.08.
- CR-P-21 – secciones no fisuradas – dirección “Y” – suelo D
Los análisis DTH2y y DTH3y generan el máximo valor de cortante basal, correspondientes a los acelerogramas Northridge, componente 90° (17-01-1994) y Imperial Valley, componente 140°. El factor de modificación para la dirección “Y” es 1.02.

Tabla 29. Factor de ajuste por el cortante basal de la FHE, para el Suelo C, secciones fisuradas.

Estructura	FHE		DME		0.9*V _{s(FHE)} /V _{s(DME)}		DTH		V _{s(FHE)} /V _{s(DTH)}	
	F _x	F _y	F _x	F _y	F _x	F _y	F _x	F _y	F _x	F _y
	V _s (kN)	V _s (kN)	V _s (kN)	V _s (kN)	-	-	V _s (kN)	V _s (kN)	-	-
CR-P-5	3120	2808	2271	2256	1.24	1.12	-	-	-	-
CR-P-21	13456	13456	7628	8879	1.59	1.36	-	-	-	-
CR-C-20	13704	14683	11732	11447	1.05	1.15	-	-	-	-
CR-C-13	7278	13343	6102	10723	1.07	1.12	10612	12490	-	1.07
CR-P-9	7301	7301	5585	5413	1.18	1.21	-	-	-	-

Tabla 30. Factor de ajuste por el cortante basal de la FHE, para el Suelo C, secciones no fisuradas.

Estructura	FHE		DME		0.9*V _{s(FHE)} /V _{s(DME)}		DTH		V _{s(FHE)} /V _{s(DTH)}	
	F _x	F _y	F _x	F _y	F _x	F _y	F _x	F _y	F _x	F _y
	V _s (kN)	V _s (kN)	V _s (kN)	V _s (kN)	-	-	V _s (kN)	V _s (kN)	-	-
CR-P-5	4264	4264	3296	3269	1.16	1.17	-	-	-	-
CR-P-21	13456	13456	10750	10857	1.13	1.12	-	-	-	-
CR-C-20	15662	17620	13206	14051	1.07	1.13	-	-	-	-
CR-C-13	10311	16376	8255	12758	1.12	1.16	11893	13594	-	1.20
CR-P-9	9387	9735	6919	6755	1.22	1.3	-	-	-	-

Tabla 31. Factor de ajuste por el cortante basal de la FHE, para el Suelo D, secciones fisuradas.

Estructura	FHE		DME		0.9*V _{s(FHE)} /V _{s(DME)}		DTH		V _{s(FHE)} /V _{s(DTH)}	
	F _x	F _y	F _x	F _y	F _x	F _y	F _x	F _y	F _x	F _y
	V _s (kN)	V _s (kN)	V _s (kN)	V _s (kN)	-	-	V _s (kN)	V _s (kN)	-	-
CR-P-5	3952	3432	2335	2458	1.52	1.26	-	-	-	-
CR-P-21	12615	12615	9535	11099	1.19	1.02	-	-	-	-
CR-C-20	16641	17620	14664	14307	1.02	1.11	-	-	-	-
CR-C-13	9098	16982	7718	14167	1.06	1.08	-	-	-	-
CR-P-9	9039	9039	6981	6767	1.17	1.2	-	-	-	-

Tabla 32. Factor de ajuste por el cortante basal de la FHE, para el Suelo D, secciones no fisuradas.

Estructura	FHE		DME		$0.9 \cdot V_{s(FHE)} / V_{s(DME)}$		DTH		$V_{s(FHE)} / V_{s(DTH)}$	
	F_x	F_y	F_x	F_y	F_x	F_y	F_x	F_y	F_x	F_y
	V_s (kN)	V_s (kN)	V_s (kN)	V_s (kN)	-	-	V_s (kN)	V_s (kN)	-	-
CR-P-5	4992	5304	3724	3441	1.21	1.39	-	-	-	-
CR-P-21	16821	16821	13434	13570	1.13	1.12	17054	16557	-	1.02
CR-C-20	20556	22514	16509	17564	1.12	1.15	-	-	-	-
CR-C-13	12737	20621	10319	15945	1.11	1.16	11839	20915	1.08	-
CR-P-9	11821	12168	8650	8443	1.23	1.3	-	-	-	-

Las respuestas de los análisis se calcularon nuevamente para los métodos DME y DTH. Las demandas de deriva se presentan en las ilustraciones 45 y 46. En comparación con las demandas previas de las derivas (ilustraciones 30 y 31), el aumento de las derivas es considerablemente bajo, y no se percibe en la escala de las gráficas 45 y 46. Solo la estructura CR-P-5 presenta cambios en la tendencia de la deriva para el análisis por el método DME. Las estructuras CR-C-P13 (secciones fisuradas y no fisuradas) y CR-P-P21 (secciones no fisuradas suelo D) que fueron modificadas por el factor de ajuste para el análisis del método DTH, presentaron cambios mínimos imperceptible igualmente por la escala.

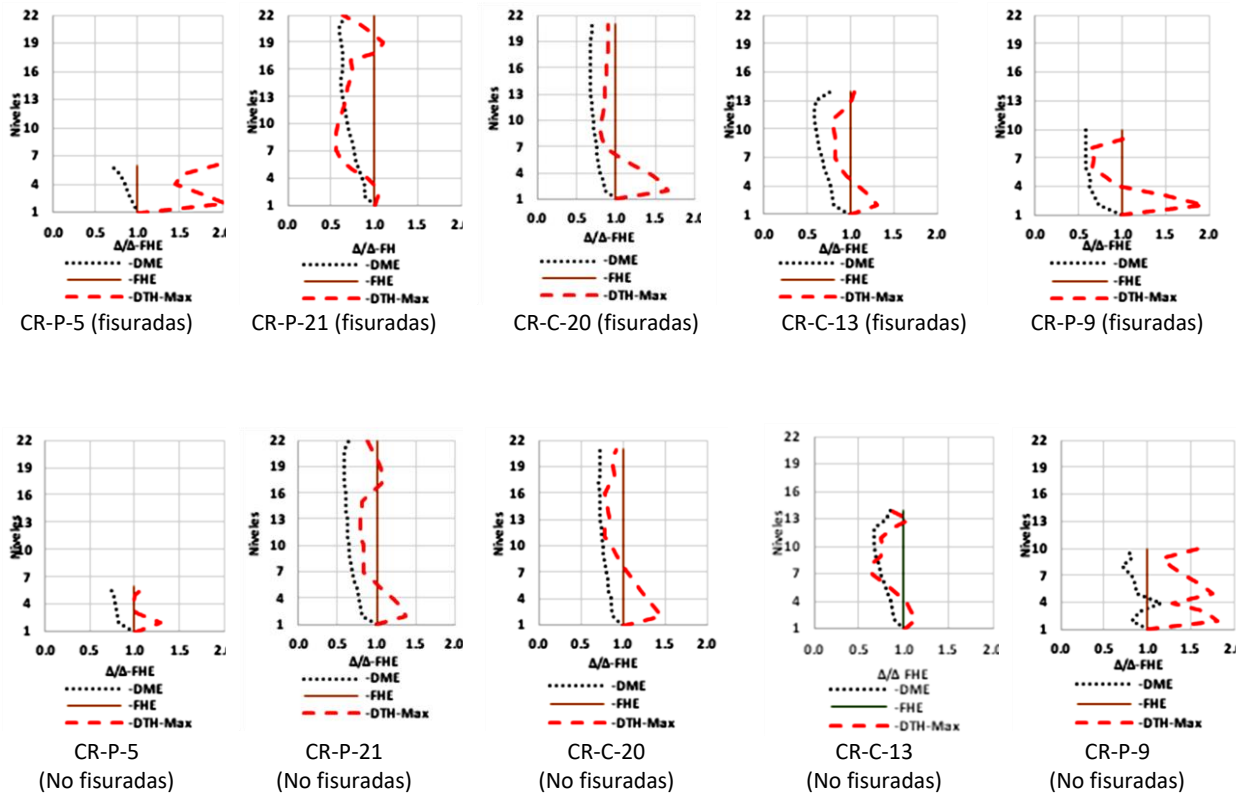


Ilustración 45: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo C

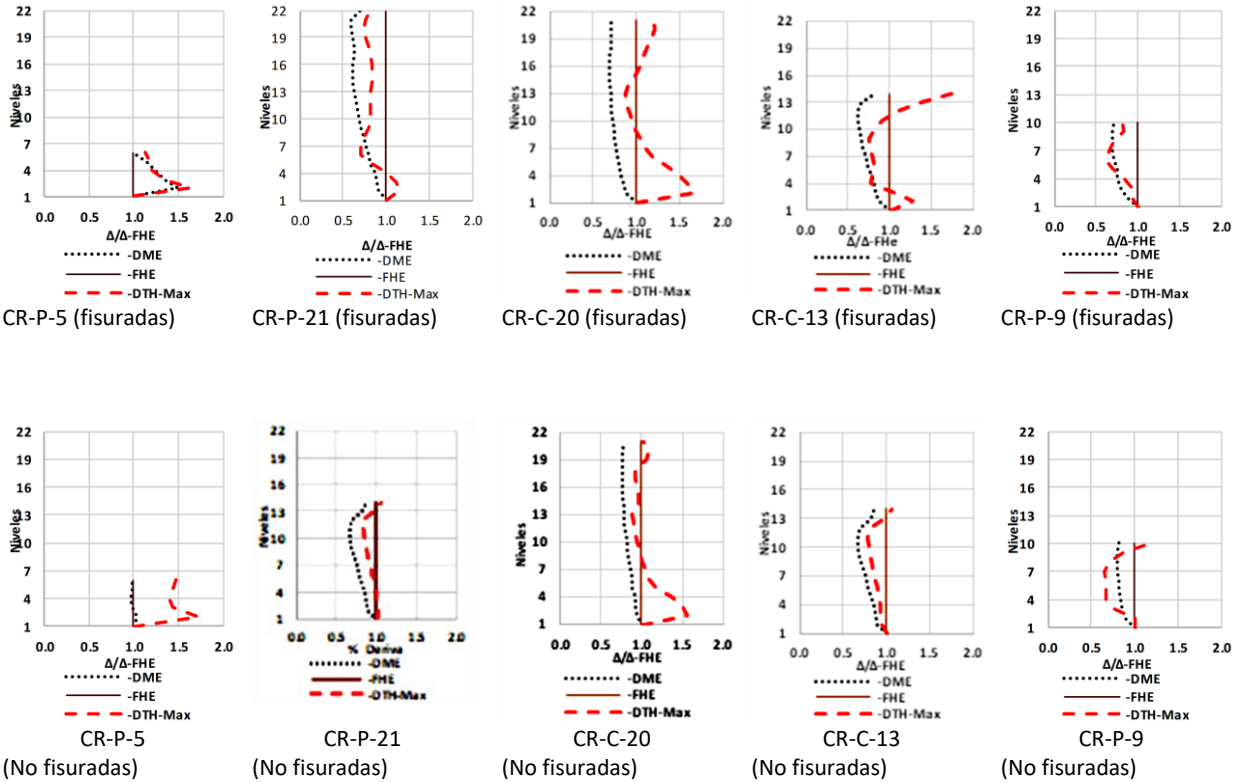


Ilustración 46: Respuesta del comportamiento de derivas para secciones fisuradas y no fisuradas para suelo D.

Los cortantes (ilustraciones 47 y 48), al igual que las derivas, para los métodos DME y DTH se vieron obligados a recalcularse para cumplir las condiciones del reglamento NSR-10. La fuerza cortante al igual que la deriva para el método DME no sufre cambio en la forma de la respuesta, solo presenta un aumento promedio del 15% aproximado para las estructuras CR-P-21, CR-C-20 y CR-C-13, un aumento promedio del 50% aproximado para la estructura CR-P-5 y del 20% para la estructura CR-P-9, conservando la misma tendencia. En el caso de los análisis para el método DTH el aumento para las estructuras CR-C-P13 para el suelo C es del 10% para secciones fisuradas y 20% para no fisuradas, las estructuras cimentadas en el suelo D tiene un aumento del 10% para las secciones no fisuradas. Las estructuras CR-P-P21 secciones no fisuradas, cimentadas en el suelo D, solo presentan un aumento del 2%, debido a la magnitud de la gráfica pasa casi inadvertido.

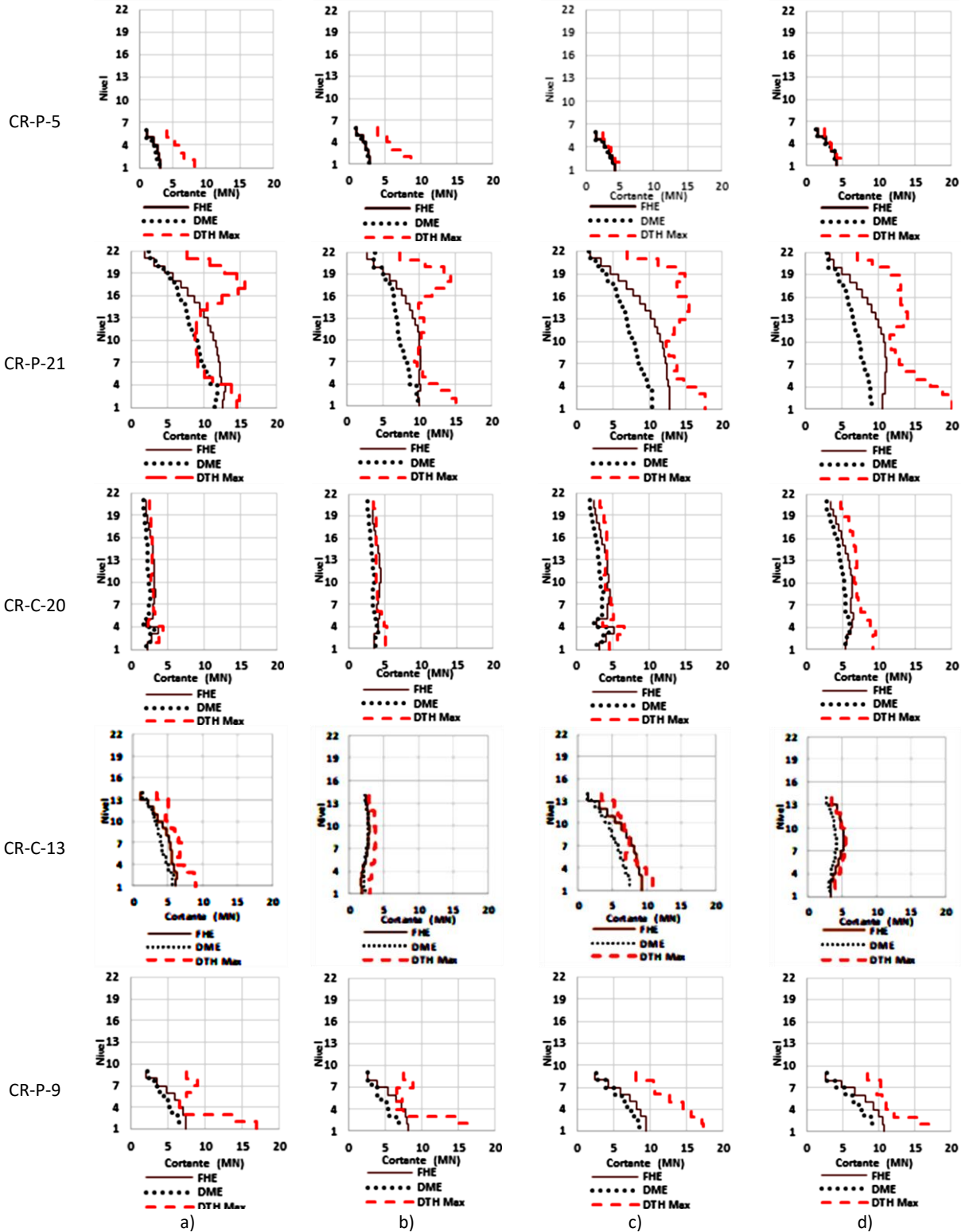


Ilustración 47: Demanda de cortantes para suelo C a) secciones fisuradas en dirección del eje X b) secciones no fisuradas en dirección del eje X, c) secciones fisuradas en dirección del eje Y d) secciones no fisuradas en dirección del eje Y.

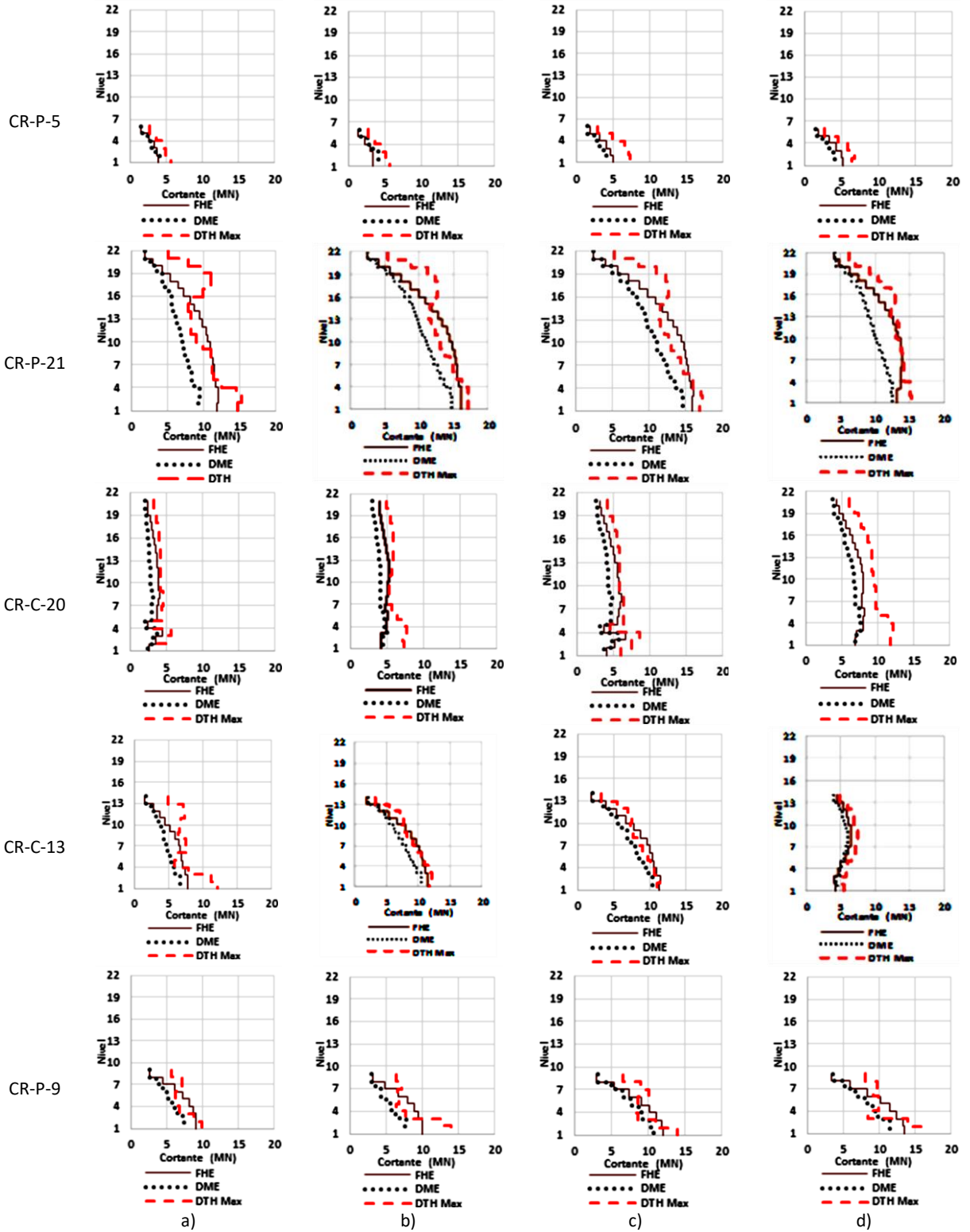


Ilustración 48: Demanda de cortantes para suelo D a) secciones fisuradas en dirección del eje X b) secciones no fisuradas en dirección del eje X, c) secciones fisuradas en dirección del eje Y d) secciones no fisuradas en dirección del eje Y

7. CONCLUSIONES

En este trabajo se realizó el análisis sísmico y la comparación de las demandas de estructuras reales de la ciudad de Medellín, utilizando los métodos descritos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (AIS, 2010): fuerza horizontal equivalente (FHE), dinámico modal espectral (DME) y dinámico tiempo historia (DTH).

Las estructuras reales para la comparación de los métodos de análisis fueron consideradas según la distribución de sistemas estructurales presentes en la ciudad de Medellín (tomando como referencia recientes estudios de exposición de viviendas realizadas en la ciudad), que identifican, dentro de los sistemas estructurales avalados por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10 (AIS, 2010), un alto porcentaje de estructuras construidas en sistemas de pórticos y sistemas combinados de muros de cortante y pórticos. Las estructuras seleccionadas consistieron en cinco (5) edificaciones: tres (3) en pórticos con alturas entre 5 y 21 piso de altura y dos (2) en el sistema combinado de 13 y 20 piso de altura. Las edificaciones se encontraban cimentadas en perfiles de suelo C y D; para este proyecto se limitó el análisis a estos dos perfiles de suelos, comunes en Medellín.

Para el proceso de análisis dinámico consistente en evaluaciones contra tiempo (DTH), el reglamento NSR-10 describe un procedimiento que sigue los requisitos de validación de los espectros de respuesta de acelerogramas individuales y el promedio de éstos, para garantizar que las señales utilizadas en el análisis sean señales consistentes con la amenaza del sitio. Los requisitos son presentados en el literal A.2.7 del Reglamento.

La poca información disponible de acelerogramas reales registrados en el sitio de evaluación (Medellín), obligó que para la realización del análisis dinámico tiempo historia se tomaran acelerogramas registrados en otros sitios, los cuales presentarían procesos similares de generación de sismos correspondientes a los del sitio de estudio. La base de acelerogramas utilizadas consiste en una serie de registros acelerográficos de sismos nacionales e internacionales.

De la base de registros seleccionados se verificaron los requerimientos A.2.7.1c) para los espectros individuales, garantizando que el 80% de las ordenadas espectrales de los espectros de respuesta de los acelerogramas, debidamente escalados, no presentarían valores menores que el espectro del reglamento NSR-10 en el rango $0.8T_e - 1.2T_e$, donde T_e es el período de vibración fundamental elástico esperado de la estructura. El espectro de respuesta objetivo en este caso corresponde a los espectros definidos para la ciudad de Medellín, en los perfiles de suelos tipo C y D.

Se tomaron grupos de tres (3) acelerogramas para verificar los requisitos del reglamento, que indica que el promedio de la combinación de la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados, para el período de $0.2T_e - 1.5 T_e$, se deben encontrar por encima del 100% del espectro objetivo de la NSR-10. Además de garantizar que los espectros de los acelerogramas estuvieran acordes con la amenaza del sitio, se verificó que la ordenada espectral en el período de vibración de la estructura debía alejarse lo menos posible de la ordenada espectral del espectro de diseño de evaluación, para garantizar que no generará demandas sobreestimadas en el análisis dinámico tiempo historia.

Como requisito del reglamento, al realizarse el análisis del método DTH con un mínimo de acelerogramas, la respuesta del análisis se obtiene de los valores máximos de los análisis individuales de tres (3)

acelerogramas evaluados en dos direcciones, para un total de seis (6) evaluaciones de los registros, con el fin de evaluar los efectos ortogonales.

Las ordenadas espectrales del método DTH presentaron gran variabilidad con respecto a las ordenas del espectro del Reglamento de Construcción Sismo Resistete NSR-10. La variación osciló entre el 63% por encima y 14% por debajo del espectro objetivo. Las derivas por el método DTH presentaron un aumento máximo de 2.7 veces la deriva por el método de la FHE y alcanzaron valores por debajo de 0.4 de la deriva de la FHE. La mayoría de los cambios en las derivas se presentaron en el segundo nivel en casi todas las estructuras analizadas (cinco edificaciones, con secciones fisuradas y no fisuradas, cimentadas en dos tipos de suelo y dos). La gran variabilidad en la respuesta de la deriva no permite determinar una relación directa entre las ordenas espectrales y el aumento de las derivas.

Se debe aclarar que el aumento de las derivas por el método DTH con respecto de las derivas obtenidas por el método de la FHE, no se presenta a todo lo largo de la altura de las edificaciones, se concentra en la zona del segundo nivel en la mayoría de los casos de las estructuras analizadas, sin embargo las respuestas de las derivas del método DTH son similares o comparables con las derivas métodos FHE.

La demanda de la deriva para el análisis DTH presentó resultados más similares a los métodos FHE y DME en las edificaciones más altas, incluso para las edificaciones de mayor altura que tienen en su configuración geométrica muros estructurales, por ejemplo en la zona de los ascensores, se muestra un comportamiento en la derivas más ajustado que el resto de las edificaciones, este comportamiento se evidencia para ambos perfiles de suelo (tipo C y D); la deriva para estas estructuras por el método DTH presentó un aumento promedio de 1.5 veces la deriva del análisis FHE, en secciones fisuradas y no fisuradas. En el caso de la demanda de cortante por piso, las estructuras antes mencionadas presentaron un comportamiento cercano a la cortante por el método de la FHE y DME; el cortante por piso del método DTH fue de alrededor de 1.5 de la cortante por piso de la FHE a partir del 80% de la altura de las estructuras. Para las estructuras altas en sistema pórtico el aumento varió entre 1.5 y 4 veces la cortante por piso de la FHE, igualmente a partir del 80% de la altura de las estructuras, en todos los casos considerados (perfiles de suelos C y D, secciones fisuradas y no fisuradas). Mientras que para las estructuras altas con sistemas combinados el comportamiento de las demandas se ajusta bastante a los métodos FHE y DME, las estructuras más bajas de pórticos presentaron una la relación de la cortante por piso del método DTH con respecto a la cortante por piso de la FHE muy variables a partir del 80% de la altura, para las condiciones perfiles de suelo C y D, secciones fisuradas y no fisuradas.

La relación de las cortante basal para del análisis DTH presentó valores que variaban entre 1 y .3 veces los valores de la cortante basal para la FHE para las estructuras bajas (CR-P-5 y CR- P-9). Las estructuras de mayor altura presentaron variaciones en la relación de cortante basal del método DTH y FHE entre 1 y 1.65 veces. La variabilidad en la respuesta de las cortante por piso y las cortante basal no permite evidencia una relación entre el comportamiento de dichas esta variables, ni con las ordenadas espectrales.

Las respuestas de las demandas de las derivas, fuerzas horizontales de piso y las cortantes basales del método dinámico tiempo historia, comparada con el método estático de la fuerza horizontal equivalente y a su vez con el método dinámico modal espectral, no dista en los resultados de las demandas entre los tres análisis haciendo posible generar una comparación entre los valores de las respuestas de los métodos. Lo anterior genera una confianza en el procedimiento y los criterios que se tomaron al realizar la selección de los acelerogramas, ya que los movimientos del terreno son el factor más importante de los métodos de evaluaciones contra tiempo.

La variabilidad de las respuestas de las demandas (derivadas, fuerza horizontal por piso y fuerza cortante basal), evidencian así mismo una gran variabilidad de las distintas formas espectrales que pueden tener los diferentes espectros de los acelerogramas seleccionados para el análisis de la estructura, lo que enseña la alta incertidumbre en los movimientos fuertes del terreno que puede ocurrir en un sitio, es decir una gran incertidumbre de la amenaza. Esta es la filosofía que generó el desarrollo de los espectros de diseño, solo que enfocándose en la respuesta máxima espectral de un gran número de eventos. El análisis tiempo historia a su vez presenta una gran variabilidad de respuestas, las cuales permite tener en consideración en el diseño, los diferentes posibles estados de esfuerzos de la edificación, ocasionados por gran incertidumbre de la amenaza real que se puede generar en la zona.

El análisis de la deriva y los cortantes por el método DTH presentó diferencias entre los valores de las derivadas para todas las estructuras. Las características de los acelerogramas reflejadas en los máximos valores de las respuestas de los edificios muestran lo diferentes que son los movimientos fuertes del terreno de un grupo de señales independientes.

El análisis de la deriva y los cortantes para el caso DME presentó valores menores que los valores del método de la FHE para todas las estructuras analizadas y en la mayoría de los casos considerados (secciones fisuradas y no fisuradas; suelos C y D), solo una estructura de las veinte (20) edificaciones analizadas (cinco estructuras cada una analizada bajo dos condiciones de rigidez y cimentadas en dos tipos de perfil de suelos), excedió la deriva alrededor del cuarto nivel de altura, para secciones no fisuradas. Dicha estructura presenta condiciones (irregularidades, sistema y configuración estructural) que favorece el aumento de las derivadas.

En el análisis se consideraron dos tipos de suelo: C y D según clasificación del reglamento NSR-10. Los parámetros analizados para el método DTH para estructuras cimentadas en el suelo D, presentaron resultados más semejantes a los métodos FHE y DME para las variables analizadas, que los resultados obtenidos para el suelo C. Debido a que los registros seleccionados según los criterios usados en este trabajo pueden cambiar de un suelo a otros no es posible encontrar una característica genérica que cause este comportamiento.

La variabilidad de las ordenadas de los espectros de los acelerogramas en contraste con las ordenadas del espectro de diseño (ordenadas de aceleración constante, para la zona de períodos cortos, y descendiente para la zona de períodos mayores. T_c , período de transición) (ver A.2.6 NSR-10), hace posible que la respuesta de deriva de una estructura no sea directamente proporcional a la flexibilidad de la estructura. El análisis de una estructura con el mismo espectro de acelerograma y diferente rigidez (análisis secciones fisuradas y no fisuradas) puede presentar demandas mayores de deriva para la condición más rígida de la estructura.

La relación de demanda del cortante de cada piso del método DHT con la cortante de cada piso del análisis FHE aumenta considerablemente en el 80% de la altura para las edificaciones con menor número de niveles y manteniéndose constante a través de los niveles para la edificación más alta, esta característica solo se presenta en las edificaciones con los sistemas estructurales de pórticos. El comportamiento de las estructuras con los sistemas estructurales combinados es relativamente variable a través de la altura de la edificación. Este comportamiento se presenta en las dos direcciones de análisis (eje "X" y "Y"), para las estructuras cimentadas tanto en el suelo C, como en el suelo D.

La relación de la demanda del cortante sísmico en la base para el método DTH con respecto a la respuesta del cortante basal de la FHE, presenta mayores valores en casi la totalidad de todos los casos en la

dirección de mayor rigidez de las estructuras, en este caso la dirección que coincide con el eje “X” de análisis, presentando valores de la relación de demanda de cortante basal considerablemente altos en las edificaciones más pequeñas, cimentadas en los el suelo C, para ambas condiciones de rigidez (secciones fisuradas y no fisuradas). Las edificaciones cimentadas en el perfil de suelo D presentan valores similares en las dos direcciones, siendo el análisis en la dirección “X” un poco mayor, tal como se había mencionado antes. De las veinte (20) edificaciones analizadas (cinco estructuras cada una analizada bajo dos condiciones de rigidez y cimentadas en dos tipos perfil de suelos), solo cuatro (4) estructuras no se ajustan la tendencia del análisis mencionado.

Factores propios de cada estructura como son la configuración geometría, la rigidez, la masa, el sistema estructural de la edificación, juegan un papel importante en el comportamiento y generación de esfuerzos presentes en la estructura. Estas condiciones particulares de cada estructura, además de volver por si solas más compleja las respuestas de la estructura, sumada a análisis más elaborados —donde ya se descartan simplificaciones que facilitaban el desarrollo de un método análisis—, pueden generar respuestas diferentes a las que comúnmente se esperan o incluso pueden ocasionar que se incurra en un análisis erróneo. Sin embargo, hay que tener presente que los métodos más elaborados se generan con información más precisa.

Las estructuras con condiciones particulares de irregularidad, en la mayoría de casos, presentaron demandas de derivas o cortantes mayores o comportamientos no esperados para las estructuras analizadas con el método dinámico tiempo historia que para las estructuras que se analizaros con los métodos dinámico modal espectral o fuerza horizontal equivalente.

Fue necesario ajustar las respuestas totales de los edificios en aquellas situaciones en donde el valor de cortante basal dinámico fue menor que el cortante basal obtenido mediante el método de la fuerza horizontal equivalente. Este ajuste se realizó para todas las estructuras cuando se empleó el análisis dinámico modal espectral, presentando aumentos entre el 15% y el 50%. En el caso del método dinámico tiempo historia, el ajuste solo debió realizarse para los sistemas de pórticos de mayores alturas, con aumentos máximos cercanos al 20%.

Aunque se realizaron análisis lineales, para futuros estudios se recomienda realizar análisis no lineales de estructuras reales, que permitan ver el comportamiento del análisis tiempo historia, con acelerogramas reales de ambientes tectónicos similares y verificar los criterios de selección de acelerogramas en esta condición.

8. BIBLIOGRAFÍA

- Ahumada, A. M., Barrera, M. A., & De Sales, K. E. (2013). *Análisis comparativo del diseño para una edificación de 5 niveles, según las normas colombianas de sismoresistencia NSR-98 y la NSR-10, en zona de amenaza sísmica intermedia*. Universidad de la Costa CUC.
- AIS. (1981). *Requisitos Sísmicos para Edificio - Norma ASI 100-81*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, ASI, Bogotá, Colombia.
- AIS. (1983). *Requisitos Sísmicos para Edificaciones - Norma ASI 100-83*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, ASI, Bogotá.
- AIS. (1996). *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica- Universidad de Los Andes E Instituto de Investigaciones En Geociencias, Minería Y Química - Ingeominas, Bogotá, Colombia.
- AIS. (1997). *Requisitos Sísmicos para Edificaciones - Norma AIS 100-97*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, ASI, Bogotá, Colombia.
- AIS. (1998). *Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, NSR-98*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, ASI, Bogotá, Colombia, 2Vol. Ley.
- AIS. (2004). *Guía de patologías constructivas, estructurales y no estructurales*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, ASI, Bogotá, Colombia.
- AIS. (2009). *Requisitos Sísmicos para Edificaciones - Norma AIS 100-09*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, ASI, Bogotá, Colombia, 3 Vol.
- AIS. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), Bogotá DC, Colombia.
- Aki, K. (1988). Local site effects on ground motion. *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II-Recent Advances in Ground Motion Evaluation, Geotechnical Special Publication, 20*, 103–155.
- Arévalo, C. M. P., Báez, F. A. L., & Lavalle, L. V. A. (2013). Herramienta computacional para el cálculo de fuerzas sísmicas usando el método de la fuerza horizontal equivalente. *Épsilon*, (20), 215–235.
- ASCE/SEI. (2006). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE Standard 7-05. American Society of Civil Engineer, Reston, Virginia.
- ASCE/SEI. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE Standard 7-10. American Society of Civil Engineer, Reston, Virginia.
- ATC. (1979). *Disposiciones tentativas para desarrollar códigos sísmicos para edificios: código ATC-3*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Bazán, E., & Meli, R. (2004). *Diseño sísmico de edificios*. Diseño sísmico de edificios: Limusa S.A.
- Blanco, M. (2016). Criterios fundamentales para el diseño sismorresistente. *Revista de La Facultad de Ingeniería*, 27(3).
- Bommer, J. J., & Acevedo, A. B. (2004). The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 08(No. spec01), 43–91.
- Bommer, J. J., Acevedo, A. B., & Douglas, J. (2003). The selection and scaling of real earthquake accelerograms for use in seismic design and assessment. In *Proceedings of ACI international conference on seismic bridge design and retrofit*, American Concrete Institute.
- Bommer, J. J., & Ruggeri, C. (2002). The specification of acceleration time-histories in seismic design codes. *European Earthquake Engineering*, 16(1), 3–17.
- Bonett, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Cardona, O. D., Wilches-Chaux, G., García, X., Mansilla, E., Ramírez, F., & Marulanda, M. C. (2004).

- Estudio sobre desastres ocurridos en Colombia: Estimación de pérdidas y cuantificación de costos. Disponibles En: [Http://www. Desenredando.org/public/varios/2007/varios_omar/ERNDESASTRES_Colombia_LaRed. Pdf](http://www.Desenredando.org/public/varios/2007/varios_omar/ERNDESASTRES_Colombia_LaRed.Pdf) Visitada El, 24.
- Christopher, A., & Reitherman, R. (1994). Configuración y diseño sísmico de edificios. *Building's Configuration and Seismic Design*, Editorial Limusa, México.
- Comité AIS-300. (2010). Estudio general de amenaza sísmica de Colombia. *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Comité AIS-300*.
- Consorcio Microzonificación 2006. (2007). *Microzonificación y evaluación del riesgo sísmico del Valle de Aburra*. Area Metropolitana del Valle del Aburra.
- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). Guía de estudio. Espectros de respuesta y de diseño. Argentina: Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de Cuyo.
- CSI. (2014). SAP2000. Berkeley, California, USA: Computers & Structures, Inc.
- Domingues, J. L. (2003). Standard Methods for Seismic Analyses. *Danmarks Tekniske Universitet*, (Report BYG-DTU R-064, ISSN 1601-2917, ISBN 87-7877-129-9).
- Donobhan, G. (2007). *Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía. Tesis que para optar por el grado de maestro en ingeniería*. UNAM. México.
- FEMA-P 751. (2012). 751. 2009 NEHRP recommended seismic provisions: Design examples. *Building Seismic Safety Council. Washington, DC, USA*.
- Fuenzalida, A., Taboada, A., & Dimaté, C. (1998). Sismotectónica de Colombia: deformación continental activa y subducción. *Física de La Tierra de La Tierra*, (10), 111–148.
- García, L. E. (1998). Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. *Universidad de Los Andes, Colombia*.
- Garzón, P. A. (2011). *Evaluación de la Amenaza Sísmica de Colombia mediante análisis de valores extremos históricos*. Universidad Nacional de Colombia.
- Gonzalez, D. (2017). *Modelo de exposición sísmica de viviendas de Medellín*. Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Magíster en Ingeniería. EAFIT.
- Guevara, N., Osorio, S., & Vargas, E. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover)*. Universidad de El Salvador.
- Henao, D. (2013). *Identificación de las propiedades dinámicas de una estructura sometida a vibración ambiental empleando análisis espectral*. Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Magíster en Ingeniería. EAFIT. .
- ISO-28841. (2010). Guidelines for simplified seismic assessment and rehabilitation of concrete buildings. *AWARE, THEY ARE DOCUMENTATION, TO PROVIDE SUPPORTING*.
- Maldonado, R., & Chío, G. (2004). Análisis sísmico de edificaciones. *Editorial Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga*.
- Medina, J. (2005). Elementos de arquitectura en el diseño de edificaciones sismorresistentes. Retrieved from <http://webdelprofesor.ula.ve/arquitectura/jorgem/principal/guias/sismico.pdf>
- Meli, R. (1985). *Diseño estructural*. México, D.F.: Limusa S.A.
- Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59–74.
- Mosquera-Machado, S., Lalinde-Pulido, C., Salcedo-Hurtado, E., & Michetti, A. M. (2009). Ground effects of the 18 October 1992, Murindo earthquake (NW Colombia), using the Environmental Seismic Intensity Scale (ESI 2007) for the assessment of intensity. *Geological Society, London, Special Publications*, 316(1), 123–144.
- Orosco, L. E., Orosco, M. H., & Crempien-Laborie, J. (2007). Modelación de acelerogramas sintéticos para su uso en el análisis estructural--Aplicación a la ciudad de Salta. *Mecánica Computacional*, 26, 298–

316.

- Oviedo, J. A., & Duque, M. del P. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *Revista EIA*, (6), 105–120.
- Pararas-Carayannis, G. (1980). Survey of the Earthquake and Tsunami of December 12, 1979, in Colombia. *Intern. Tsunami Information Center Report, Abstracted Article in Tsunami Newsletter*, XIII(1).
- Pardo, A. (2014). *Criterios de selección de acelerogramas reales para su uso en análisis dinámicos para la ciudad de Medellín*. Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de Magister en Ingeniería. EAFIT.
- Paz, M. (1992). *Dinámica estructural: teoría y cálculo*. Barcelona: Reverté S.A.
- Peralta, M. G. (2012). *Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del Hospital de Vielha*. Universitat Politècnica de Catalunya.
- Pérez, F. (2012). Diseño Sísmico Directo Basado en Desplazamientos, comparado con NSR-10. Medellín: V Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Prato, C. A., Ceballos, M. A., & Pinto, F. (2015). Método Modal Espectral. Cátedra de Análisis Estructural-Carrera de Ingeniería Civil.
- Pujol, S., Ramírez, J., & Sarria, A. (1999). COFFEE ZONE, COLOMBIA, JANUARY 25 EARTHQUAKE Observations on the Behavior of Low-Rise Reinforced Concrete Buildings.
- Ramos, L., & Hube, M. A. (2017). Seismic assessment of reinforced concrete buildings with coupled walls. In *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017* (p. 3336). Santiago Chile.
- SEAO (Structural Engineers Association of California). (1976). Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Versión 1974. Bogota.
- Tarque, N. y, & Loaiza, C. (2003). Análisis sísmico de edificios Adaptación de Dynamics of structures: theory and applications Anil K. Chopra. In *Curso internacional de estructuras*. Quito – Ecuador.