



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE CIVIL**

**DISERTACIÓN DE GRADO PREVIA A LA OBTENCION DE TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

**“DISEÑO SISMO RESISTENTE DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO
(CÁLCULO DE PERIODOS DE VIBRACIÓN Y NIVELES DE AGRIETAMIENTO)”**

MARÍA FERNANDA GUZMÁN GÓMEZ DE LA TORRE

DIRECTOR:ING. JUAN CARLOS GARCES POUT

QUITO,2015

DEDICATORIA

A mi mama y papa por todo el apoyo brindado y el amor recibido durante todo mi vida, a mi hermano Juan Manuel por ser mi compañero y mejor amigo y a mi tío Juano por todo el apoyo brindado.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradezco a Dios por darme la familia que tengo y las oportunidades en mi vida para superarme.

A mis padres por brindarme todo el amor e inculcarme los valores necesarios para ser la persona que soy y poder superarme en todo momento

A mi director Juan Carlos por todo el tiempo dedicado, por compartir sus conocimientos y experiencias, y supo orientarme en la realización de este trabajo. Agradecer también a mis revisores Ing. Patricio Castro e Ing. Lauro Lara quienes fueron parte de mi formación y supieron darme las herramientas necesarias para la culminación del trabajo.

A la PUCE y en especial a Facultad de Ingeniería que me ha dado la formación profesional a lo largo de todo este tiempo

Agradezco a todos mis amigos quienes han estado conmigo en todo momento en especial Morita, Chamo, Adri, Luca, y Joan Castillo por brindarme su apoyo

A Francisco Celi por todo el amor, apoyo incondicional y paciencia en cada momento.

RESUMEN

Al ser el Ecuador un país de alto peligro sísmico se genera la necesidad de mejorar el conocimiento en lo que se refiere al diseño sismo resistente de estructuras.

Debido a la gran cantidad de pérdidas humanas y materiales que son resultado del diseño deficiente y de la mala construcción de los edificios en general y por la historia sísmica de nuestro país, se busca despejar dudas en lo que se refiere a la definición de los términos referentes a los elementos que forman parte de las estructuras, a los parámetros de respuesta sísmica de las mismas, incluyendo los términos de definición de la acción sísmica de diseño, para poder realizar un diseño óptimo en diferentes aspectos como; económico, funcional y sobre todo de seguridad.

El presente trabajo de investigación presenta una comparación general de los códigos sísmicos de los diferentes países que son Ecuador (NEC-SE-DS 2015), México (Volumen IV Tomo II), Colombia (NSR 10), Perú (E.030), Chile (NCh 433.Of96, Decreto 61-2011 y Decreto 117-2011), Nueva Zelanda (NZS 11701.5:2004) y Estados Unidos (ACI 2014) y (ASCE 7-10), destacando los criterios de agrietamiento de cada una para el cálculo de periodos de vibración.

En el primer capítulo se realiza una introducción de la sismología y peligro sísmico en el Ecuador.

En el segundo capítulo se presenta una introducción de lo que es diseño sismo resistente conceptos básicos del diseño y los estudios de la normativa para el periodo de vibración y el nivel de agrietamiento del hormigón.

El tercer capítulo contiene los parámetros que afectan en el periodo de vibración.

El cuarto capítulo contiene un estudio de los niveles de agrietamiento del hormigón para sus etapas de análisis y diseño contiene también una comparación entre un análisis estático y dinámico y la modelación de los edificios tipo de 5, 10, 15 y 20 pisos para los tres tipos de sistemas estructurales pórticos a momento, sistema dual y muros de corte

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se busca mejorar el conocimiento y la forma de aplicación de los parámetros que intervienen en la respuesta de la estructura, realizar el estudio de la fórmula para determinar el periodo fundamental de vibración para los edificios realizando una comparación entre el análisis estático y el dinámico. Adicionalmente se propone investigar de varias fuentes las propuestas para los niveles de agrietamiento durante las etapas del análisis y diseño en estructuras de hormigón armado.

OBJETIVOS

Objetivo General:

Analizar y comparar los principales parámetros que intervienen en la respuesta de un edificio de hormigón armado, como son el periodo de vibración y el nivel de agrietamiento.

Objetivos Específicos:

Analizar la fórmula para la determinación del periodo fundamental de un edificio de hormigón armado, realizando una comparación con propuestas de varias normas y textos, comparándolo al final con el análisis dinámico.

Comparar los niveles de agrietamiento para etapas del análisis y diseño del edificio, con base en las propuestas de diferentes normas internacionales y de textos por varios autores.

TABLA DE CONTENIDO

ÍNDICE DE IMÁGENES	ix
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE ECUACIONES	xii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Introducción De Sismología Y Peligro Sísmico	1
1.1.1. Sismología.....	1
1.1.2. Peligro sísmico.....	12
2. DISEÑO SISMO RESISTENTE.....	19
2.1. Introducción al Diseño Sismo Resistente	19
2.2. Conceptos Básicos del Diseño Sismo Resistente	21
2.2.1. El Espectro De Diseño	21
2.2.2. Ductilidad.....	26
2.2.3. Coeficiente De Modificación De Respuesta “R”	28
2.3. Estudio de la Normativa para Diseño Sismo Resistente	30
2.3.1. Norma Ecuatoriana de la construcción	30
2.3.2. Norma Mexicana.....	35
2.3.3. Norma Colombiana.....	44
2.3.4. Norma Peruana.....	55
2.3.5. Norma Chilena	60
2.3.6. Norma de Nueva Zelanda	61
2.3.7. American Society of Civil Engineers ASCE 7-10.....	68

2.3.8.	American Concrete Institute ACI-2014	71
3.	ESTUDIO DE LA FÓRMULA PARA DETERMINAR EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO	74
3.1.	Introducción al periodo fundamental de un edificio.....	74
3.1.1.	Periodo Natural	74
3.1.2.	Periodo natural fundamental de la estructura.....	76
3.2.	Parámetros para la determinación del periodo fundamental.....	77
3.2.1.	Efectos de rigidez.....	77
3.2.2.	Efectos de masa.....	77
3.2.3.	Efectos de altura.....	78
3.2.4.	Efectos de agrietamiento en las secciones:	79
3.3.	Tipología	79
3.3.1.	Pórticos a Momento	79
3.3.2.	Muros de Corte.....	80
3.3.3.	Sistema Dual	80
4.	NIVELES DE AGRIETAMIENTO	82
4.1.	Introducción al agrietamiento.....	82
4.2.	Estudio de niveles de agrietamiento para etapas de análisis y diseño del edificio	83
4.3.	Comparación del análisis estático y dinámico del edificio	84
4.4.	Ejercicios comparativos.....	88
4.4.1.	Sistema de Pórticos a Momento.....	88

4.4.2.	Sistema Dual	94
4.4.3.	Sistema de Muros de Corte	100
4.4.4.	Espectros Elásticos.....	106
4.4.5.	Comparación Espectros Elásticos	108
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	109
5.1.	Conclusiones	109
	BIBLIOGRAFÍA	111

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1-1. Fallas Transcurrentes	2
Imagen 1-2. Fallas Normales	3
Imagen 1-3. Fallas Inversas	3
Imagen 1-4. Ondas P.....	5
Imagen 1-5. Ondas S.....	6
Imagen 1-6. Ondas L.....	6
Imagen 1-7. Ondas R	7
Imagen 1-8.Ecuador, zona sísmica para propósito de diseño	17
Imagen 2-1.- Sistema de un grado de libertad sujeto al movimiento en el apoyo	21
Imagen 2-2.-Acelerograma	24
Imagen 2-3.-Espectro tipo Newmark & Hall	25
Imagen 2-4.- Diagrama Esfuerzo Vs. Deformación.....	27
Imagen 2-5.- Diagrama Fuerzas Vs. Deformación	29
Imagen 2-6.- Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g	45
Imagen 2-7.- Espectro Elástico de Velocidades (m/s) de Diseño	47
Imagen 2-8.-Espectro Elástico de Desplazamientos (m) de Diseño	48
Imagen 3-1.- Frecuencia natural: La amplitud de oscilación de la estructura aumenta cuando la estructura vibra cerca de su frecuencia natural	76
Imagen 3-2.- Comparación de edificios tipo pórticos a momento según la norma ASCE 7-10 .	78
Imagen 3-3.- Comparación de edificios con secciones agrietadas y sin agrietar	79
Imagen 3-4.- Interacción de sistema pórtico a momento con muros de corte.....	81

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1. Escala de Intensidad de Mercalli	9
Tabla 1-2. Probabilidad en función del desempeño	14
Tabla 1-3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	17
Tabla 2-1.- Parámetros C_t y α para la determinación del periodo	31
Tabla 2-2.- Valores del Factor de Comportamiento Sísmico según Tipo de Edificio y Caso	40
Tabla 2-3.- Valores de a_0 , c , T_a , T_b y r , para estructuras del grupo A** para distintas zonas sísmicas	41
Tabla 2-4.- Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del período aproximado T_a	50
Tabla 2-5.- Propiedades de la sección efectiva, I_e	67
Tabla 2-6.- Coeficiente de límite superior para el cálculo del período	69
Tabla 2-7.- Valores de los parámetros del periodo aproximado C_t y x	70
Tabla 2-8.- Coeficientes de diseño y factores de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas	71
Tabla 2-9.- momento de inercia y área transversal permitida para análisis estático de niveles de factores de cara	72
Tabla 2-10.- Alternativa de momento de inercia para el análisis estático de factores de carga...	72
Tabla 3-1.- Comparación de periodos de vibración por la variación de rigidez	77
Tabla 3-2.- Comparación de periodos de vibración por variación de altura y masa	78
Tabla 3-3.- Comparación de periodos de vibración por variación del agrietamiento	79
Tabla 4-1.- Comparación de niveles de agrietamiento en las etapas de análisis y diseño	84
Tabla 4-2.- Comparación de periodos en el análisis estático y dinámico en Sistemas de Pórticos a Momento según las diferentes normas	85
Tabla 4-3.- Comparación de periodos en el análisis estático y dinámico en Sistema Dual según las diferentes normas	86

Tabla 4-4.- Comparación de periodos en el análisis estático y dinámico en Sistemas de Muros de Corte según las diferentes normas 87

ÍNDICE DE ECUACIONES

1.1.....	14
1.2.....	14
1.3.....	14
2.1.....	21
2.2.....	22
2.3.....	22
2.4.....	22
2.5.....	22
2.6.....	22
2.7.....	22
2.8.....	22
2.9.....	22
2.10.....	23
2.11.....	23
2.12.....	23
2.13.....	23
2.14.....	26
2.15.....	26
2.16.....	27
2.17.....	28
2.18.....	28

2.19.....	29
2.20.....	31
2.21.....	32
2.22.....	32
2.23.....	35
2.24.....	35
2.25.....	36
2.26.....	36
2.27.....	42
2.28.....	43
2.29.....	43
2.30.....	44
2.31.....	44
2.32.....	44
2.33.....	44
2.34.....	44
2.35.....	45
2.36.....	45
2.37.....	45
2.38.....	46
2.39.....	46
2.40.....	46

2.41.....	47
2.42.....	47
2.43.....	48
2.44.....	48
2.45.....	49
2.46.....	49
2.47.....	49
2.48.....	50
2.49.....	51
2.50.....	51
2.51.....	51
2.52.....	52
2.53.....	53
2.54.....	53
2.55.....	53
2.56.....	54
2.57.....	54
2.58.....	55
2.59.....	56
2.60.....	57
2.61.....	57
2.62.....	58

2.63.....	58
2.64.....	59
2.65.....	59
2.66.....	62
2.67.....	62
2.68.....	62
2.69.....	63
2.70.....	63
2.71.....	64
2.72.....	65
2.73.....	66
2.74.....	66
2.75.....	68
2.76.....	70
2.77.....	70
2.78.....	70
2.79.....	72
2.80.....	72
3.1.....	74
3.2.....	75

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Introducción De Sismología Y Peligro Sísmico

1.1.1. Sismología

Al ser el Ecuador un país ubicado en el borde noroccidental del continente sudamericano, este se halla sobre un límite activo de placas tectónicas; La placa oceánica de Nazca está introduciéndose por debajo de la placa Sudamericana, generando una liberación de esfuerzos, los cuales al ser liberados violentamente este pueden generar movimientos sísmicos de gran magnitud. Debido a los importantes relieves topográficos de la corteza la subducción de placas tiene mayor dificultad lo cual ocasiona que en las costas ecuatorianas existe un mayor acoplamiento entre placas. En el Ecuador más del 80 % de la población está expuesta a sismos fuertes.

1.1.1.1. Origen de los sismos

Los sismos son movimientos de la corteza terrestre y que pueden producirse por diferentes causas como las que se citaran a continuación.

Los sismos con mayor intensidad son aquellos que se originan por las deformaciones de la corteza terrestre ya que este no es un elemento elástico sino que se mantiene en constante movimiento

1.1.1.1.1. Sismos originados en las fallas geológicas

Estas fracturas o planos de fallas se producen por los esfuerzos y deformaciones en la zona cercana al contacto entre las placas tectónicas “Las zonas aledañas al plano de falla se mueven en diferente dirección a velocidades muy bajas lo que conlleva a la acumulación de energía de deformación.” (Ingeniero Juan Carlos Garcés, 2014), estas fallas pueden ser activas las cuales implican que han ocurrido desplazamiento en los últimos miles de años, así como existen fallas más activas que otras lo que significa que la cantidad de frecuencia y magnitud de los eventos generados por las mismas determinan si estas son vulnerables

o no, ocasionando que ciertas regiones del país sean sísmicamente más activas que otras; y las inactivas que son las que no ha demostrado desplazamientos durante los últimos 10 mil a 40 mil años.

En los sismos originados por fallas tectónicas, las profundidades de los sismos varían desde superficiales, hasta profundidad media, en la cual se producen la gran mayoría de los sismos en nuestro país.

Estas se dividen en tres tipos de fallas

Fallas transcurrentes: Son las cuales el desplazamiento es horizontal o paralela al rumbo de la falla, dependiendo del tipo de movimiento estas pueden ser Sinistral o direccional izquierda cuando el bloque opuesto al que ocupa el observador se mueve a la izquierda y Dextral cuando el movimiento es a la derecha. Estos tipos de fallas son las que han originado la mayoría de movimientos telúricos en la región interandina, estas atraviesan el territorio desde el nororiente hasta el golfo de Guayaquil.



Imagen 1-1. Fallas Transcurrentes

(Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C., 2015)

Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm3.htm>

Fallas Normales: Es cuando el bloque colgante se desplaza hacia abajo respecto al bloque adyacente, en este tipo de fallas el plano es inclinado con relación al horizonte y las fuerzas que se desarrollan son de tensión.

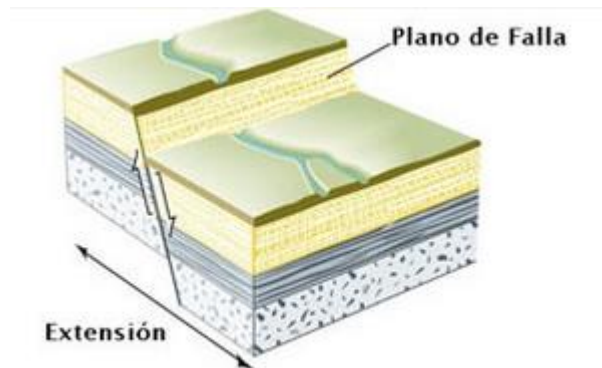


Imagen 1-2. Fallas Normales

(Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C., 2015)

Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm3.htm>

Fallas Inversas: cuando el bloque colgante se mueve hacia arriba respecto del yacente. El plano de falla es inclinado. Y las fuerzas que se desarrollan son de compresión. Producto de las estribaciones de la cordillera Real, donde se originó el primer gran terremoto conocido en el Ecuador (1541) y el sismo del 5 de marzo de 1987 entre otros.

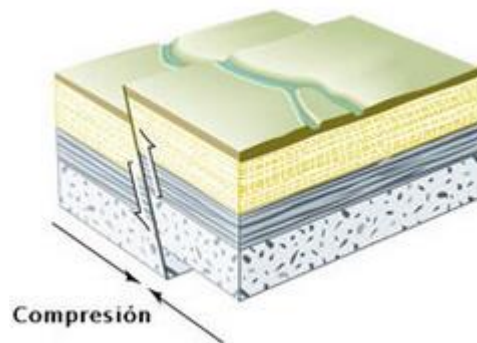


Imagen 1-3. Fallas Inversas

(Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C., 2015)

Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm3.htm>

1.1.1.1.2. Sismos originados por la subducción

En nuestro territorio otra fuente de origen de los sismos es el proceso de subducción de la placa oceánica de Nazca bajo la placa continental de Sudamérica. Estos sismos ocurren principalmente en la superficie de la plataforma submarina y en la costa continental y conforme se adentra en el continente y dependiendo del ángulo de subducción, va aumentando su profundidad. Los sismos más importantes ocasionados por este tipo de sismo han sido los de Esmeraldas 1906, 1958 y 1979 así como el de Bahía de Caráquez del año 1998.

1.1.1.1.3. Sismos de origen volcánico

Al ser el Ecuador un país volcánico es normal el experimentar sismo por la actividad predominando las erupciones de los mismos, la mayoría de veces esta energía no es suficiente para que alcance grandes distancias ni para causar daños significativos. La profundidad de estos tipos de sismos son superficiales ya que se generan en la cámara magmática de los volcanes y por el ascenso de los materiales a través de la chimenea del mismo.

1.1.1.2. Tipos de ondas sísmicas

Las ondas sísmicas son un tipo de onda elástica, esta responde a un impacto vibrando como todo medio elástico, las cuales se propagan en todas las direcciones a partir de un foco o hipocentro; las cuales al llegar a la superficie terrestre producen las vibraciones conocidas como sismos.

Existen dos tipos de ondas sísmicas principales: las ondas internas u de cuerpo y las ondas superficiales

1.1.1.2.1. Ondas internas

Estas ondas son las que se propagan por el medio sólido de la tierra, debido a la variación de densidad y composición de la tierra siguen caminos curvos el efecto de estas es similar

a la refracción de ondas de luz. Estas ondas están divididas en dos grupos: ondas primarias (P) y secundarias (S).

Ondas Primarias u ondas P: Son las que hacen vibrar a una partícula en sentido longitudinal lo que significa que produce esfuerzos en el suelo de dilatación y compresión alternadamente en dirección de la propagación de las ondas.

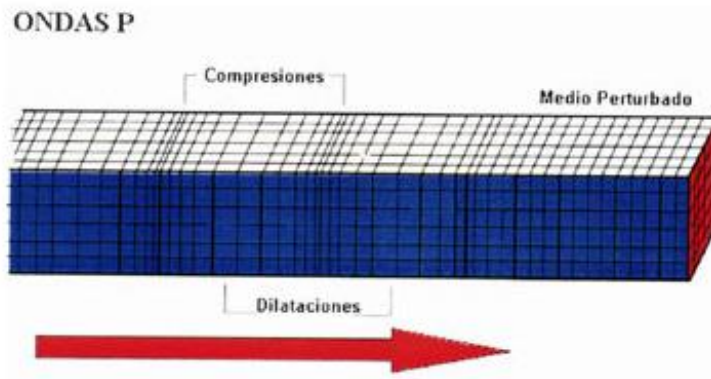


Imagen 1-4. Ondas P

(Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., 2015)

Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>

Ondas Secundarias u Ondas S: Son las que hacen vibrar a una partícula en sentido transversal a la dirección de propagación de las ondas, produciendo esfuerzos de corte en el suelo.

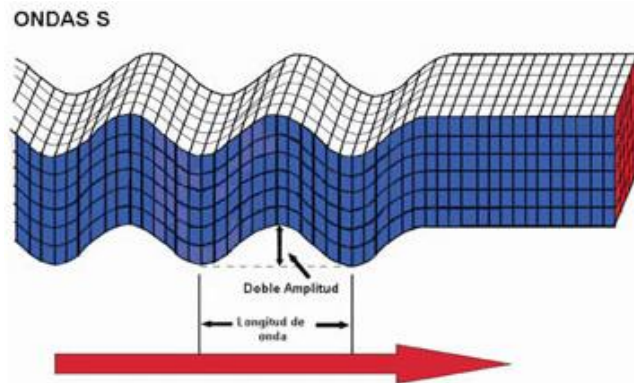


Imagen 1-5. Ondas S

(Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica, A.C., 2015)

Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>

1.1.1.2.2. Ondas Superficiales

Estas ondas son las que se propagan como dice su nombre por la superficie terrestre. Estas ondas están divididas en dos grupos: ondas Love u ondas L y ondas Rayleigh u ondas R.

Ondas Love u ondas L: Son ondas que producen un movimiento horizontal de corte en la superficie lo que significa que esta está haciendo vibrar a una partícula horizontalmente en sentido perpendicular a la propagación de las ondas, no produce movimiento vertical.

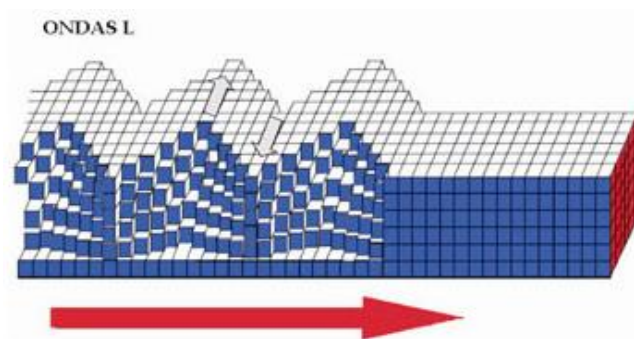


Imagen 1-6. Ondas L

(Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica, A.C., 2015)

Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>

Ondas Rayleigh u ondas R: Son ondas producen un movimiento elíptico horizontal y vertical del suelo simultáneamente lo que significa que esta está haciendo vibrar a una partícula sobre un plano que apunta en dirección a la propagación de las ondas.

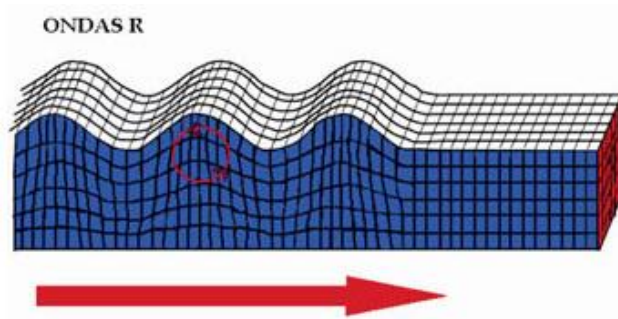


Imagen 1-7. Ondas R

(Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica, A.C., 2015)

Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>

1.1.1.3. Magnitud e Intensidad de un Sismo

Para definir el tamaño de un sismo existen dos parámetros, la magnitud y la intensidad

La magnitud es la representación de la energía sísmica liberada en cada sismo, es una medida cuantitativa del movimiento y se basa en el registro sismográfico, siendo única independientemente del sitio de observación.

Se la mide en Escala Richter expresada en números árabes, esta es una escala que crece de forma potencial y semilogarítmica de manera que cada punto de aumento puede significar un aumento de energía diez o más veces mayor

La intensidad se basa en el efecto o daño producido en las estructuras y en la sensación percibida por la gente, no se basa en registros sismográficos lo que hace de esta una escala subjetiva. Se la mide en Escala de Mercalli expresada en números romanos, esta puede

variar dependiendo del sitio de observación, de modo que es mayor mientras más cercano sea del epicentro.

Grado	Descripción
I	No es sentido por las personas, solo es registrado por instrumentación
II	Sentido por pocas personas en reposo, especialmente en pisos elevados; objetos suspendidos pueden oscilar
III	Sentido en el interior de edificaciones, especialmente en pisos elevados; vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo liviano; objetos suspendidos oscilan
IV	Objetos suspendidos oscilan visiblemente; vibración semejante a la producida por el paso de un vehículo pesado; vehículos estacionados se bambolean; cristalería y vidrios suenan; puertas y paredes de madera crujen
V	Sentido en el exterior; permite estimar la dirección de las ondas; personas dormidas se despiertan; el contenido líquido de recipientes y tanques es perturbado y se puede derramar; objetos inestables son desplazados; las puertas giran y se abren o cierran; relojes de péndulo se detienen
VI	Sentido por todas las personas; muchos sufren pánico y corren hacia el exterior; se tiene dificultad en caminar establemente; vidrios y vajillas se quiebran; libros y objetos son lanzados de los anaqueles y estantes; los muebles son desplazados o

	volcados; el revoque y enlucido de mortero de baja calidad y mampostería se fisuran; campanas pequeñas tañen
VII	Hay dificultad en mantenerse en pie; percibido por los conductores de vehículos en marcha; muebles se rompen; daños y colapso de mampostería; campanas grandes tañen; se generan olas en embalses y depósitos de agua
VIII	La conducción de vehículos se dificulta; daños de consideración y colapso de mamposterías; caída de chimeneas de fábricas, monumentos y tanques elevados; grietas en taludes
IX	Pánico general; mamposterías totalmente destruidas; daños en cimentaciones; daños y colapso de estructuras aporticadas; daños de embalses y depósitos de agua; ruptura de tubería enterrada; grietas significativas en el terreno
X	La mayoría de las construcciones de mampostería y a base de pórticos destruida; puentes destruidos; daños severos en represas, diques y terraplenes; grandes deslizamientos de tierra; el agua se rebalsa en el borde de los ríos, lagos y embalses; rieles de ferrocarril deformados ligeramente
XI	Rieles de ferrocarril deformados severamente; ruptura de tuberías enterradas
XII	Destrucción total; grandes masas de rocas desplazadas; las líneas de visión óptica distorsionadas; objetos lanzados al aire

Tabla 1-1. Escala de Intensidad de Mercalli

(Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A. C., 2015)

Fuente: <http://www.smis.org.mx/htm/sm7.htm>

1.1.1.4. Sismología histórica en el Ecuador

La sismicidad histórica nos ayuda al análisis de las fuentes sísmo energéticas activas las cuales han generado la mayor cantidad de sismos importantes. La información que se tiene es en base a relatos y registros históricos que han permitido evaluar los parámetros de estos sismos, que han contribuido a evaluar las condiciones de sismicidad de la región.

Sismo 04-1541 con una intensidad de 9 ubicado en el nororiente y Quinche, el cual asusto a la expedición de G. Pizarro.

Sismo 04-09-1587 con una intensidad de 9 ubicado en Quito y Otavalo, el cual produjo desplome de edificaciones.

Sismo 15-03-1645 con una intensidad de 9 ubicado en Riobamba antigua, el cual sepulto a muchos habitantes bajo los escombros.

Sismo 29-08-1674 con una intensidad de 10 ubicado en San Miguel de Chimbo, Alausí, Riobamba antigua, el cual produjo deslizamientos del terreno, ondulaciones y ruidos.

Sismo 29-06-1968 con una intensidad de 10 ubicado cerca de Ambato y Píllaro, el cual produjo la muerte de 6500 personas.

Sismo 26-03-1755 con una intensidad de 9 ubicado en Quito, en el cual muchas edificaciones fueron afectadas y destruidas.

Sismo 22-02-1757 con una intensidad de 9 ubicado en Latacunga, en el cual se produjo la destrucción de iglesias, casas y produjo la muerte de más de 4000 personas.

Sismo 4-02-1797 con una intensidad de 10 ubicado en Riobamba antigua, Quito, el cual produjo deslizamientos, torrentes de lodo. Murieron cerca de 20000 personas entre Ambato y Quito.

Sismo 22-03-1859 con una intensidad de 8 afectaciones en Cotopaxi, Quito e Imbabura, el cual produjo graves daños en edificios, iglesias y casas.

Sismo 16-08-1868 con una intensidad de 10 ubicado en Cotacachi e Ibarra antigua, “Desde el terremoto de Riobamba en 1797, la humanidad del país no conoce de un cataclismo igual y el número de víctimas perdidas fue indudablemente superior”

Sismo 31-01-1906 con una intensidad de 9M ubicado en el Mar, Esmeraldas, Quinto terremoto más fuerte registrado en el mundo.

Sismo 31-05-1914 Ubicado en la provincia de Pichincha, el cual produjo destrucción de casas, deslizamientos de laderas.

Sismo 1923; en este año se produjeron algunos sismos importantes entre ellos el 5-02 ubicado en la zona del valle de los Chillos donde colapsaron viviendas y hubo algunos heridos; el 19-05 ubicado en Quito donde se produjeron daños en edificios, iglesias y casas; y el 14-12 ubicado en la provincia del Carchi el cual fue considerado como uno con las mayores consecuencias en la provincia hasta esa fecha, el cual produjo la destrucción de casas, deslizamientos de montes, laderas y taludes; Muerte de 300 personas

Sismo 25-07-1929 afectaciones en la provincia de Pichincha, colapso de viviendas, afectaciones en iglesias, derrumbes y afectaciones en carretera a Tambillo

Sismo 10-08-1938 ubicado en la provincia de Pichincha en el sector del Valle de los Chillos, el cual produjo daños en las viviendas, deslizamientos de cerros y taludes.

Sismo 05-08-1949 afectaciones Tungurahua, Cotopaxi, destrucción casi total de las ciudades de Chimborazo y Bolívar, graves daños, la ciudad de Pelileo destruida y Ambato en escombros.

Sismo 20-07-1955 ubicado en le Provincia de Imbabura y en el Norte de Pichincha, graves daños en las viviendas, deslizamiento de taludes.

Sismo 06-03-1987 ubicado en la provincia del Napo, con grandes daños en las provincias de Sucumbíos, Imbabura, Pichincha y Carchi, el cual produjo el colapso de casas, destrucción de varios tramos del oleoducto Trans-Ecuatoriano que obligo a la suspensión

del bombeo del petróleo, destrucción de carreteras, deslizamientos, gran cantidad de muertos y desaparecidos

(Instituto Geofísico Escuela Politécnica Nacional, 2015)

1.1.2. Peligro sísmico

En el país no existe una conciencia real acerca del peligro sísmico del mismo a pesar de que el Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica, la destrucción histórica de las ciudades de Ambato, Riobamba, Ibarra; así como la muerte de más de 60000 personas por esta causa, cada nuevo sismo ocasiona pérdidas significativas no solo materiales sino humanas, que podrían haberse evitado o minimizado sus efectos. (H. Yepes, págs. 161-164)

Ya que el Ecuador está ubicado en una zona calificada de alto riesgo sísmico es necesario la planificación de recursos económicos para la prevención y mitigación de daños por sismos, para lo cual se requiere de un análisis de riesgo sísmico el cual considera a los sismos como fenómenos naturales cuyos efectos pueden prevenirse y mitigarse con la aplicación de la ciencia y tecnología. Riesgo sísmico también es la probabilidad de una pérdida durante un periodo de tiempo.

Una definición general de riesgo sísmico es

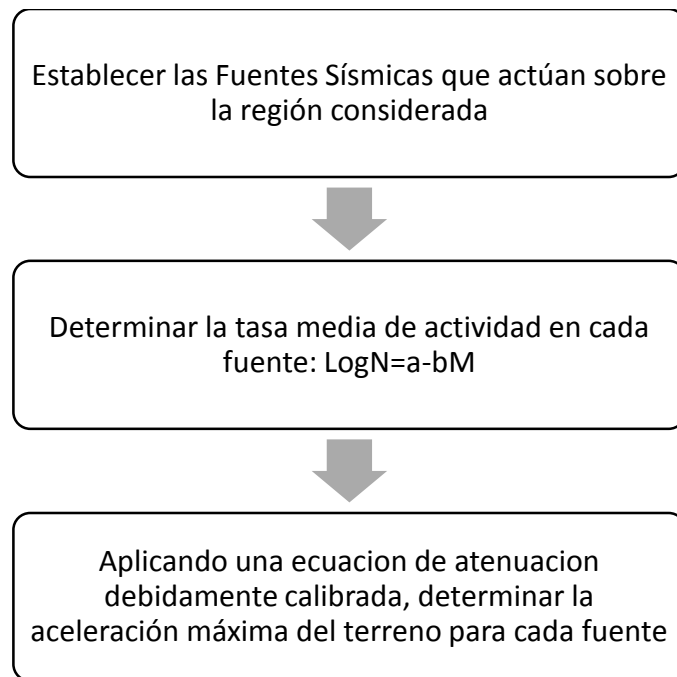
$\text{Riesgo Sísmico} = \text{Peligrosidad Sísmica} \times \text{Vulnerabilidad} \times \text{Costo}$

Este depende de dos factores el primero que ocurra el sismo en el lugar de la estructura y el segundo que este cause daños significativos, peligrosidad es la probabilidad de ocurrencia del sismo en un periodo determinado con una intensidad determinada, y este depende de la zona sísmica en la que se encuentre y la atenuación de las ondas sísmicas, sobre la cual no se tiene ningún control mientras que vulnerabilidad es la probabilidad de una pérdida cuando la estructura está sujeta a una intensidad determinada sobre la cual si se puede tener un control en la cual se busca que el diseño de la estructura sea sismo resistente.

En 1998 se presentó el mapa de aceleraciones sísmicas, siendo este un parámetro muy importante, para lograr la implementación de normas de construcción para edificios sismos resistentes.

Existen dos enfoques de la normativa: el método probabilístico con el cual se intenta establecer mediante términos probabilísticos la aceleración e intensidad de las estructuras para su diseño, cuya validez depende de la calidad y cantidad de información base, y el determinístico.

El proceso de la metodología para su evaluación es la siguiente:



Fuente: (Ingeniero Juan Carlos Garcés, 2014)

La ecuación $\log N = a - bM$ es la relación de recurrencia de los eventos de cierta magnitud M , basada en la historia. El valor de N corresponde al número de eventos de magnitud mayor que M por unidad de tiempo. Los factores a y b son constantes sísmicas características de cada región (debidamente calibradas). Para el efecto se grafican los eventos de magnitud M o mayor ocurridos durante un período de tiempo dado y se recurre

a un análisis de regresión lineal para determinar la función que mejor se ajusta. Finalmente se incorporan los efectos de todos los sismos de todas las fuentes sismo genéticas, en el entorno del sitio.

Según la ley binomial de probabilidad se tiene:

$$(1 - p)^n = 1 - P_n \quad 1.1$$

Donde:

P_n : Probabilidad de que el valor sea excedido en “n” años (%)

p : Probabilidad de que el valor sea excedido en un año

La probabilidad de excedencia en un año, p , está relacionada con el periodo de retorno por la expresión

$$PR = \frac{1}{p} \quad 1.2$$

Por tanto:

$$PR = \frac{1}{1 - (1 - P_n/100)^{1/n}} \quad 1.3$$

Los valores establecidos por las normas en función del tipo de desempeño requerido para una estructura son:

Probabilidad de Excedencia	Período de Retorno PR (Años)	Desempeño
50% - 50 Años	73	Operación
20% - 50 Años	225	Ocupación Inmediata
10% - 50 Años	475	Protección de Vidas
2% - 50 Años	2475	Prevención de Colapso

Tabla 1-2. Probabilidad en función del desempeño

Fuente: (Ingeniero Juan Carlos Garcés, 2014)

En el método determinístico se elige un evento discreto controlador, por ejemplo el sismo máximo probable ubicado en una de las fuentes sismo genéticas definidas en un estudio sismo tectónico. En función de las dimensiones de la falla, su ubicación y geometría y aplicando las ecuaciones de atenuación se calcula la aceleración en el sitio de emplazamiento. En ocasiones se define un segundo sismo de características más locales y de menor magnitud que el sismo máximo probable.

1.1.2.1. Zonas Sísmicas

1.1.2.1.1. Zonas Generadoras de Sismos

El Ecuador se ha dividido en varias zonas generadoras de sismos (sismogenéticas), según el sistema y mecanismo generador.

Zona A: Fallamiento superficial transcurrente y sistema de fallas inversas de la región interandina y del frente subandino oriental; sismos altamente destructores han ocurrido en esta región (Riobamba, Pelileo, Ibarra, Quito, Nororiente, etc.). En general es una zona con riesgo sísmico alto, predominantemente cortical.

Zona B: Relacionada con la fosa oceánica y el inicio de la subducción de la Placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, la que provoca importantes esfuerzos de cizalla, produciendo fallas transcurrentes dextrales y siniestrales. También se han generado fallas inversas. Se han registrado sismos altamente destructivos en esta zona (Esmeraldas, Bahía de Caráquez). Es una zona con registro sísmico alto con predominio de sismos superficiales.

Zona C: Registro sísmico de moderado a alto, con sismos de carácter superficial o cortical y de subducción. La sismicidad en esta zona se origina en las fallas transcurrentes y dextrales, así como en la subducción.

Zona D: Los sismos en esta zona registran profundidades preferentes mayores a los 70Km. Registro sísmico moderado, fallamiento inverso del Piedemonte Andino Oriental y la subducción.

Zona E: Zona con registro sísmico moderado. La sismicidad de esta zona se origina en el fallamiento dextral-normal de la región austral y en la subducción.

Zona F: Registro sísmico muy alto y que agrupa los nidos sísmicos del Puyo, Tumbes y Galápagos. Fuente importante de sismicidad en los dos primeros nidos. En Puyo no está bien definido el sistema generador, en Tumbes se asocia a la convergencia entre las placas de Nazca y Sudamérica, mientras que en Galápagos está asociado al volcanismo de la zona.

Zona G: Zona con registro sísmico muy bajo, asociado potencialmente con la subducción.

(Dirección Nacional de Defensa Civil)

1.1.2.1.2. Mapa de Zonificación Sísmica para el Diseño

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

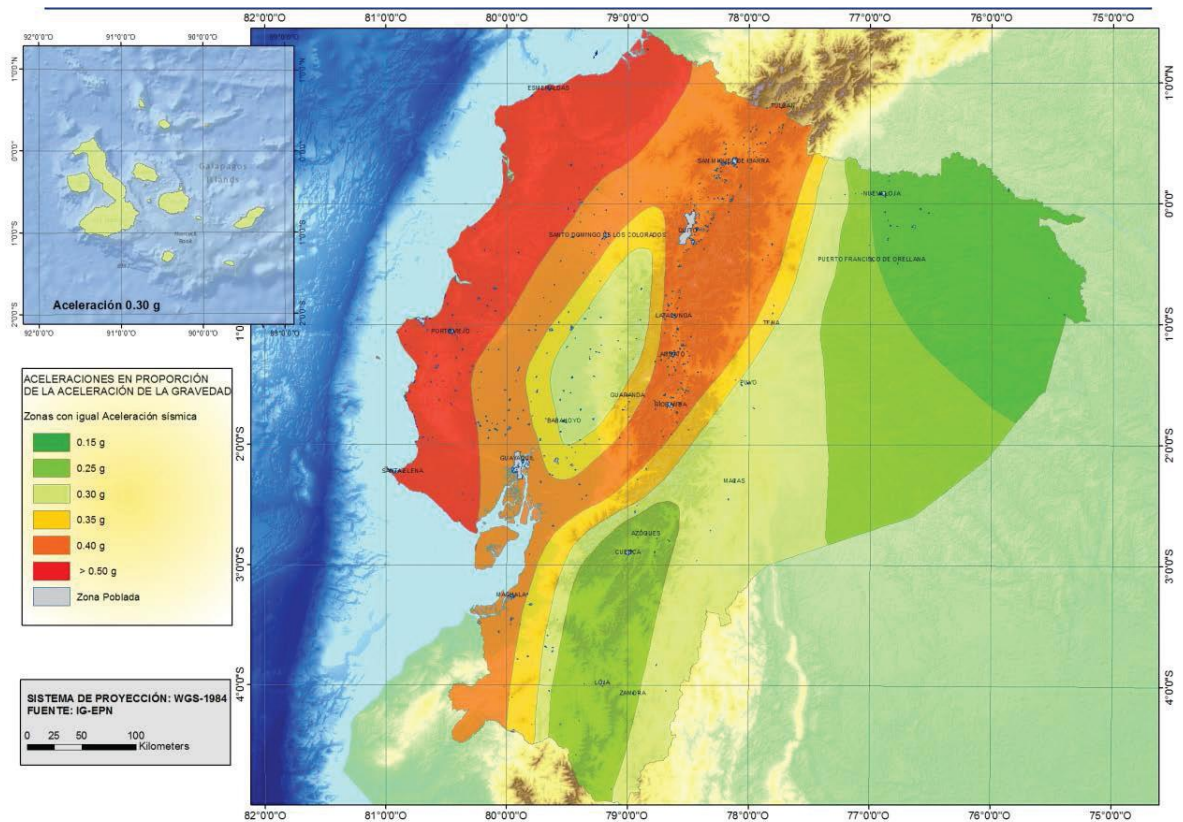


Imagen 1-8. Ecuador, zona sísmica para propósito de diseño

Fuente: (NEC-SE-DC: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, 2014)

1.1.2.1.3. Factor de Zona Z

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 1-3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente: (NEC-SE-DC: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, 2014)

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia.
- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

2. DISEÑO SISMO RESISTENTE

2.1. Introducción al Diseño Sismo Resistente

El diseño sismo resistente de estructuras ha tomado principal importancia en los últimos años, que desgraciadamente se ha basado en experiencias sísmicas mundiales, las cuales han arrojado alarmantes y reales cifras de lo que una catástrofe de este tipo significa para la vida humana, sin contar con los problemas sociales y económicos que estas traen consigo.

Desde el punto de vista de las estructuras, la inercia de la misma tiende a mantener la estructura en su posición inicial a medida que el terreno se mueve, por lo que se tiene una imposición de desplazamientos y fuerzas. Desde el cual parte el propósito del diseño el cual es dimensionar las estructuras de manera que puedan resistir tales imposiciones.

La fuerza del sismo tiene una componente vertical y una horizontal, para el diseño sísmico se hace énfasis en la componente horizontal ya que esta es mucho mayor, son las destructivas y a que las estructuras son más resistentes ante las cargas verticales en comparación a la respuesta ante cargas horizontales.

La intensidad del movimiento telúrico se describe en término de la aceleración del mismo como una fracción de la aceleración de la gravedad, siendo este parámetro importante para el diseño estructural también se necesita la característica de la frecuencia y la duración del terremoto, ya que mientras más cerca este la frecuencia del mismo con la frecuencia natural de la estructura, y mientras la duración del terremoto sea mayor, mayor será el daño estructural.

El diseño de las estructuras se lo hace considerando un comportamiento elástico, lo que implica que al estar sometidas a un sismo de considerable magnitud, estas sufrirán grandes desplazamientos. El diseño se realiza con una fracción de las fuerzas asociadas a estos desplazamientos debido a que las estructuras se comportan satisfactoriamente en diseños en los cuales las fuerzas son pequeñas teniendo una gran disipación de energía a medida

que el material fluye y se comporta inelásticamente. Este comportamiento produce desplazamientos mayores proporcionando daños no estructurales considerables y una gran demanda de ductilidad, o dichos desplazamientos pueden llegar a afectar la resistencia de la estructura ocasionando problemas de estabilidad.

Por lo que el diseño sísmico de las estructura y sus elementos debe contemplar en los requerimientos, detallamientos y construcción dichas posibilidades; “Proporcionar una rigidez y una resistencia adecuadas para limitar la respuesta de las estructuras al rango elástico o proporcionar estructuras de menor resistencia, a costos iniciales presumiblemente menores, que tengan la capacidad de soportar deformaciones inelásticas grandes manteniendo su capacidad de soportar carga.” (Nilson, 1999), debe contemplarse también las combinaciones de carga que no contengan carga sísmica ya que por lo general indican demandas mayores que las combinaciones que incluyen carga sísmica.

Los requisitos mínimos que debe cumplir una estructura de ocupación normal son

- “Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, provocando salvaguardar la vida de sus ocupantes.” NEC

En el caso de las estructuras de ocupación especial y estructuras esenciales su función principal es que después del sismo de diseño estas sigan operativas, para lo cual se eleva el nivel de protección de las estructuras.

2.2. Conceptos Básicos del Diseño Sismo Resistente

2.2.1. El Espectro De Diseño

“El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura.” NEC-SE-DS. Este espectro de respuesta corresponde a una representación de las máximas respuesta de un sistema de grado de libertad sujeto a una fuerza dada. Para representar una acción sísmica esta fuerza correspondiente a la aceleración se la aplicará en la base del sistema.

Para la representación de los efectos dinámicos producidos por un sismo en el diseño, el espectro es de tipo elástico para una fracción del amortiguamiento respecto del crítico.

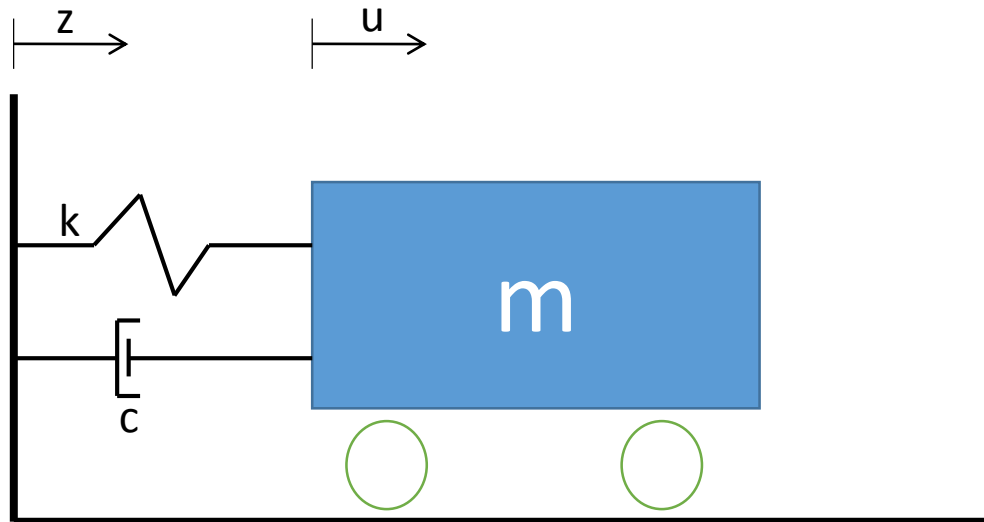


Imagen 2-1.- Sistema de un grado de libertad sujeto al movimiento en el apoyo

Fuente: (Ing. Juan Carlos Garces, 2014)

$$m\ddot{u} + c(\dot{u} - \dot{z}) + k(u - z) = 0$$

2.1

$$x = u - z \quad 2.2$$

$$\dot{x} = \dot{u} - \dot{z} \quad 2.3$$

$$\ddot{x} = \ddot{u} - \ddot{z} \quad 2.4$$

$$m(\ddot{x} + \ddot{z}) + c(\dot{x}) + k(x) = 0 \quad 2.5$$

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{z} \quad 2.6$$

Donde:

\ddot{z} = aceleración del soporte

x = el desplazamiento relativo de la masa.

Deduciendo que:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \text{ (rad/seg)} \quad 2.7$$

Donde:

ω = frecuencia angular natural del sistema.

$$\omega T = 2\pi \quad 2.8$$

Donde:

T = período fundamental de vibración del sistema.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \text{ (seg)} \quad 2.9$$

La frecuencia natural de vibración del sistema es:

$$f = \frac{1}{T} \text{ (Hz o ciclos por segundo)} \quad 2.10$$

En el sistema de un grado de libertad amortiguado, además de estas relaciones se obtienen otras relaciones como:

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad 2.11$$

$$c_{cr} = 2\sqrt{km} \quad 2.12$$

Donde

ξ = relación de amortiguamiento

c_{cr} = amortiguamiento crítico.

La ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad sujeto a la aceleración en su base puede ser resuelta aplicando la integral de Duhamel:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{z}(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega(t-\tau) d\tau \quad 2.13$$

En el cual la aceleración en la base del sistema se basa en el registro de una acelerograma.

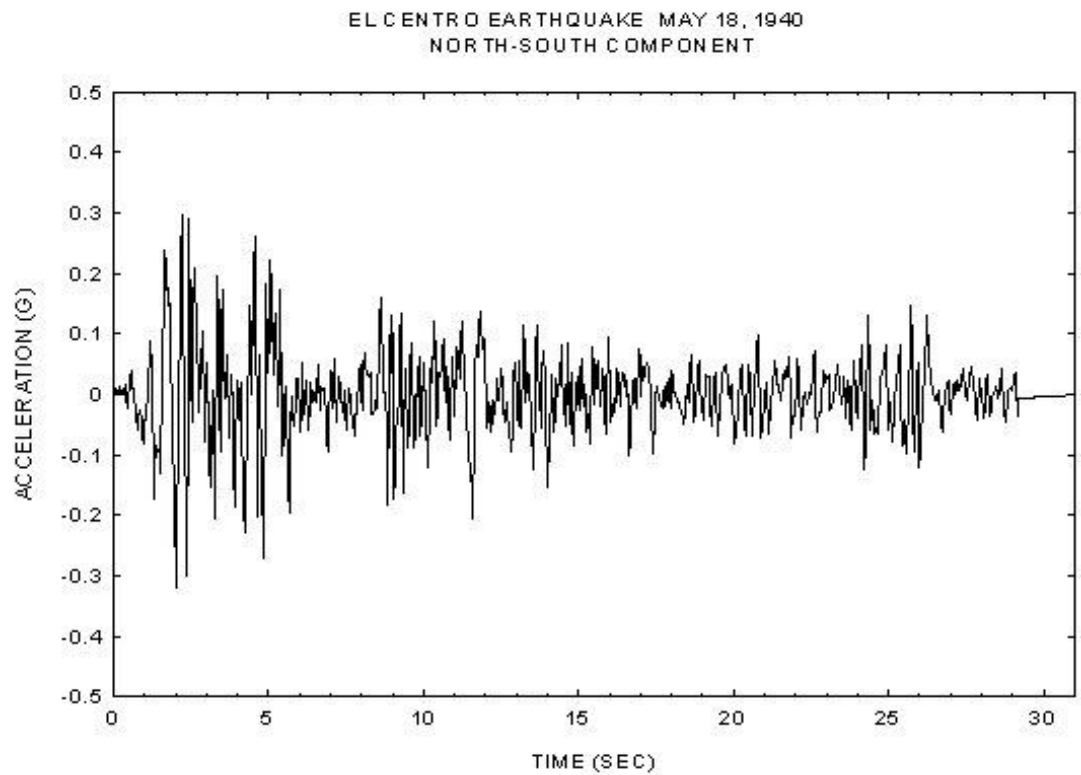


Imagen 2-2.-Acelerograma

Fuente: (Ing. Juan Carlos Garces, 2014)

Para evaluar la respuesta máxima de desplazamiento, velocidad y aceleración se varía el periodo manteniendo fija la masa y variando la rigidez del soporte.

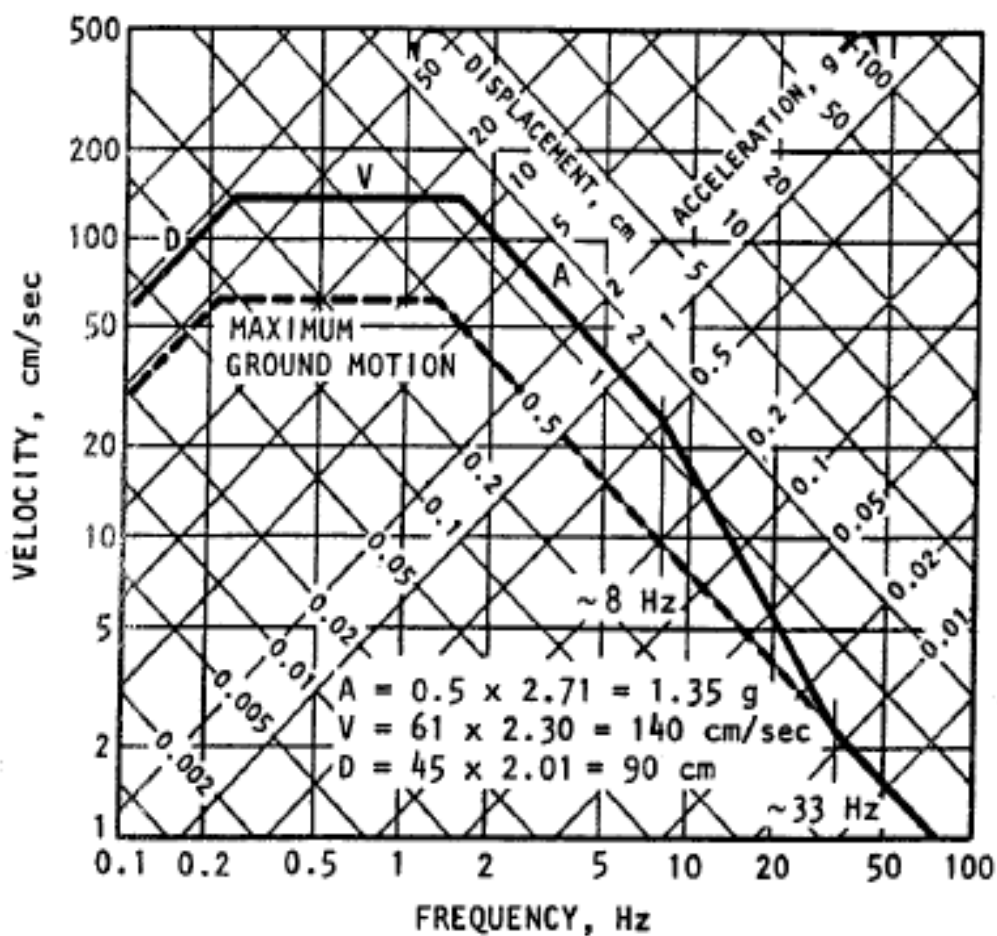


Imagen 2-3.-Espectro tipo Newmark & Hall

Fuente: (Ing. Juan Carlos Garces, 2014)

Cuando $f = 1\text{Hz}$ $T = 1.0\text{seg}$

Cuando $f = 5\text{Hz}$ $T = 0.2\text{seg}$

El diseño se basa en la distribución de las fuerzas internas calculadas en base a un análisis lineal estático a la respuesta espectral, usando un espectro simplificado del establecido para el movimiento del terreno en consideración ya que se trabaja con periodos y aceleraciones, (tomando en cuenta efectos de velocidad y desplazamiento)

“Lo que significa que la estructura deberá responder inelásticamente y ser capaz de mantenerse estable (NO COLAPSO).” (Ing. Juan Carlos Garces, 2014)

Mediante este espectro la fuerza que nos permite la norma para el diseño es:

$$F = \frac{m \cdot a}{R} \quad 2.14$$

Donde:

R = Coeficiente de Modificación de Respuesta

$$R = R\mu \Omega_0 R_r \quad 2.15$$

Donde:

$R\mu$ = Ductilidad a desplazamiento

Ω_0 = Sobrerresistencia Estructural

R_r = Redundancia

C_d = Factor corrector para deformaciones

2.2.2. Ductilidad

Es la capacidad de un elemento estructural para deformarse más allá del rango elástico, en forma progresiva ante cargas laterales estáticas, cíclicas o acción sísmica sin presentar disminución de su resistencia y rigidez. El cual provee una capacidad inelástica lo que implica la fluencia del mismo. Lo contrario a esto es la fragilidad

Para tener un concepto claro de ductilidad de un material se tiene el grafico de esfuerzo vs deformación.

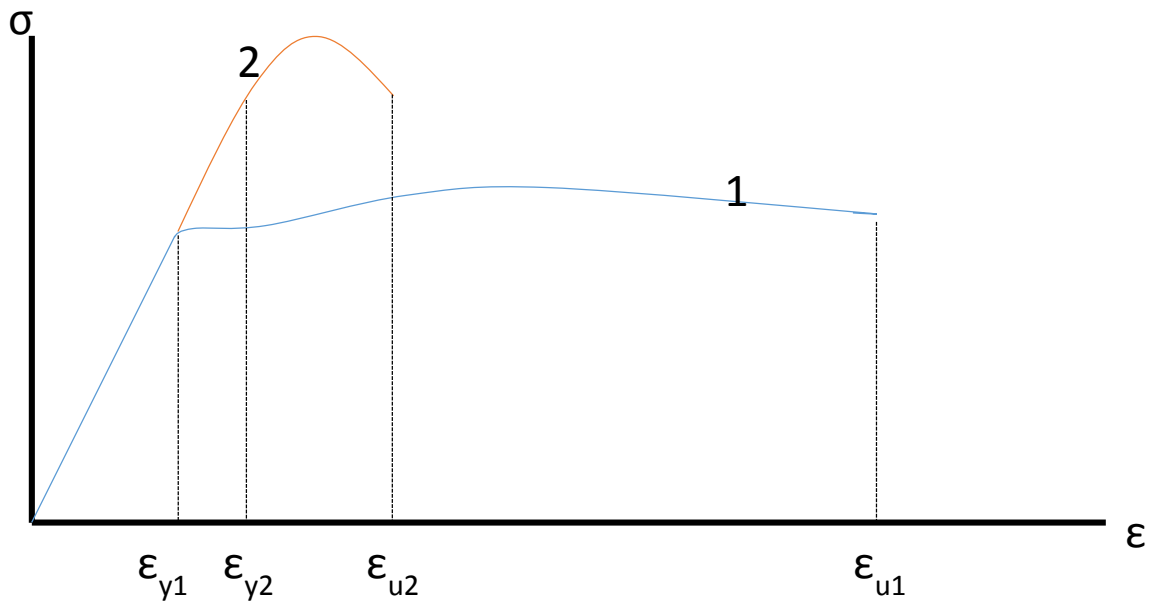


Imagen 2-4.- Diagrama Esfuerzo Vs. Deformación

Fuente: (Ing. Juan Carlos Garces, 2014)

En este gráfico se muestran dos materiales (1) y (2), los cuales exhiben comportamientos diferentes, el primero (1) puede mantener un mismo nivel de carga sin llegar a fallar, deformándose progresivamente, por lo tanto mostrando un comportamiento dúctil. El segundo (2) no soporta mucho más carga luego de alcanzar la fluencia, fallando con poca deformación adicional, por lo tanto su comportamiento es frágil.

La ductilidad del material está dada por:

$$\mu = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad 2.16$$

En el caso de elementos estructurales, su ductilidad se determina de su diagrama carga – deformación:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad 2.17$$

Donde:

Δ_u = deformaciones última

Δ_y = deformación de fluencia

En los elementos a flexión es común determinar la ductilidad en función de las relaciones momento – curvatura:

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad 2.18$$

Donde:

ϕ_u = curvaturas últimas

ϕ_y = las curvaturas de fluencia en la sección considerada.

2.2.3. Coeficiente De Modificación De Respuesta “R”

Para alcanzar un nivel aceptable en el desempeño de una estructura y poder realizar un análisis estático con fuerzas reducidas se recomienda que se detalle con niveles de ductilidad, sean regulares, tengan continuidad y redundancia, para esto se tiene un método de reducción de la fuerzas sísmicas de diseño, mediante un coeficiente de modificación de respuesta, “R”; controlando que la estructura no se deforme más allá del punto significativo de fluencia el cual es cuando se produce la plastificación completa de la región crítica de la estructura (Formación de la primera rotula plástica), amplificando los desplazamientos mediante un factor “Cd” que ajusta las deformaciones con las realmente esperadas.

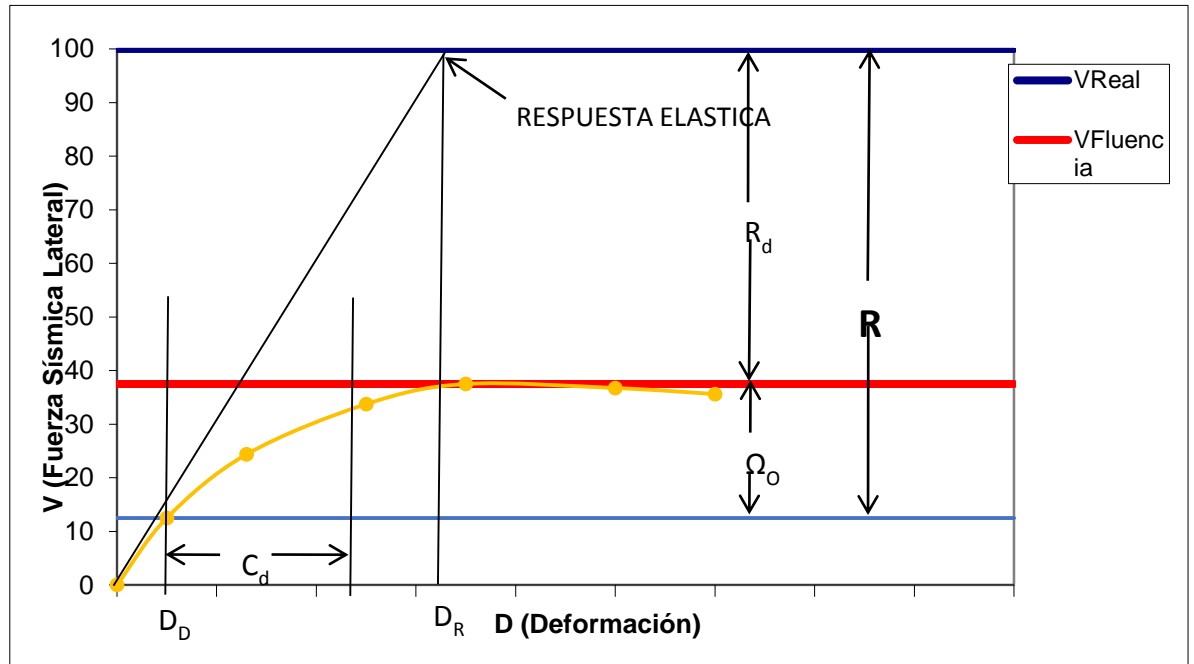


Imagen 2-5.- Diagrama Fuerzas Vs. Deformación

Fuente: (Ing. Juan Carlos Garces, 2014)

$$R = \frac{V_{real}}{V_{diseño}} \quad 2.19$$

La estructura tiene que responder dentro del rango inelástico cuando esté sometida a las fuerzas del sismo de diseño.

“La capacidad de sobrerresistencia (Ω_o) que se obtiene en la respuesta inelástica aporta una reserva de energía que es necesaria para que la estructura resista los movimientos extremos que provocan las fuerzas sísmicas reales.” (Ing. Juan Carlos Garces, 2014)

Esta es producto del desarrollo progresivo de las rotulas plásticas en una estructura redundante y diseñada adecuadamente. Existen varias razones para la generación de la

sobrerresistencia, las cuales son por la sobrerresistencia propia del material, por ejemplo cuando los esfuerzos resistentes a compresión en el hormigón son mayores a los especificados; la aplicación de factores de reducción de resistencia ϕ ; normalmente se trabaja con secciones que están trabajando debajo del límite requerido por el análisis y el diseño de muchos sistemas estructurales, tales como pórticos a momento, normalmente están controlados por deformación y no por resistencia.

Este factor depende de algunas variables como son:

- tipo de estructura,
- tipo de suelo,
- período de vibración considerado
- factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite

(Ing. Juan Carlos Garces, 2014)

2.3. Estudio de la Normativa para Diseño Sismo Resistente

2.3.1. Norma Ecuatoriana de la construcción

2.3.1.1. Periodos de vibración T :

“El tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación. El periodo de vibración fundamental es el mayor periodo de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.”

(NEC-SE-DC: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, 2014, pág. 11)

“El período de vibración aproximativo de la estructura T , para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación.

El valor de T obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

2.3.1.1.1. Método 1

Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad 2.20$$

En donde:

h_n = altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio

Tipo de Estructuras	C_t	α
Estructuras de Acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.80
Con arriostramiento	0.073	0.75
Pórticos Especiales de Hormigón Armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 2-1.- Parámetros C_t y α para la determinación del periodo

Alternativamente, para estructuras con muros estructurales de hormigón armado o mampostería estructural, (con $\alpha = 1.0$).

$$C_t = \frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}; C_w = \frac{100}{A_B} \cdot \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right] \quad 2.21$$

Donde:

A_B = área de la edificación en su base, en metros cuadrados.

n_w = número de muros de la edificación diseñados para resistir las fuerzas sísmicas en la dirección de estudio.

h_{wi} = altura del muro i medida desde la base, en metros.

A_{wi} = área mínima de cortante de la sección de un muro estructural i , medida en un plano horizontal, en el primer nivel de estructura y en la dirección de estudio, en metros cuadrados.

l_{wi} = longitud medida horizontalmente, en metros, de un muro estructural i en el primer nivel de la estructura y en la dirección de estudio.

2.3.1.1.2. Método 2

El periodo fundamental T puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, en un análisis apropiado y adecuadamente sustentado. Este requisito puede ser cumplido mediante la utilización de la siguiente expresión, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad 2.22$$

Donde:

f_i = representa cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i , de acuerdo con los principios descritos en el presente capítulo, o cualquier otra distribución racional.

δ_i = deflexión elástica del piso i , calculada utilizando las fuerzas laterales f_i .

w_i = Peso asignado al piso o nivel i , de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: w /cargas: W

Sin embargo, el valor de T calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el método 1.

2.3.1.1.3. Interacciones

Una vez dimensionada la estructura, los periodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser re-evaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en iteraciones consecutivas, la variación de periodos sea menor o igual a 10%.”

(NEC-SE-DC: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, 2014, págs. 61-63)

2.3.1.2. Rigidez

Inercia de las secciones agrietadas

“Para el caso de estructuras de hormigón armado y de mampostería, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de similar forma a la descrita para el procedimiento de cálculo estático de fuerzas sísmicas.

2.3.1.2.1. Estructuras de hormigón armado

En este cálculo, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera:

- $0.5 I_g$ para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)
- $0.8 I_g$ para columnas
- $0.6 I_g$ para muros estructurales:
 - Para estructuras sin subsuelos, se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación
 - Para estructuras con subsuelos, se aplicarán en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo
 - En ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro
 - Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.

I_g = Valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento.

Los requisitos anteriores reconocen el hecho de que las secciones de los elementos se encuentran agrietadas desde el instante mismo de su construcción y, más aún cuando se presenten las fuerzas del sismo de diseño:

- En el caso de las vigas, el valor de la inercia de la sección transversal total debe considerar la contribución de la losa de piso a la rigidez de la misma, siempre que la losa se encuentre monolíticamente unida a la viga.
- En el caso de losas armadas unidireccionalmente, la participación de la losa se deberá considerar únicamente en la dirección de la armadura principal.
- En el caso de los muros estructurales, los valores de inercia agrietada se aplican únicamente en los pisos en los cuales se esperarían que se formen una rotula plástica por efectos de cargas sísmicas severas.

2.3.1.2.2. Estructuras de mampostería

EL valor de la inercia agrietada será de:

- $0.5 I_g$ para muros con relación altura total/longitud > 3

- Para muros con relación altura/longitud menores a 1.5, no se necesita utilizar valores de inercia agrietada
- Para muros con relación altura/longitud entre 1.5 y 3, puede obtenerse el factor multiplicativo de I_g por interpolación, entre 1 y 0.5.”

(NEC-SE-DC: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente, 2014, págs. 54-55)

2.3.2. Norma Mexicana

2.3.2.1. Periodo de vibración.

“El periodo fundamental de vibración T, se tomara igual a:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i}} \quad 2.23$$

Donde:

W_i = Peso de la i-ésima masa

X_i = Desplazamiento del nivel i, relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza

g = Aceleración de la gravedad

F_i = Fuerzas cortantes

Las sumatorias se llevan a todos los niveles.

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} ; \frac{c}{Q'} \geq a_0 \quad 2.24$$

Donde:

h_i = Altura de la i-ésima masa sobre el desplante.

c = Coeficiente sísmico

Q' = Factor de reducción"

(Instituto Nacional de Infraestructura Física y Educativa, 2011, pág. 15)

2.3.2.1.1. *Factor de reducción Q'*

$$Q' = Q ; \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a \quad 2.25$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a} (Q - 1); \text{ si } T < T_a \quad 2.26$$

"T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal

Q = Factor de comportamiento sísmico.

Ta = Periodo característico del espectro de diseño.

Las ordenadas espectrales especificadas tienen en cuenta los efectos de amortiguamiento, por lo que, el factor reductivo Q', no deben sufrir reducciones adicionales.

2.3.2.1.2. *Factor de comportamiento sísmico Q*

Para las construcciones con estructuraciones clasificadas como del tipo 1 (estructuras de edificios) se aplicarán los factores de comportamiento sísmico Q, que correspondan, según se cumplan con los requisitos señalados en la Tabla 2.2.

En todos los casos se empleará para toda la estructura y en la dirección que se analiza el valor mínimo de Q que corresponda a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor de comportamiento sísmico Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según las propiedades de esta en cada dirección.

Para cualquier estructura perteneciente a una construcción escolar, proyectada o analizada con factores de comportamiento sísmico Q con valores superiores a 2.0, según se cumplan

los requisitos establecidos para los casos 1 o 2 de la Tabla 2.2; la Entidad Federal responsable de la Infraestructura Física Educativa, verificará el riguroso cumplimiento de tales requisitos, así como las especificaciones de: diseño y cálculo de la estructura, de la calidad de los materiales estructurales, de los detalles constructivos que cumplan los requisitos de marcos dúctiles (formación de articulaciones plásticas en las vigas con capacidad de rotación suficiente para acomodar las demandas inelásticas de la estructura), así como la de una estricta supervisión de obra que vigile la correcta ejecución de la misma según lo proyectado y especificado en planos.

Para cada una de las limitantes anteriores se emitirá a la Entidad Federal un documento de responsabilidad, en donde se especifique de manera explícita el compromiso de la edificación durante su vida útil.

Para las construcciones con estructuraciones clasificadas como del tipo 2 (péndulos invertidos y apéndices) se aplicarán los factores de comportamiento sísmico Q de la Tabla 2.2, dependiendo de la forma en que se estructura el sistema resistente del péndulo invertido o apéndice.

Para las construcciones con estructuraciones clasificadas como del tipo 3 (muros de retención) no se requiere el factor de comportamiento sísmico Q .

Para las construcciones con estructuraciones clasificadas como del tipo 5 (tanques, depósitos y similares) tratándose de tanques elevados se aplicarán los factores de comportamiento sísmico Q de la Tabla 2.2, dependiendo la forma en que se encuentre estructurada la plataforma de soporte. Para los depósitos apoyados directamente sobre el terreno se usará un valor de $Q = 1.5$ para el caso de recipientes de concreto reforzado, o bien de $Q = 2.0$ cuando se trate de recipientes de acero.”

Caso	Requisitos para construcciones con estructuración tipo 1 (Edificios)	Factor de comportamiento sísmico
1	<p>La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto reforzado o de acero, o por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado en los que encada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante.</p>	Q = 4.0
	<p>Si hay muros ligados adecuadamente en todo su perímetro a los marcos estructurales o a castillos y dalas ligados a los marcos, se tomarán en cuenta en el análisis de la estructura, pero su capacidad ante fuerzas laterales solo se tomará en cuenta si estos muros son de piezas macizas y los marcos sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado son capaces de resistir el menos el 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.</p>	
	<p>El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de dicho requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la</p>	

	<p>resistencia, en particular los muros ligados a la estructura en la forma que se especifica en el requisito (b).</p>	
	<p>Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos correspondientes a marcos dúctiles.</p>	
	<p>Los marcos rígidos de acero cumplen con los requisitos correspondientes a marcos dúctiles.</p>	
2	<p>Deben satisfacer las condiciones (b), (d), (e) pero en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones (a) o (c) especificadas para el caso 1, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de éste material, por combinaciones de éstos y marcos. Las estructuras con losas planas deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan estas normas para estructuras de concreto.</p>	<p>Q = 3.0</p>
3	<p>La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad baja o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado, que no cumplan con los requisitos de marco dúctil, por muros de concreto reforzado, placas de acero y compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso con lo especificado por los casos 1 y 2 de esta tabla, o por muros de mampostería de piezas macizas</p>	<p>Q = 2.0</p>

	confinados por castillos, dalas, columnas o traves de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de estas normas para estructuras de mampostería. Cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado.	
4	La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior que satisfacen los requisitos de estas normas para estructuras de mampostería, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos 2 y 3, o por marcos y armaduras de madera.	Q = 1.5
5	Estructuras de cualquier tipo cuya resistencia a fuerzas laterales sea suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica.	Q =1.0

Tabla 2-2.- Valores del Factor de Comportamiento Sísmico según Tipo de Edificio y Caso

(Instituto Nacional de Infraestructura Física y Educativa, 2011, págs. 11-12)

2.3.2.1.3. *Periodo característico del espectro de diseño.*

Zona* Sísmica	Tipo de Suelo	a₀	c	T_a¹	T_b¹	r
A	I	0.03	0.12	0.20	0.60	½
	II	0.06	0.24	0.30	1.50	2/3
	III	0.08	0.30	0.60	2.90	1
B	I	0.06	0.21	0.20	0.60	½
	II	0.12	0.45	0.30	1.50	2/3
	III	0.15	0.54	0.60	2.90	1
C	I	0.54	0.54	0.00	0.60	½
	II	0.96	0.96	0.00	1.40	2/3
	III	0.96	0.96	0.00	1.90	1
D	I	0.75	0.75	0.00	0.60	½
	II	1.29	1.29	0.00	1.20	2/3
	III	1.29	1.29	0.00	1.70	1

*Tabla 2-3.- Valores de a₀, c, T_a, T_b y r, para estructuras del grupo A** para distintas zonas sísmicas*

¹ Periodos en segundos

(**) Los espectros de diseño especificados en la tabla, son aplicables a estructuras del grupo A, ya toman en cuenta el diseño de la construcción.”

(Instituto Nacional de Infraestructura Física y Educativa, 2011, pág. 10)

2.3.2.2. Rigidez efectiva

“Cuando se apliquen métodos de análisis estático, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de vigas y muros agrietados se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5I_g$), y si las rigideces de columnas y muros no agrietados se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto.

En estructuras continuas se admite redistribuir los momentos flexionantes obtenidos del análisis elástico, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos pero sin que en ningún momento se reduzca, en valor absoluto, más del 20% en vigas y losas apoyadas en vigas o muros, ni que se reduzca más del 10% en columnas.”

(Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa, 2014, pág. 14)

“Las deflexiones que ocurran inmediatamente al aplicar la carga se calcularán con los métodos o formulas usuales para determinar deflexiones elásticas. A menos que se utilice un análisis más racional o que se disponga de datos experimentales, las deflexiones de elementos de concreto de peso normal se calcularán con un módulo de elasticidad congruente con la norma y con el momento de inercia efectiva, I_e , calculado con la ecuación siguiente, pero no mayor que I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{ag}}{M_{m\acute{a}x}}\right)^3\right] I_{ag} \quad 2.27$$

Donde

$$M_{ag} = \frac{\bar{f}_f I_g}{h_2} \quad 2.28$$

$M_{m\acute{a}x}$ = momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexi3n; y

h_2 = distancia entre el eje neutro y la fibra más esforzada a tensi3n.

En forma opcional, y como simplificaci3n de la estimaci3n anterior, se puede emplear el momento de inercia de la secci3n transformada agrietada (I_{ag}) en vez del momento de inercia efectivo.

En claros continuos, el momento de inercia que se utilice será un valor promedio calculado con la formula siguiente:

$$I = \frac{I_1 I_2 2I_3}{4} \quad 2.29$$

Donde I_1 e I_2 son los momentos de inercia de las secciones extremas del claro, e I_3 el de la secci3n central. Si el claro s3lo es continuo en un extremo, el momento de inercia correspondiente al extremo discontinuo se supondr igual a cero, y en la expresi3n anterior el denominador será 3.”

(Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa, 2014, pág. 40)

2.3.3. Norma Colombiana

2.3.3.1. Período fundamental de la edificación

2.3.3.1.1. Espectro De Diseño

“Espectro de aceleraciones: La forma del espectro elástico de aceleraciones, S_a expresada como fracción de la gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la Imagen 2.6 y se define por medio de la ecuación 2.30, con las limitaciones dadas en 1 a 3.

$$S_a = \frac{1.2A_v F_v I}{T} \quad 2.30$$

1.- Para períodos de vibración menores de T_C , calculado de acuerdo con la ecuación 2.31, el valor de S_a puede limitarse al obtenido de la ecuación 2.32.

$$T_C = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad 2.31$$

$$S_a = 2.5A_a F_a I \quad 2.32$$

2.- Para períodos de vibración mayores que T_L , calculado de acuerdo con la ecuación 2.33, el valor de S_a no puede ser menor que el dado por la ecuación 2.34.

$$T_L = 2.4F_v \quad 2.33$$

$$S_a = \frac{1.2 A_v F_v T_L I}{T^2} \quad 2.34$$

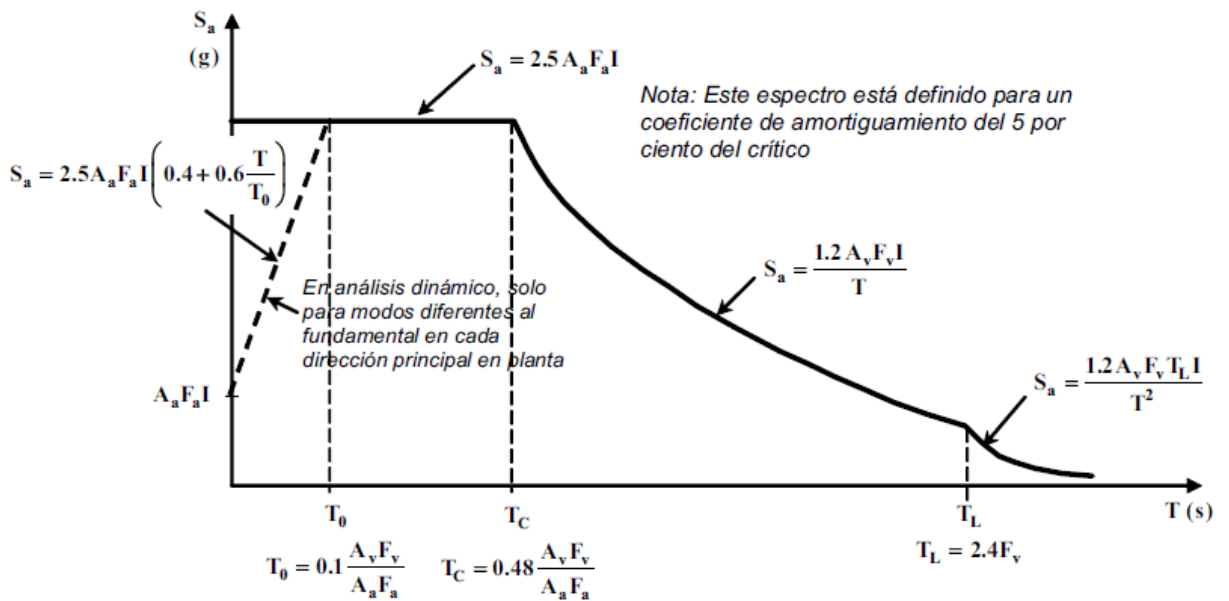


Imagen 2-6.- Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

3.- Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en la presente norma, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación 2.35, el espectro de diseño puede obtenerse de la ecuación 2.36.

$$T_0 = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad 2.35$$

$$S_a = 2.5 A_a F_a I \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad 2.36$$

Espectro de velocidades: La forma del espectro elástico de velocidades en m/s, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la Imagen 2.7 y se define por medio de la ecuación 2.37, con las limitaciones dadas en 1 a 3.

$$S_v = 1.87 A_v F_v I \quad (m/s) \quad 2.37$$

1.- Para períodos de vibración menores de T_C , calculado de acuerdo con la ecuación 2.31, el valor de S_v , en m/s, puede limitarse al obtenido de la ecuación 2.38.

$$S_v = 3.9 A_a F_a T I \quad (m/s) \quad 2.38$$

2.- Para períodos de vibración mayores que T_L , calculados de acuerdo con la ecuación 2.33, el valor de S_v , en m/s, no puede ser menor que el dado por la ecuación 2.39.

$$S_v = \frac{1.87 A_v F_v I T_L}{T} \quad (m/s) \quad 2.39$$

3.- Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en la presente norma, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación 2.35, el espectro de velocidades de diseño, en m/s, puede obtenerse de la ecuación 2.40.

$$S_v = 3.9 A_a F_a I T \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (m/s) \quad 2.40$$

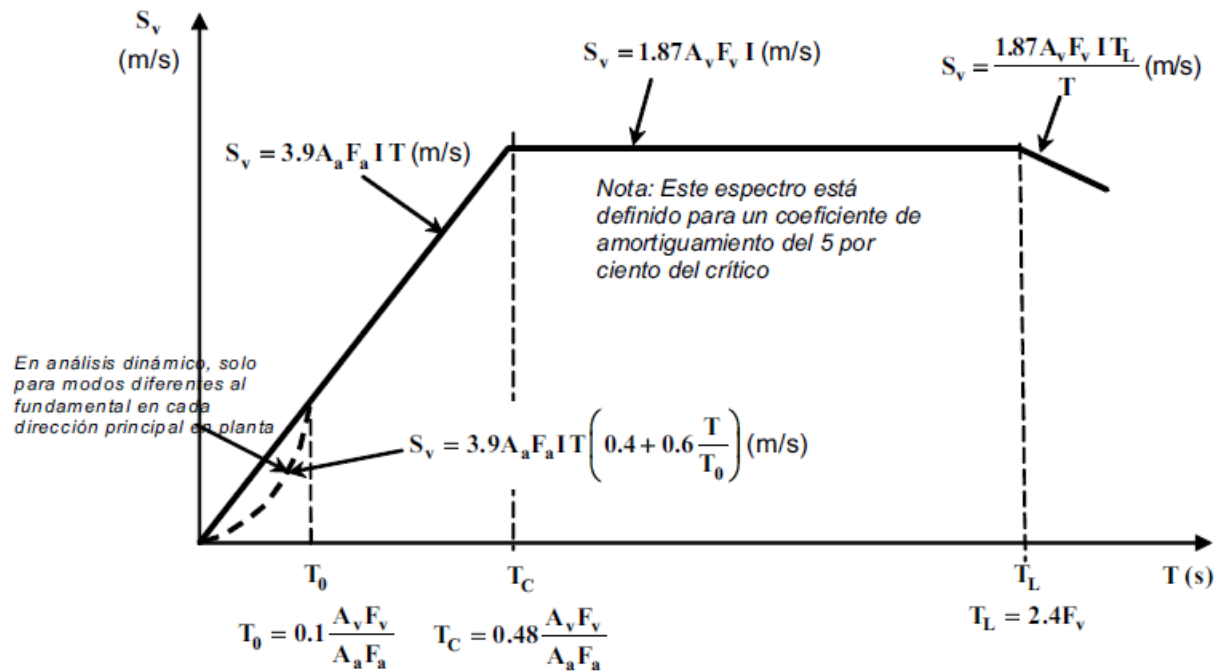


Imagen 2-7.- Espectro Elástico de Velocidades (m/s) de Diseño

Espectro de desplazamientos: La forma del espectro elástico de desplazamientos en m, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la Imagen 2.8 y se define por medio de la ecuación 2.41, con las limitaciones dadas en 1 a 3.

$$S_d = 0.3 A_v F_v I T \text{ (m)} \quad 2.41$$

1.- Para períodos de vibración menores de T_c , calculado de acuerdo con la ecuación 2.31, el valor de S_d , en m, puede limitarse al obtenido de la ecuación 2.42.

$$S_d = 0.62 A_a F_a I T^2 \text{ (m)} \quad 2.42$$

2.- Para períodos de vibración mayores que T_L , calculado de acuerdo con la ecuación 2.33, el valor de S_d , en m, no puede ser menor que el dado por la ecuación 2.43.

$$S_d = 0.3 A_v F_v I T_L \text{ (m)} \quad 2.43$$

3.-Cuando se utilice el análisis dinámico, tal como se define en la presente norma, para períodos de vibración diferentes del fundamental, en la dirección en estudio, menores de T_0 calculado de acuerdo con la ecuación 2.35, el espectro de desplazamientos de diseño, en m, puede obtenerse de la ecuación 2.44.”

$$S_d = 0.62 A_a F_a I T^2 \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \text{ (m)} \quad 2.44$$

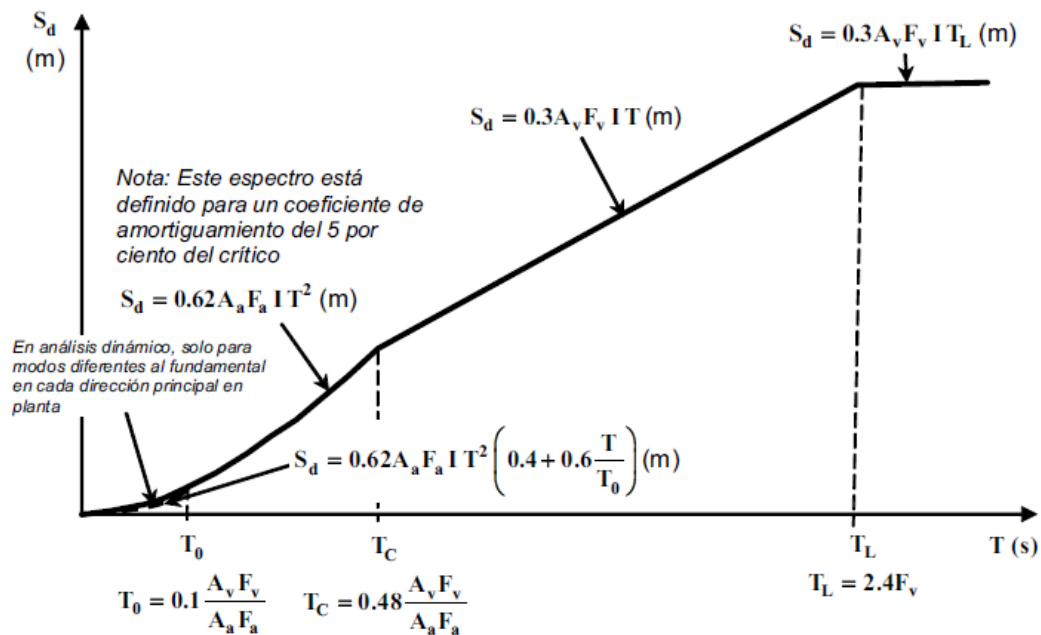


Imagen 2-8.-Espectro Elástico de Desplazamientos (m) de Diseño

(Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010, págs. A-26; A-29)

2.3.3.1.2. Periodo Fundamental de la Edificación

“El valor del período fundamental de la edificación, T , debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático

linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}} \quad 2.45$$

Los valores de f_i representan unas fuerzas horizontales distribuidas aproximadamente de acuerdo con las ecuaciones 2.51 y 2.52, o utilizando cualquier otra distribución racional que se aproxime a la del modo fundamental de la estructura en la dirección en estudio. Las deflexiones horizontales, δ_i , deben calcularse utilizando las fuerzas horizontales f_i .

El valor de T no puede exceder $C_u T_a$, donde C_u se calcula por medio de la ecuación 2.46 y T_a se calcula de acuerdo con 2.47.

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_v F_v \quad 2.46$$

Alternativamente el valor de T puede ser igual al período fundamental aproximado, T_a , que se obtenga por medio de la ecuación 2.47.

$$T_a = C_t h^\alpha \quad 2.47$$

Donde C_t y α tienen los valores dados en la Tabla 2.4.

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitadas o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería.	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación 2.48	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Tabla 2-4.-Valor de los parámetros C_t y α para el cálculo del período aproximado T_a

$$C_w = \frac{100}{A_B} \cdot \sum_{i=1}^{n_w} \left[\left(\frac{h_n}{h_{wi}} \right)^2 \frac{A_{wi}}{1 + 0.83 \left(\frac{h_{wi}}{l_{wi}} \right)^2} \right] \quad 2.48$$

Alternativamente, para edificaciones de 12 pisos o menos con alturas de piso, h_p , no mayores de 3 m cuyo sistema estructural de resistencia sísmica está compuesto por pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado o acero estructural, el período de vibración aproximado, T_a , en s, puede determinarse por medio de la ecuación 2.49.

$$T_a = 0.1N \quad 2.49$$

El valor de T obtenido al utilizar las ecuaciones 2.45, 2.47 o 2.49 es un estimativo inicial razonable del período estructural para predecir las fuerzas a aplicar sobre la estructura con el fin de dimensionar su sistema de resistencia sísmica. Sin embargo, una vez dimensionada la estructura, debe calcularse el valor ajustado de T mediante la aplicación de análisis modal o de la ecuación 2.45 para compararlo con el estimado inicial; si el periodo de la estructura diseñada difiriera en más del 10% con el periodo estimado inicialmente, debe repetirse el proceso de análisis, utilizando el último periodo calculado como nuevo estimado, hasta que se converja en un resultado dentro de la tolerancia del 10% señalada.

2.3.3.1.3. Fuerzas Sísmicas Horizontales Equivalentes

El 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 por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a * g * M \quad 2.50$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la gravedad, leída en el espectro anteriormente para el período T de la edificación.

La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x, para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V_s \quad 2.51$$

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)} \quad 2.52$$

Donde k es un exponente relacionado con el período fundamental, T, de la edificación de la siguiente manera:

- (a) Para T menor o igual a 0.5 segundos, k = 1.0,
- (b) Para T entre 0.5 y 2.5 segundos, k = 0.75 + 0.5T, y
- (c) Para T mayor que 2.5 segundos, k = 2.0.”

(Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010, págs. A-64;A-65)

2.3.3.2. *Inercia*

2.3.3.2.1. *Control de deflexiones*

“Los elementos de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

2.3.3.2.2. *Elementos reforzados en una dirección (no preesforzados)*

Las alturas o espesores mínimos establecidos en la tabla C.9.5(a) deben aplicarse a los elementos en una dirección que no soporten o estén ligados a particiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que se puede utilizar un espesor menor sin causar efectos adversos.

Cuando se calculen las deflexiones, aquéllas que ocurran inmediatamente con la aplicación de la carga deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del elemento.

A menos que los valores de rigidez se obtengan mediante un análisis más completo, las deflexiones inmediatas deben calcularse usando el módulo de elasticidad del concreto, E_c , que se especifica en C.8.5.1 (para concreto de peso normal o liviano) y el momento de inercia efectivo, I_e , que se indica a continuación, pero sin tomarlo mayor que I_g .”

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad 2.53$$

Donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad 2.54$$

Y para concreto de peso normal

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad 2.55$$

(Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010, págs. 371-372)

2.3.3.2.3. Análisis elástico de segundo orden

“El análisis elástico de segundo orden debe tener en cuenta las propiedades de la sección determinadas considerando la influencia de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de duración de las cargas.

Se permite usar las siguientes propiedades para los elementos en la estructura:

(a) Módulo de elasticidad..... E_c

(b) Momentos de inercia, I

Elementos en compresión:

Columnas..... $0.70I_g$

Muros – no agrietados..... $0.70I_g$

Muros – agrietados.....	0.35I _g
Elementos a flexión:	
Vigas.....	0.35I _g
Placas planas y losas planas.....	0.25I _g
(c)Área.....	1.0A _g

Como alternativa, se permite que los momentos de inercia de los elementos sometidos a compresión y a flexión, I, se calculen como sigue:

Elementos en compresión:

$$I = \left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_g \leq 0.875 I_g \quad 2.56$$

Donde P_u y M_u deben provenir de la combinación de carga particular en consideración, o la combinación de P_u y M_u que resulta del menor valor de I. No hay necesidad de usar un valor de I menor de 0.35I_g.

Elementos a flexión:

$$I = (0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g \leq 0.5 I_g \quad 2.57$$

Para elementos continuos sometidos a flexión, se permite que I sea el promedio de los valores obtenidos de la ecuación 2.57 para secciones críticas de momento positivo y negativo. No hay necesidad de usar un valor de I menor de 0.25I_g.

Las dimensiones de la sección transversal de cada elemento usadas en el análisis no deben apartarse más del 10 por ciento de las dimensiones mostradas en los planos de construcción, de lo contrario debe repetirse el análisis.

Para elementos sometidos a compresión, l debe dividirse por $1 + \beta_{ds}$ cuando existen cargas laterales sostenidas. El término β_{ds} es la relación entre la máxima fuerza de cortante sostenida mayorada dentro de un piso y la máxima fuerza de cortante mayorada asociada con la misma combinación de carga, pero no debe ser mayor de 1.0.”

(Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010, págs. C-80;C-81)

2.3.4. Norma Peruana

2.3.4.1. Periodo fundamental

“El periodo fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad 2.58$$

Donde:

$C_T = 35$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

$C_T = 45$ para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

$C_T = 60$ para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

También podrá usarse un procedimiento de análisis dinámico que considere las características de rigidez y distribución de masas en la estructura. Como una forma sencilla de este procedimiento puede usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i D_i^2)}{(g \sum_{i=1}^n F_i D_i)}} \quad 2.59$$

Cuando el procedimiento dinámico no considere el efecto de los elementos no estructurales, el periodo fundamental deberá tomarse como el 0.85 del valor obtenido por este método.

Donde:

P_i = Peso del nivel i

D_i = Desplazamiento elástico lateral del nivel i relativo al suelo

g = aceleración de la gravedad

F_i = Fuerza horizontal en el nivel i ”.

(Norma E.0.30, Diseño Sismorresistente, 2006, pág. 5)

2.3.4.2. *Agrietamiento*

“Para estimar los esfuerzos en el acero y el concreto producidos por las acciones exteriores en condiciones de servicio, pueden utilizarse las hipótesis usuales de la teoría elástica de vigas. Si el momento actuante en servicio es menor que el momento asociado con el agrietamiento por flexión de la sección, se considerará la sección completa del concreto sin tener en cuenta el acero de refuerzo. Si el momento actuante es mayor que el momento de agrietamiento se utilizarán las propiedades de la sección agrietada transformada, despreciando el aporte del concreto en la zona de tracción.”

(SENCICO, 2009, pág. 67)

“Cuando se calculen las deflexiones, aquéllas que ocurran inmediatamente con la aplicación de la carga, deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para

deflexiones elásticas, tomando en consideración los efectos de la fisuración y del refuerzo en la rigidez del elemento.

A menos que se haga un análisis más completo o que se disponga de datos experimentales confiables para evaluar la rigidez a flexión del elemento ($E_c I_e$), la deflexión inmediata para elementos de concreto de peso normal podrá calcularse con el módulo de elasticidad del concreto y con el momento de inercia efectivo de la sección transformada agrietada (I_e). Cuando el momento flector para condiciones de servicio en cualquier sección del elemento no exceda el momento de agrietamiento (M_{cr}), podrá usarse el momento de inercia de la sección no agrietada (I_g).

El momento de agrietamiento de la sección se calculará mediante:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \quad 2.60$$

Donde:

f_r = resistencia del concreto a tracción por flexión (Módulo de Rotura) que a falta de información experimental confiable podrá considerarse, para concretos de peso normal, como:

$$f_r = 0.62\sqrt{f'_c} \quad 2.61$$

Cuando se use concreto con agregado liviano, debe aplicarse alguna de las modificaciones siguientes:

- Cuando el valor de f_{ct} (split test) esté especificado y la dosificación del concreto esté de acuerdo con 5.2, f_r debe modificarse sustituyendo $\sqrt{f'_c}$ por $1,8 f_{ct}$, pero el valor de $1,8 f_{ct}$ utilizado no debe exceder de $\sqrt{f'_c}$.
- Cuando no se especifique f_{ct} , f_r debe multiplicarse por 0,75 para concreto liviano en todos sus componentes, y por 0,85 para concreto liviano con arena de peso

normal. Se permite interpolar linealmente si se usa una sustitución parcial de la arena.

Para el cálculo del momento de inercia de la sección transformada agrietada (I_e), cuando exista acero en compresión, se podrá utilizar una relación modular de $2n$ ($n = E_s / E_c$) para la transformación del acero en compresión a concreto equivalente.

El cálculo de las deflexiones se hará suponiendo que la rigidez en flexión del elemento ($E_c I_e$) es constante a lo largo del tramo y el momento de inercia efectivo será un promedio ponderado calculado e acuerdo a:

- En elementos continuos en ambos extremos:

$$I_{e\text{promedio}} = \frac{(I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3})}{4} \quad 2.62$$

Donde:

I_{e1} y I_{e2} son los momentos de inercia en las secciones extremas del tramo y I_{e3} es el momento de inercia de la sección central del tramo.

- Si el tramo es continuo en un extremo:

$$I_{e\text{promedio}} = \frac{(I_{e2} + 2I_{e3})}{3} \quad 2.63$$

Donde:

I_{e2} es el momento de inercia en la sección en el extremo continuo y I_{e3} es el momento de inercia de la sección central del tramo.

- Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos, se usará el momento de inercia calculado para la sección central.
- Para elementos en voladizo se usará el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.”

(SENCICO, 2009, pág. 68)

“En cualquier sección de un elemento estructural - excepto en zapatas y losas macizas - sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} ($\phi M_n \geq 1,2 M_{cr}$), donde:”

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t} \quad 2.64$$

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c} \quad 2.65$$

(SENCICO, 2009, pág. 77)

2.3.4.2.1. Momentos magnificados

“Las fuerzas axiales amplificadas P_u , los momentos amplificadas M_1 y M_2 en los extremos de columna y, cuando se requiera, la deriva (desplazamiento lateral relativo) del entrepiso, Δ_o , deben ser calculadas a través de un análisis estructural elástico de primer orden tomando en cuenta el efecto en las propiedades de la sección de las cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas a lo largo del elemento y los efectos de la duración de las cargas. Alternativamente, se permite usar las siguientes propiedades para los elementos estructurales.

- Módulo de elasticidad E_c
- Momento de inercia I
 - Vigas.....0.35I_g
 - Columnas.....0.7I_g
 - Muros no agrietados0.70I_g
 - Muros agrietados0.35I_g
 - Losas planas sin vigas.....0.25I_g

- Área A_g

Los momentos de inercia, I , deben dividirse por $(1 + \beta_d)$ cuando actúen cargas laterales sostenidas o para las verificaciones de estabilidad hechas de acuerdo con 10.13.6. Para pórticos arriostrados, β_d es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida amplificada y la máxima fuerza axial amplificada asociada con la misma combinación de carga. Para pórticos no arriostrados excepto lo especificado en 10.13.6, β_d es la relación entre el máximo cortante sostenido amplificado del entrepiso y el máximo cortante amplificado en ese mismo entrepiso.

Se puede tomar el radio de giro, r , igual a 0,3 veces la dimensión total de la sección en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para el caso de elementos rectangulares y 0,25 veces el diámetro para elementos circulares en compresión. Para otras formas, se permite calcular el radio de giro para la sección bruta de concreto.”

(SENCICO, 2009, págs. 79-80)

2.3.5. Norma Chilena

2.3.5.1. Periodo de vibración

“El valor del periodo de vibración T en cada una de las direcciones de acción sísmica consideradas en el análisis, debe calcularse mediante un procedimiento fundamentado.”

(INN-CHILE Instituto Nacional de Normalizacion, 1999, pág. 25)

2.3.5.2. Rigidez

“Para determinar la distribución de esfuerzos y las deformaciones sísmicas de servicio en estructuras que no presentan problemas de tipo $P-\delta$ se puede usar la inercia de la sección sin agrietar y sin considerar el efecto de la armadura, I_g ,”

(Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Decreto #60 Requisitos de Diseño y Calculo para el Hormigon Armado, 2011, pág. 14)

2.3.6. Norma de Nueva Zelanda

2.3.6.1. Periodo

“Las pruebas en edificios de gran tamaño muestran que es difícil calcular con precisión sus características dinámicas (Ellis, Ref. 6). La elección adecuada de las propiedades del material y de miembros para el cálculo de la rigidez es importante. Guiándonos en la elección, debe buscarse en las normas de materiales. Para calcular los períodos de vibración, la influencia de la flexibilidad de los suelos de apoyo debe ser considerado. Haciendo caso omiso de la flexibilidad fundación generalmente conduce a una valoración conservadora de las fuerzas sísmicas, pero es probable que resulte en una estimación a la baja de las deformaciones sísmicas. Se requiere especial precaución cuando se producen diferentes tipos de cimientos o suelos de apoyo bajo el mismo edificio. En tales casos, las rigideces de fundación diferentes pueden tener una influencia directa sobre la distribución de las fuerzas sísmicas en la estructura.

2.3.6.1.1. Determinación del periodo para el método estático equivalente

2.3.6.1.1.1. Método de Rayleigh

El método de Rayleigh es ampliamente reconocida (por ejemplo, EC8, Ref. 5, FEMA, Ref. 7, UBC, Ref. 12), como un método para predecir el período fundamental de vibración de una estructura ya que se basa en métodos de dinámica estructural y utiliza las propiedades de los materiales y miembro reales para formar una matriz de rigidez estructural. El método también determina la forma modal y se puede utilizar para determinar la segunda y tercera períodos naturales y sus formas de los modos. Sin embargo, también hay un número de métodos empíricos que se han sugerido para su uso en la determinación del período natural fundamental de las estructuras. Estos métodos sólo son aproximados, ya que no tienen en cuenta la forma y propiedades de cada estructura real. Algunos de estos métodos se dan a continuación.

Estos métodos aproximados no utilizan las propiedades del material y la sección correspondiente al estado límite considerado. Por lo tanto, hay que señalar que estos métodos aproximados pueden ser utilizados para las estimaciones iniciales en el diseño preliminar, o en la comprobación estructural.

2.3.6.1.1.2. *Método Empírico*

$$T_1 = 1.0 k_t h_n^{0.75} \quad \begin{array}{l} \text{Para el estado límite de} \\ \text{servicio} \end{array} \quad 2.66$$

$$T_1 = 1.25 k_t h_n^{0.75} \quad \text{Para el estado limite ultimo} \quad 2.67$$

Donde:

$k_t = 0.075$ Para estructuras de hormigón resistentes a momento

$k_t = 0.11$ Para marcos de acero resistentes a momentos

$k_t = 0.06$ Para marcos de acero arriostrados excéntricamente

$k_t = 0.05$ Para todas las demás estructuras de marco

h_n = la altura en m desde la base de la estructura hasta la parte superior del peso o la masa sísmica.

2.3.6.1.1.3. *Método empírico B*

Alternativamente el valor de k_t para usar la cláusula C4.1.2. I para estructuras con muros de corte de concreto puede tomarse como:

$$k_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad 2.68$$

Donde

A_c = Área total efectiva de los muros de corte en la primera planta del edificio, en m^2

$$= \sum A_i \left(0.2 + \frac{l_{wi}}{h_n} \right)^2 \quad 2.69$$

A_i = Area efectiva de la sección transversal del muro de corte en el primer piso del edificio, en m^2

h_n = Como en la Cláusula C4.1.2.2

l_{wi} = Longitud del muro de corte i en el primer piso en dirección paralela a las fuerzas aplicadas, en m.

Con la restricción de l_{wi}/h_n no debe exceder 0.9.

2.3.6.1.1.4. Método Empírico C

La estimación de T_1 debe ser usada la siguiente expresión

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad 2.70$$

Donde

d = El desplazamiento lateral estático de la parte superior del edificio, en m, debido a cargas de gravedad aplicadas en la dirección horizontal.”

(New Zealand Structure Verification Method, 2004, págs. 31-32)

“El periodo de vibración, T_i , debe estar establecido a partir de datos debidamente documentadas, o computados, o ambos, utilizando las propiedades del material y la sección correspondiente al estado limite considerado.”

2.3.6.1.2. Determinación del periodo para el método estático equivalente

Donde el método estático equivalente es usado para el análisis, el periodo de transición más grande en la dirección en consideración, T_1 , debe ser calculado con la ecuación 4.1 en la cláusula 4.1.2.1 o por un método equivalente.

2.3.6.1.2.1. Método de Rayleigh

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (W_i d_i^2)}{g \sum_{i=1}^n (F_i d_i)}} \quad 2.71$$

Donde:

d_i = desplazamiento horizontal del centro de masas en el nivel i , ignorando el efecto de torsión

F_i = la Fuerza de desplazamiento que actúa en el nivel i .

g = aceleración de la gravedad

i = nivel en consideración de la estructura

n = número de niveles de la estructura

W_i = peso sísmico en el nivel i

(Technical Committee BD-006-04-11, 2004, pág. 23)

2.3.6.2. Inercia

2.3.6.2.1. Cálculo de deflexiones

“El cálculo de deflexión debe tener en cuenta los efectos del agrietamiento, tensión de refuerzo, contracción, fluencia y relajación. Donde corresponda, se tendrá en cuenta las deformaciones que pueden resultar debido a la desviación del encofrado o arreglo de los puntales de apoyo durante la construcción.

Los cálculos deben realizarse para asegurar que bajo las condiciones de estado límite de servicio las deformaciones son tales que no afecten negativamente a la capacidad de servicio de la estructura. Debe calcularse como se describe a continuación.

2.3.6.2.1.1. Método racional

Los métodos racionales de cálculo pueden ser usados para determinar deflexiones. Dichos métodos hacen racionalmente una asignación para el agrietamiento del hormigón, la duración en tiempo de la carga que actúa, las propiedades básicas del hormigón incluyendo su elasticidad, fluencia, y características de contracción incluyendo la influencia de la madurez del hormigón cuando se aplica la carga, la duración del periodo de curado y las propiedades del refuerzo

2.3.6.2.1.2. Método empírico

Deflexiones de corto plazo se encuentran, como se establece en a), y el aumento para permitir deformaciones adicionales debido a la fluencia y retracción según lo establecido en b)

a) Deflexiones de corto plazo

Las deflexiones que se producen inmediatamente después de la aplicación de la carga muerta y las cargas vivas de corto plazo, se encuentran por métodos habituales, o fórmulas, que se basan en la teoría elástica. La tolerancia considera los efectos del agrietamiento y refuerzo en los miembros de rigidez como se muestra a continuación

A menos que los valores de rigidez se obtengan mediante un análisis más exhaustivo, la deflexión inmediata se calcula con el módulo de elasticidad, E_c , Para el hormigón (densidad normal o de hormigón ligero) y con el momento de inercia efectivo, I_e , como sigue pero no mayor que I_g .

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad 2.72$$

Donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad 2.73$$

Para tramos continuos, el momento de inercia efectivo se tomara como:

- El promedio de los valores obtenidos de la ecuación 2.72 para las secciones de los momentos críticos positivos y negativos.
- Los valores adecuados encontrados a partir de la ecuación 2.72 para la regiones de los momentos positivos y negativos de la viga

b) Deflexiones de largo plazo

A menos que los valores se obtengan mediante un análisis más exhaustivo, la deflexión adicional a largo plazo para los miembros de flexión (densidad normal o de hormigón ligero) debe ser obtenido multiplicando la deflexión de corto plazo por K_s y por K_{cp} . K_s es la relación entre el momento máximo de flexión debido a la carga muerta y carga de largo plazo dividido por el momento correspondiente debido a la carga muerta y carga viva de corto plazo. El valor de K_{cp} que permite la deflexión adicional que surge de fluencia y retracción en el hormigón, está dada por

$$K_{cp} = \frac{2}{1 + 50\rho'} \quad 2.74$$

Donde ρ' es la proporción de refuerzo longitudinal en la zona de compresión. La velocidad a la cual se espera que la deflexión se desarrolle puede evaluarse a partir de la curva Fluencia-Tiempo para el hormigón apropiado.

La deflexión resultante son los valores a corto plazo y largo plazo.”

(Concrete Structures Standard Part 1- The Design of Concrete Structures, 2006, págs. 6-7; 6-8)

Tipo de elemento	Estado límite ultimo		Estado límite de servicio		
	$f_y = 300 \text{ MPa}$	$f_y = 500 \text{ MPa}$	$\mu = 1.25$	$\mu = 3$	$\mu = 6$
1. Vigas					
a) Rectangular ¹	$0.40 I_g$ (usar con E40) ^a	$0.32 I_g$ (usar con E40) ^a	I_g	$0.7 I_g$	$0.40 I_g$ (usar con E40) ^a
b) Vigas T y L ¹	$0.35 I_g$ (usar con E40) ^a	$0.27 I_g$ (usar con E40) ^a	I_g	$0.6 I_g$	$0.35 I_g$ (usar con E40) ^a
2. Columnas					
a) $N^*/Ag f'c > 0.5$	$0.80 I_g (1.0 I_g)^{\circ}$	$0.80 I_g (1.0 I_g)^{\circ}$	I_g	$1.0 I_g$	En cuanto a los valores de estado limite ultimo entre paréntesis
b) $N^*/Ag f'c = 0.2$	$0.55 I_g (0.66 I_g)^{\circ}$	$0.50 I_g (0.66 I_g)^{\circ}$	I_g	$0.8 I_g$	
c) $N^*/Ag f'c = 0.0$	$0.40 I_g (0.45 I_g)^{\circ}$	$0.30 I_g (0.35 I_g)^{\circ}$	I_g	$0.7 I_g$	
3. Muros¹					
a) $N^*/Ag f'c = 0.2$	$0.48 I_g$	$0.42 I_g$	I_g	$0.7 I_g$	En cuanto a los valores de estado limite ultimo entre paréntesis
b) $N^*/Ag f'c = 0.1$	$0.40 I_g$	$0.33 I_g$	I_g	$0.6 I_g$	
c) $N^*/Ag f'c = 0.0$	$0.32 I_g$	$0.25 I_g$	I_g	$0.5 I_g$	
4. Vigas de acoplamiento con refuerzo diagonal	$0.6 I_g$ para flexión Área de cizallamiento, A_{shear} , como en el texto		I_g $1.5 A_{shear}$ para ULS	$0.75 I_g$ $1.25 A_{shear}$ para ULS	Para el estado limite ultimo
Notas: ^a Con estos valores, el valor de E debe ser el módulo elástico del hormigón con una resistencia de 40 MPa, independientemente de la resistencia real del hormigón. ^o Los valores entre paréntesis se aplican a las columnas que tienen un alto nivel de protección contra la formación de rotulas plásticas en el estado limite ultimo ¹ Para la flexibilidad adicional, dentro de las zonas articuladas y para las vigas de acoplamiento con armado convencional referirse a la norma					

Tabla 2-5.- Propiedades de la sección efectiva, I_e

(Concrete Structures Standard Part 1- The Design of Concrete Structures, 2006, págs. C6-18)

2.3.7. American Society of Civil Engineers ASCE 7-10

2.3.7.1. Periodo fundamental

“El periodo fundamental de una estructura, T , en la dirección bajo consideración debe estar establecido usando las propiedades de la estructura y características de deformación de los elementos resistentes en un análisis propiamente fundamentado. El periodo fundamental, T , no debe exceder el producto del coeficiente de límite superior del periodo calculado (C_u) de la Tabla 2.6 y del periodo fundamental aproximado, T_a , determinado con la ecuación 2.75. Como alternativa para realizar el análisis para determinar el periodo fundamental, T , está permitido el uso del periodo aproximado de la edificación, T_a , calculado en concordancia con lo siguiente.

2.3.7.1.1. Periodo fundamental aproximado

El periodo fundamental aproximado (T_a), en s, debe estar determinado con la siguiente ecuación;

$$T_a = C_t h_n^x \quad 2.75$$

Donde:

h_n = Altura de la estructura como especifica anteriormente

C_t y x están determinadas en la Tabla 2.7

Alternativamente, es permitido determinar el periodo fundamental aproximado (T_a), en s, para la siguiente ecuación de la estructura no exceda 12 pisos sobre la base como se define anteriormente donde el sistema fuerza-resistencia sísmica consiste

Parámetro de respuesta de espectro de diseño de aceleración en 1s, S_{D1}	Coefficiente C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Tabla 2-6.- Coeficiente de límite superior para el cálculo del período

Tipo de estructura	C_t	x
Sistema de pórticos resistentes a momentos en los cuales el pórtico resiste 100% de la fuerza sísmica requerida y no están cerrados o unidos a componentes más rígidos y prevenir a los pórticos de la deflexión donde la fuerza sísmica este sometida		
Pórticos de acero resistentes a momentos	0.0724	0.8
Pórticos de hormigón resistentes a momentos	0.0466	0.9
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente conforme a la Tabla 2.8	0.0731	0.75
Pórticos de acero arriostrados concéntricamente	0.0731	0.75

Todos los otros sistemas estructurales	0.0488	0.75
--	--------	------

Tabla 2-7.- Valores de los parámetros del periodo aproximado C_t y x

En todos los pórticos resistentes a momentos de hormigón o acero donde de altura promedio de pisos sea de al menos 3 m:

$$T_a = 0.1N \quad 2.76$$

Donde:

N = número de pisos sobre la base

El periodo aproximado fundamental, T_a , en s, para mampostería o muros de corte es permitido determinar con la ecuación 2.77

$$T_a = \frac{0.0019}{\sqrt{C_w}} h_n \quad 2.77$$

Donde C_w es calculado con la ecuación 2.78

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \left(\frac{h_n}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0.83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]} \quad 2.78$$

Donde:

A_B = área de la base de la estructura, ft^2

A_i = área mínima de cortante de la sección del muro de corte i , ft^2

D_i = longitud del muro de corte i en ft

h_i = altura del muro de corte i en ft

x = número de muros de corte de la estructura efectivos para resistir fuerzas laterales en la dirección en consideración.”

(American Society Of Civil Engineers, 2013, págs. 90-91)

Sistemas resistentes a fuerzas sísmicas	ASCE 7 sección donde está especificado los requisitos de detallamiento	Coeficiente de modificado de respuesta R^a	Factor de sobrerresistencia Ω_0^g	Factor de deflexión amplificada C_d^b	Limitaciones de sistemas estructurales incluyendo límites de altura estructural, h_n (ft)				
					Categoría de diseño sísmico				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
B. Sistemas de pórticos									
Pórticos de acero arriostrados excéntricamente	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	160
D. Sistemas Duales con pórticos resistentes a momentos capaces de resistir al menos 25% de fuerzas sísmicas									
Pórticos de acero con riostras excéntricas	14.1	8	2 ½	4	NL	NL	NL	NL	NL

Tabla 2-8.- Coeficientes de diseño y factores de sistemas resistentes a fuerzas sísmicas

2.3.8. American Concrete Institute ACI-2014

2.3.8.1. Inercia

“Los momentos de inercia y área transversal de miembros debe ser calculado acorde a la Tabla 2.9 o 2.10, a menos que se utilice un análisis más riguroso. Si las cargas laterales sostenidas están presentes, I para columnas y muros de corte se dividirá para $(1 + \beta_{dx})$, donde β_{dx} es la relación entre la máxima fuerza axial sostenida amplificada y la máxima fuerza axial amplificada asociada con la misma combinación de carga.

Elemento y condición		Momento de Inercia	Área trasversal
Columnas		0.70 I _g	0.10A _g
Muros	No agrietados	0.70 I _g	
	Agrietados	0.35 I _g	
Vigas		0.35 I _g	
Placas planas y losas planas		0.25 I _g	

Tabla 2-9.- momento de inercia y área trasversal permitida para análisis estático de niveles de factores de cara

Elemento	Alternativa del valor I para el análisis estático			
	Mínimo	I		Máximo
Columnas y muros	0.35 I _g	$\left(0.8 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g$		0.875 I _g
Vigas, placas planas y losas planas	0.25 I _g	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$		0.5 I _g

Tabla 2-10.- Alternativa de momento de inercia para el análisis estático de factores de carga

Nota: para elementos continuos sometidos a flexión,

Para elementos continuos sometidos a flexión, se permite que I sea el promedio de los valores obtenidos para secciones críticas de momento positivo y negativo. P_u y M_u debe provenir de la combinación de carga particular en consideración, o la combinación de P_u y M_u que resulta en el menor valor de I .

Para factores e análisis de carga lateral, es permitido asumir $I = 0.5 I_g$ para todos los miembros o calcular I con un análisis más detallado, considerando la reducción de rigidez de todos los elementos bajo la condición de carga.”

(ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE), 2014, pág. 72)

3. ESTUDIO DE LA FÓRMULA PARA DETERMINAR EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO

3.1. Introducción al periodo fundamental de un edificio

El periodo fundamental de vibración es una característica física de la estructura el cual será el patrón fundamental de comparación de cuando se considera que una acción dinámica o no. Esto quiere decir si se puede considerar dinámica o por lo contrario bastara con realizar los cálculos estructurales desde el punto de vista estático. (Análisis Dinámico de Estructuras en el Dominio de la Frecuencia, 2011)

Las estructuras oscilan durante el sismo. Esta oscilación causa que las fuerzas inerciales sean inducidas en la estructura. La intensidad, duración de la oscilación y la cantidad de fuerzas inerciales inducidas en la estructura depende de las características de la estructura, llamadas características dinámicas, además de las características del sismo. Las características dinámicas más importantes de la estructura son los modos de oscilación y amortiguamiento. Un modo de oscilación de la estructura es definida asociando el periodo natural y la deformada en la que oscila.

3.1.1. *Periodo Natural*

Periodo natural T_n de una estructura es el tiempo que toma en someterse a un ciclo completo de oscilación. Es una propiedad inherente de un edificio controlado por su masa y rigidez. Estas tres cantidades están relacionadas por:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad 3.1$$

Donde:

T = Periodo natural (s).

m = Masa

$k = \text{Rigidez}$

Por lo tanto, las estructuras que son pesadas (tienen mayor masa m) y flexibles (con menor rigidez k) tienen mayor periodo natural que estructuras livianas y con mayor rigidez.

El recíproco del periodo natural de una estructura se denomina frecuencia natural

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad 3.2$$

Sus unidades son Hertz (Hz).

La estructura ofrece menor resistencia cuando es sacudida a su frecuencia natural (o periodo natural). De ahí que se somete a mayor oscilación cuando es sacudida a su frecuencia natural que en otras frecuencias (Imagen 3.1). La resonancia se producirá en una estructura, solo si la frecuencia a la que se sacude el suelo es parecida a cualquiera de las frecuencias naturales de la estructura y aplicada durante un periodo prolongado de tiempo. Pero esto no siempre se da ya que, en primer lugar el movimiento del suelo contiene una serie de frecuencias que están continuamente cambiando en cada instante de tiempo. No existe garantía de que la vibración del suelo tenga la misma frecuencia (y que este muy cerca de f_n de la estructura). En segundo lugar, la pequeña duración en la que se produce la vibración del suelo a frecuencias cercanas a la f_n de la estructura, es insuficiente para construir condiciones de resonancia en la mayoría de los casos. De ahí que, por lo general, aumenta la respuesta de ocurrencia pero no la resonancia, cuando los sismos portan energía en frecuencias cercanas a f_n de la estructura que se introducen al azar a la estructura durante el sismo.

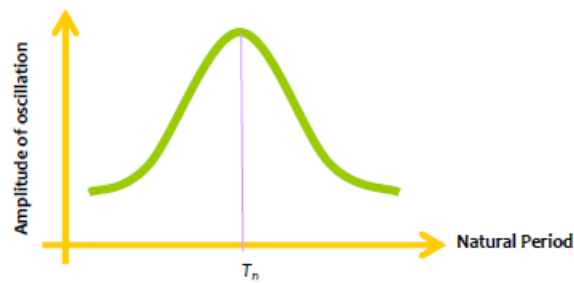


Imagen 3-1.- Frecuencia natural: La amplitud de oscilación de la estructura aumenta cuando la estructura vibra cerca de su frecuencia natural

Fuente: (Earthquake Behaviour of Buildings)

3.1.2. Periodo natural fundamental de la estructura

Cada estructura cuenta con una serie de frecuencias naturales, a la que se ofrece una resistencia mínima para la agitación provocada por los efectos externos (como sismos y viento) y los efectos internos. Cada una de estas frecuencias naturales y la deformada asociada a la estructura constituyen un modo natural de oscilación. El modo de oscilación con la menor frecuencia natural (y mayor periodo natural) se llama modo fundamental, el periodo natural asociado T_1 se llama periodo natural fundamental y la frecuencia natural asociada f_1 , frecuencia natural fundamental

(Earthquake Behaviour of Buildings, págs. 18-19)

3.2. Parámetros para la determinación del periodo fundamental

3.2.1. Efectos de rigidez

Este parámetro es inversamente proporcional con el periodo natural esto quiere decir que al incrementar la rigidez en la estructura el periodo natural se reduce; Como podemos darnos cuenta en la Tabla 3.1.

Edificio 5 pisos Norma ASCE 7-10					
Pórticos a Momento		Sistema Dual		Muros de corte	
Tx	Ty	Tx	Ty	Tx	Ty
0.9	0.91	0.37	0.24	0.31	0.19

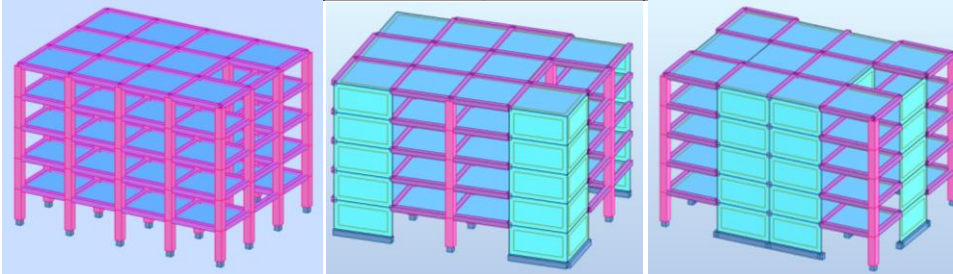


Tabla 3-1.- Comparación de periodos de vibración por la variación de rigidez

3.2.2. Efectos de masa

La masa de un edificio que es efectiva durante la oscilación lateral en un sismo es llamada masa sísmica de la estructura. Es la suma de sus masas sísmicas en diferentes pisos. La masa sísmica en cada piso es igual a la carga muerta más una fracción de la carga viva. Esta fracción de carga viva depende de la intensidad de la carga y como está conectada a la losa. La cual depende de la norma a utilizar.

Este parámetro es proporcional al periodo natural lo que quiere decir que al incrementar la masa de la edificación aumentara el periodo natural. Como se muestra a continuación en la Tabla 3.2

3.2.3. Efectos de altura

A medida que aumenta la altura de un edificio, su masa también aumenta, pero disminuye su rigidez. Por lo que, el periodo natural de un edificio aumenta con el aumento de la altura.

Norma ASCE 7-10 Pórticos a Momento			
Pisos	Masa	Periodo X	Periodo Y
5	2203.29	0.9	0.91
10	4465.98	2.06	2.1
15	6728.67	3.26	3.33
20	8991.36	4.48	4.59

Tabla 3-2.- Comparación de periodos de vibración por variación de altura y masa

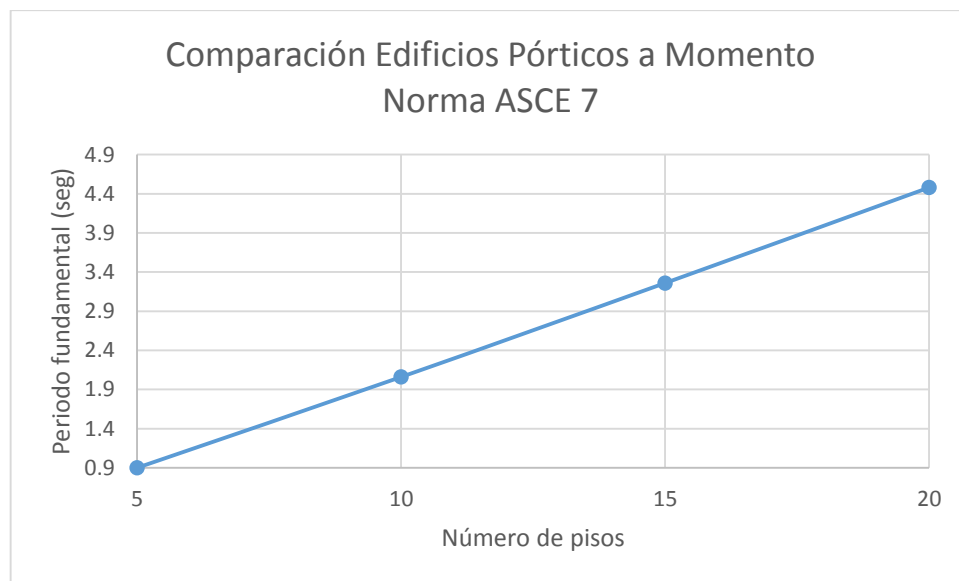


Imagen 3-2.- Comparación de edificios tipo pórticos a momento según la norma ASCE 7-10

3.2.4. Efectos de agrietamiento en las secciones:

Los resultados muestran que el periodo natural usando la sección sin agrietar es menor que usando la sección efectiva.

Norma ASCE 7-10 Pórticos a Momento				
	Sección Agrietada		Sección Sin Agrietar	
Pisos	Periodo X	Periodo Y	Periodo X	Periodo Y
5	0.9	0.91	0.62	0.63
10	2.06	2.1	1.37	1.41
15	3.26	3.33	2.15	2.22
20	4.48	4.59	2.95	3.06

Tabla 3-3.- Comparación de periodos de vibración por variación del agrietamiento

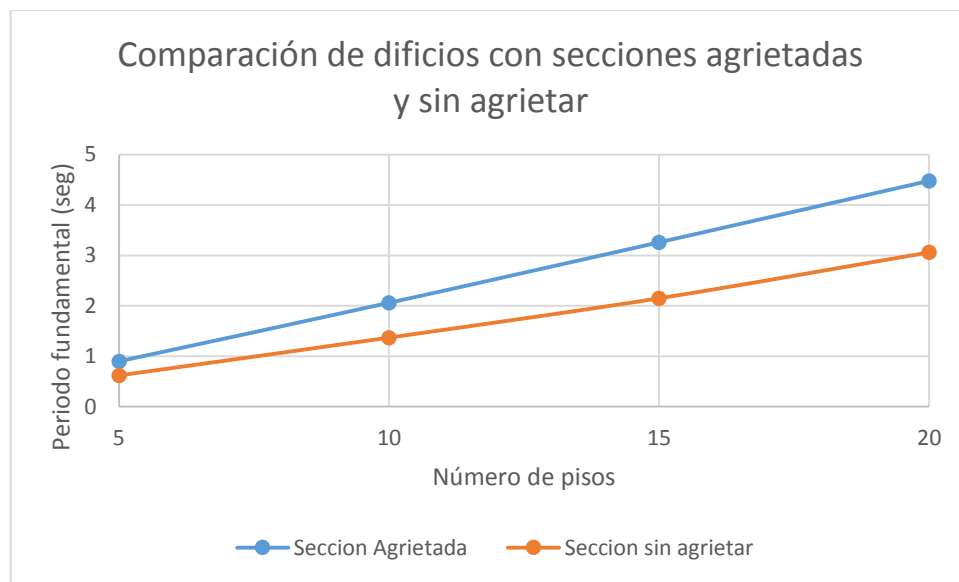


Imagen 3-3.- Comparación de edificios con secciones agrietadas y sin agrietar

(Earthquake Behaviour of Buildings, págs. 20-27)

3.3. Tipología

3.3.1. Pórticos a Momento

Son edificaciones cuya parte estructural está formada únicamente por vigas descolgadas y columnas, está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento

estructural dúctil. En este sistema, la resistencia de las cargas verticales y horizontales es proporcionada por la interacción de las vigas y las columnas. El pórtico resultante considera que estos elementos están conectados mediante nudos rígidos y que por medio de estos se realiza la transferencia de momentos flectores.

3.3.2. Muros de Corte

Edificios diseñados con paredes estructurales son casi siempre más rígida que los pórticos, reduciendo la posibilidad de deformaciones excesivas y por lo tanto daños. Ya que en este tipo de sistemas se omite el uso de columnas, en vez de esto se hace uso de muros portantes, diseñados para soportar tanto las cargas verticales como las horizontales. A diferencia de los muros de mampostería, estos muros son de hormigón armado, es por esto que la fuerza necesaria para evitar daños estructurales durante un sismo puede conseguirse proporcionando un refuerzo longitudinal y transversal apropiado. Las fuerzas laterales, es decir, las fuerzas aplicadas horizontalmente a una estructura derivada de los vientos o sismos causan cortante y los momentos de vuelco en las paredes. Las fuerzas de corte tienden a romper la pared. Mientras que en los extremos de muros de corte, hay una tendencia de la pared para ser levantado en el extremo donde se aplica la fuerza lateral, y una tendencia para ser empujado hacia abajo en el extremo alejado de la fuerza. Esta acción proporciona resistencia al volcamiento.

Debido a una gran fracción de fuerzas laterales de cizallamiento a menudo se refieren a las paredes como de cizallamiento. El nombre es en su caso, presupone que la cizalladura controla su comportamiento. Esto no tiene por qué ser así. Y en el diseño sísmico, esto no debe ser así: todos los esfuerzos deben hacerse para inhibir los modos de corte inelásticos de deformaciones. Esto se consigue fácilmente en la práctica porque los muros de corte proporcionan medios casi óptimos de rigidez, fortalezas, y ductilidad.

3.3.3. Sistema Dual

Este sistema consiste en pórticos de hormigón armado que interactúan con muros de corte, en conjunto proporcionan la resistencia necesaria a las fuerzas laterales, mientras que cada

sistema realiza su cuota correspondiente de la carga vertical. En este sistema se establece que al menos el 25% de las fuerzas sísmicas puedan ser tomados por el pórtico a momento. Para que este tipo de estructuras aumente eficazmente su rigidez con respecto al sistema de pórticos es necesario que exista una buena distribución de los elementos que dan mayor rigidez en este caso los muros de corte.

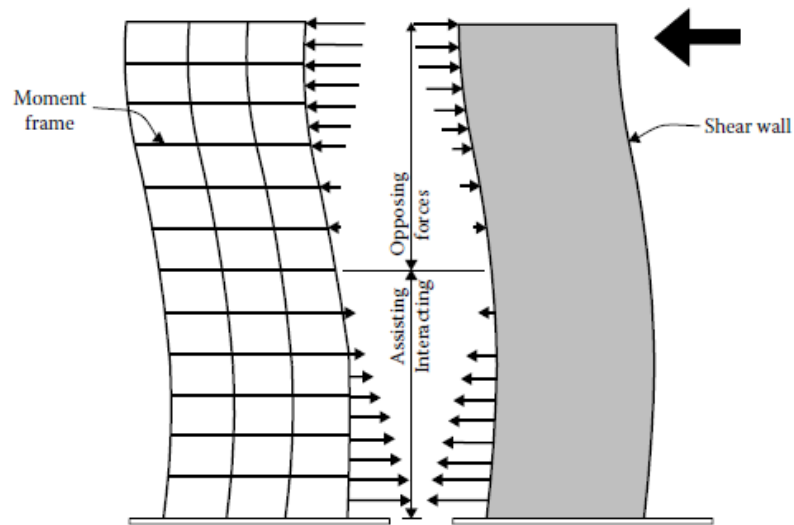


Imagen 3-4.- Interacción de sistema pórtico a momento con muros de corte

(Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, 2010, págs. 33-38)

4. NIVELES DE AGRIETAMIENTO

4.1. Introducción al agrietamiento

El hormigón armado plantea un desafío especial en la elección de la propiedad de sección transversal, sobre todo cuando las secciones se someten a grandes agrietamientos durante el sismo. La elección es entre las propiedades de la sección transversal bruta y agrietada asociado con las diferentes acciones: axial, flexión, cortante y de torsión. Las propiedades brutas de la sección transversal se calculan utilizando área de la sección bruta sin considerar la mejora de la rigidez debido a la presencia del refuerzo longitudinal; aquí, el grado de agrietamiento del elemento se supone que es mínima.

La estimación de la rigidez a flexión de cada uno de los elementos es esencial para capturar a) las características dinámicas de un edificio, y b) las demandas de fuerza y deformación impuestas en el edificio y sus miembros.

A menudo, las propiedades brutas se utilizan para la estimación de la fuerza y demandas de deformación sobre los elementos sometidos a carga verticales basadas en análisis lineal. Pero, en los elementos de los que se espera un gran agrietamiento durante el sismo, la estimación de fuerzas y la demanda de deformación basadas en secciones brutas pueden no presentar el comportamiento real.

Las propiedades efectivas son necesarias para superar esta deficiencia y representar la reducción de rigidez de los elementos en su estado de colapso. Dichas propiedades se decidirán en base a los estudios analíticos y experimentales con la relación edificios / miembros sometidos a cargas sísmicas; se expresan como una fracción de la rigidez bruta. Por ejemplo, la relación del momento de inercia efectivo con momento de inercia bruta en columnas es mayor que la de las vigas, porque el daño esperado en columnas es menor debido a la presencia de carga axial en ellos. La relación real depende, por ejemplo, en el nivel de la carga axial, entre muchos otros factores. (Earthquake Behaviour of Buildings, pág. 25)

El uso de las propiedades de la sección transversal agrietadas en las estructuras altera significativamente el periodo natural del edificio. Las propiedades agrietadas también afectan a la respuesta del edificio. El edificio agrietado es más flexible y por lo tanto se espera que tenga una deformación mayor y menor cortante basal. La rigidez inicial y resistencia lateral son más pequeños en la construcción con propiedades de sección transversal agrietadas que los de la construcción con las propiedades de la sección transversal brutas. (Earthquake Behaviour of Buildings, pág. 238)

4.2. Estudio de niveles de agrietamiento para etapas de análisis y diseño del edificio

Las diferentes normas tienen diferentes sugerencias para los niveles de agrietamiento.

Como podemos darnos cuenta en la Tabla 4.1 las únicas normas que especifican un agrietamiento diferente para las etapas de análisis y diseño son la norma Colombiana y el ACI el resto de normas no especifica un agrietamiento diferente por lo que se asume que el agrietamiento será el mismo para las dos etapas.

Elemento/Norma	NEC		Mexicana		Colombiana		Peruana		Chilena		Nueva Zelanda		ACI	
	A	D	A	D	A	D	A	D	A	D	A	D	A	D
Vigas	0.5	0.5	0.5	0.5	0.35	0.5	0.35	0.35	1	1	0.32	0.32	0.35	0.5
Columnas	0.8	0.8	1	1	0.7		0.7	0.7	1	1	0.8	0.8	0.7	
Muros no agrietados	0.6	0.6	1	1	0.7		0.7	0.7	1	1	0.42	0.42	0.7	
Muros agrietados	-	-	0.5	0.5	0.35		0.35	0.35	1	1	-	-	0.35	
Placas planas y losas planas	-	-	-	-	0.25		0.25	0.25	1	1	-	-	0.25	

Tabla 4-1.- Comparación de niveles de agrietamiento en las etapas de análisis y diseño

Fuente: Fuente Propia

4.3. Comparación del análisis estático y dinámico del edificio

En las Tablas 4-2, 4-3 y 4-4 se muestra la comparación de periodos entre el análisis estático y dinámico de cada estructura según cada norma, dependiendo del sistema estructural

Como podemos darnos cuenta algunas normas solo consideran el periodo según el análisis dinámico para la realización de los cálculos.

Sistema de Pórticos a Momentos					
Norma	Pisos	Análisis Dinámico		Análisis Estático	
		Periodo Dinámico		Periodo Fundamental T (seg.)	
		X	Y	$T_a=C_t*h_n^\alpha$	T máx. =1.3T _a
NEC	5	0.8	0.82	0.667	0.867
	10	1.82	1.87	1.245	1.619
	15	2.88	2.95	1.793	2.331
	20	3.95	4.07	2.322	3.019
		X	Y		
México	5	0.75	0.76		
	10	1.73	1.76		
	15	2.74	2.8		
	20	3.76	3.87		
		X	Y	$T_a=C_t*h_n^\alpha$	T máx. =C _u *T _a
Colombia	5	0.9	0.91	0.569	0.684
	10	2.06	2.1	1.063	1.276
	15	3.26	3.33	1.532	1.838
	20	4.48	4.59	1.985	2.381
		X	Y	$T=H_n/C_t$	NA
Perú	5	0.9	0.91	0.457	NA
	10	2.06	2.1	0.914	NA
	15	3.26	3.33	1.371	NA
	20	4.48	4.59	1.829	NA
		X	Y		
Chile	5	0.62	0.63		
	10	1.37	1.41		
	15	2.15	2.22		
	20	2.95	3.06		
		X	Y		
Nueva Zelanda	5	0.92	0.94		
	10	1.93	1.97		
	15	3.07	3.14		
	20	4.22	4.33		
		X	Y	$T_a=C_t*h_n^\alpha$	T máx. =C _u *T _a
ASCE 7	5	0.9	0.91	0.565	0.791
	10	2.06	2.1	1.054	1.476
	15	3.26	3.33	1.519	2.126
	20	4.48	4.59	1.968	2.755

Tabla 4-2.- Comparación de periodos en el análisis estático y dinámico en Sistemas de Pórticos a Momento según las diferentes normas

Fuente: Fuente Propia

Sistema Dual					
Norma	Pisos	Análisis Dinámico		Análisis Estático	
		Periodo Dinámico		Periodo Fundamental T (seg.)	
		X	Y	$T_a=C_t*h_n^\alpha$	T máx. =1.3T _a
NEC	5	0.36	0.24	0.44	0.572
	10	1.07	0.73	0.739	0.961
	15	1.95	1.43	1.003	1.304
	20	2.91	2.25	1.245	1.619
		X	Y		
México	5	0.35	0.24		
	10	1.04	0.72		
	15	1.88	1.4		
	20	2.79	2.19		
		X	Y	$T_a=C_t*h_n^\alpha$	T máx. =C _u *T _a
Colombia	5	0.37	0.24	0.392	0.470
	10	1.11	0.75	0.659	0.791
	15	2.06	1.47	0.894	1.072
	20	3.1	2.35	1.109	1.33
		X	Y	$T=H_n/C_t$	NA
Perú	5	0.37	0.24	0.356	NA
	10	1.11	0.75	0.711	NA
	15	2.06	1.47	1.067	NA
	20	3.1	2.35	1.422	NA
		X	Y		
Chile	5	0.34	0.24		
	10	0.94	0.68		
	15	1.65	1.28		
	20	2.42	1.97		
		X	Y		
Nueva Zelanda	5	0.37	0.25		
	10	1.14	0.75		
	15	2.15	1.5		
	20	3.26	2.42		
		X	Y	$T_a=C_t*h_n^\alpha$	T máx. =C _u *T _a
ASCE 7	5	0.37	0.24	0.39	0.547
	10	1.11	0.75	0.657	0.919
	15	2.06	1.47	0.891	1.246
	20	3.1	2.35	1.104	1.546

Tabla 4-3.- Comparación de periodos en el análisis estático y dinámico en Sistema Dual según las diferentes normas

Fuente: Fuente Propia

Sistema de Muros de Corte					
Norma	Pisos	Análisis Dinámico		Análisis Estático	
		Periodo Dinámico T (seg.)		Periodo Fundamental T (seg.)	
		X	Y	$T_a=C_t*h_n^\alpha$	T máx. =1.3T _a
NEC	5	0.31	0.19	0.44	0.572
	10	1.06	0.6	0.739	0.961
	15	2.13	1.24	1.003	1.304
	20	3.38	2.08	1.245	1.619
		X	Y		
México	5	0.31	0.19		
	10	1.02	0.59		
	15	1.99	1.21		
	20	3.11	2		
		X	Y	$T_a=C_t*h_n^\alpha$	T máx. =C _u *T _a
Colombia	5	0.31	0.19	0.392	0.47
	10	1.06	0.6	0.659	0.791
	15	2.11	1.24	0.894	1.072
	20	NA	NA	NA	NA
		X	Y	$T=H_n/C_t$	NA
Perú	5	0.31	0.19	0.267	NA
	10	1.06	0.6	0.533	NA
	15	2.11	1.24	0.8	NA
	20	3.36	2.07	1.067	NA
		X	Y		
Chile	5	0.31	0.19		
	10	1.01	0.59		
	15	1.94	1.2		
	20	3	1.97		
		X	Y		
Nueva Zelanda	5	0.32	0.19		
	10	1.09	0.61		
	15	2.23	1.27		
	20	3.61	2.14		
		X	Y	$T_a=C_t*h_n^\alpha$	T máx. =C _u *T _a
ASCE 7	5	0.31	0.19	0.39	0.547
	10	1.06	0.6	0.657	0.919
	15	2.11	1.24	0.89	1.246
	20	NA	NA	NA	NA

Tabla 4-4.- Comparación de periodos en el análisis estático y dinámico en Sistemas de Muros de Corte según las diferentes normas

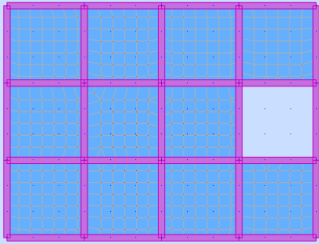
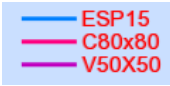
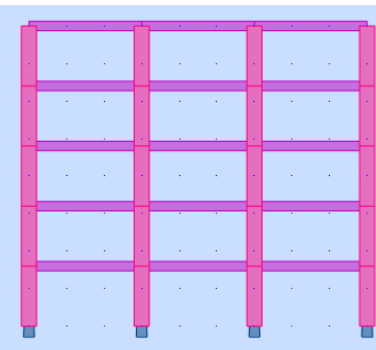
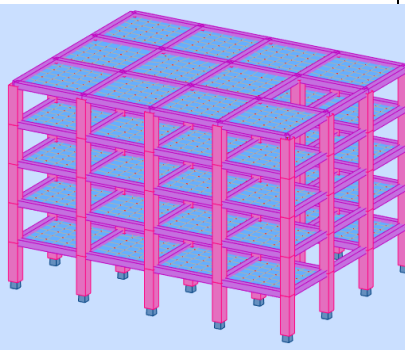
Fuente: Fuente Propia

4.4. Ejercicios comparativos

A continuación se presentan los resultados obtenidos según las diferentes normas.

4.4.1. Sistema de Pórticos a Momento

4.4.1.1. Bases de Diseño

Sistema de Pórticos Especiales a Momento			
Losa maciza:	e =15cm	Hormigón f'c:	280 kg/cm ²
Columnas:	80x80 (cm ²)	Suelo:	C
Vigas:	50x50 (cm ²)	Ocupación:	Residencial
Cargas			
Carga Muerta		Carga Viva	
Entrepisos:	250 kg/m ²	Entrepisos:	200 kg/m ²
Cubierta:	100 kg/m ²	Cubierta:	100 kg/m ²
Planta	Elevación		Vista 3D
 			

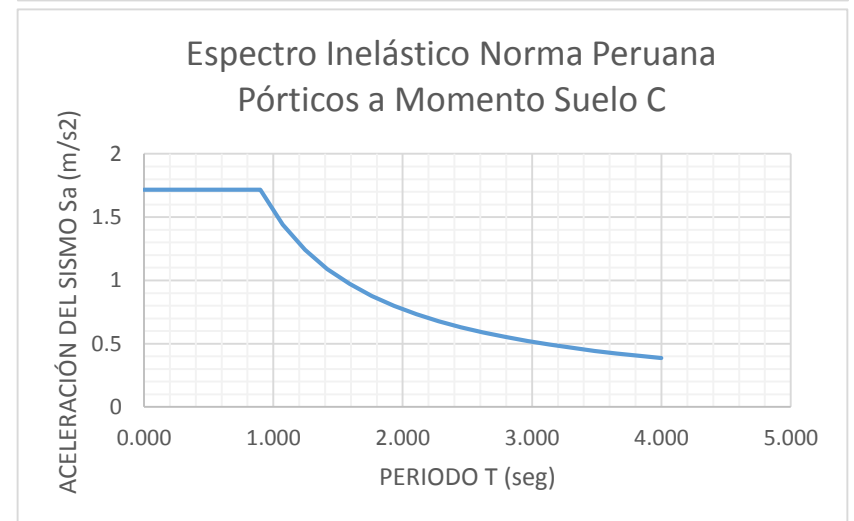
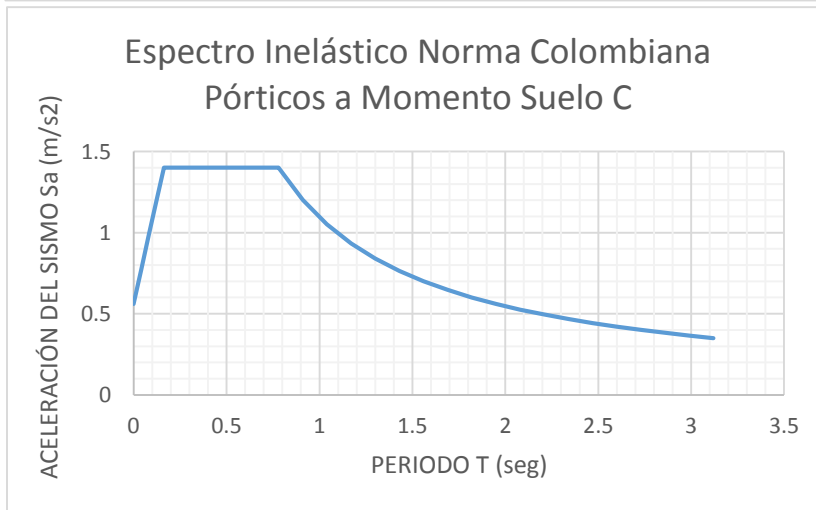
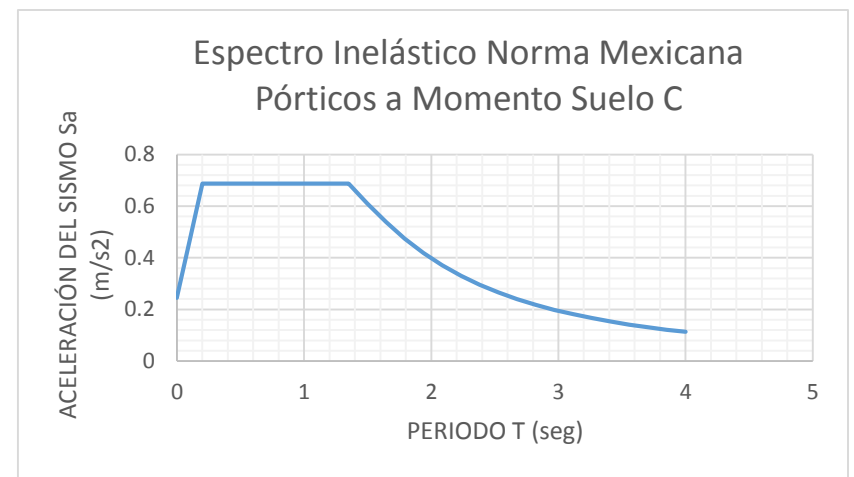
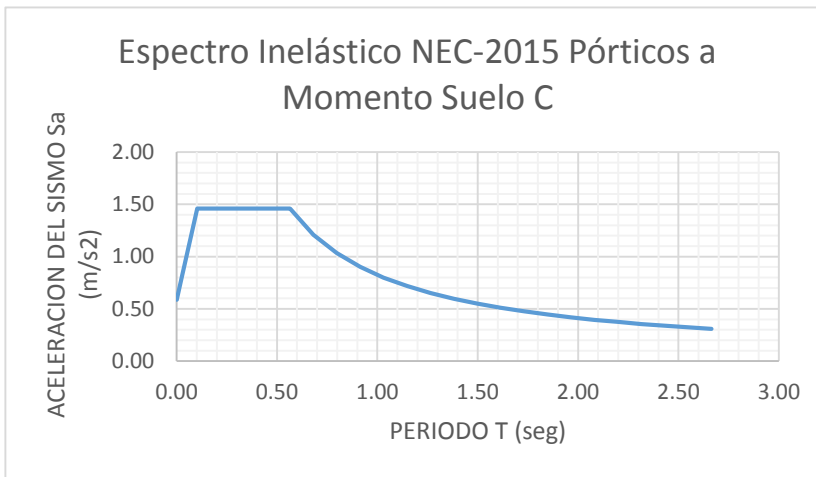
4.4.1.2. Tabla de resultados Cortante Basal

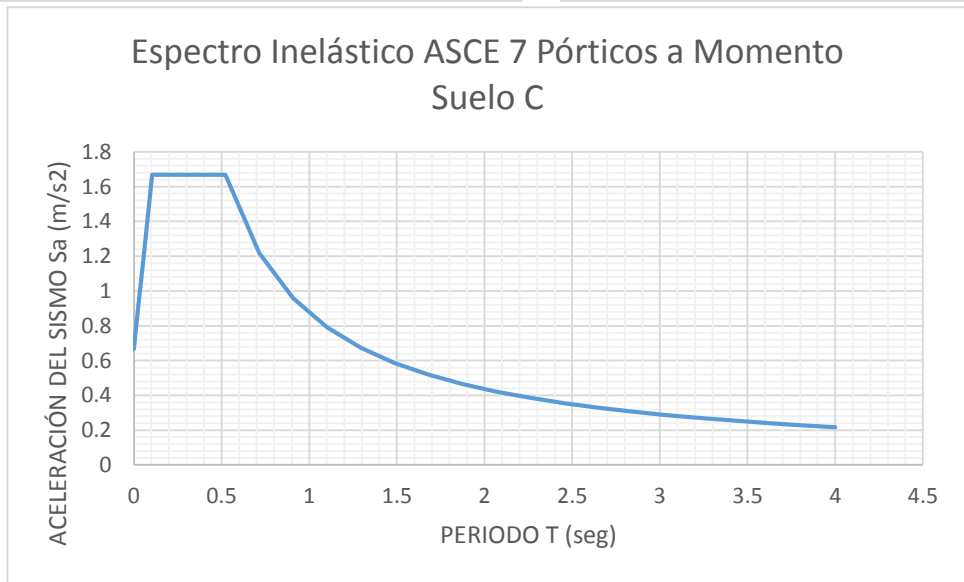
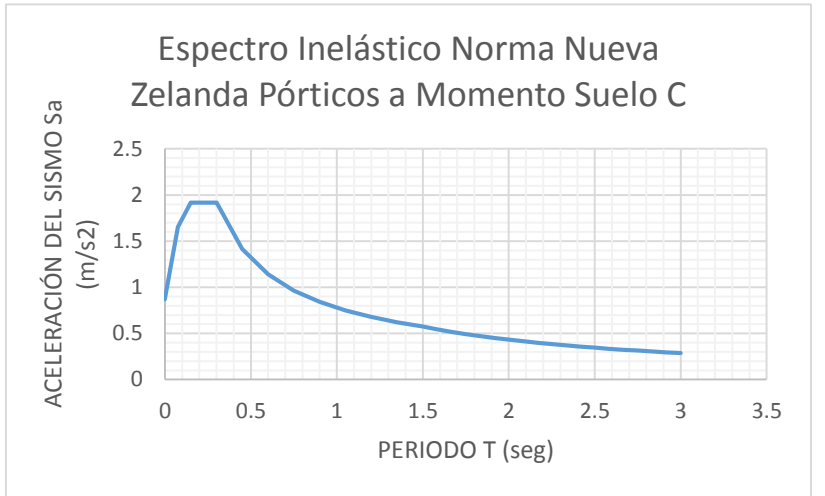
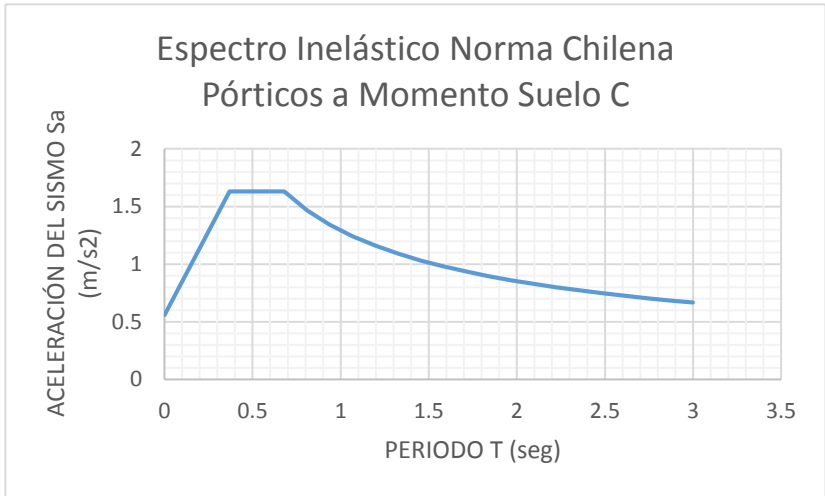
Resultados: Sistema Pórticos Especiales Resistentes a Momento													
Norma	Pisos	Agrietamiento Análisis			Agrietamiento Diseño	Análisis Dinámico		Análisis Estático		Análisis Estático		Análisis Dinámico	
		Columnas	Vigas	Muros		Periodo Dinámico en X T (seg.)	Periodo Dinámico en Y T (seg.)	Periodo fundamental (seg.)	Periodo máximo permitido (seg.)	Corte Basal X	Corte Basal Y	Corte Basal X	Corte Basal Y
NEC	5	0.8	0.5	0.6	No Especifica	0.8	0.82	0.667	0.867	222.09	222.09	1454.95	1417.91
	10					1.82	1.87	1.245	1.619	241.23	241.23	1404.57	1371.41
	15					2.88	2.95	1.793	2.331	252.33	252.33	1497.83	1486.99
	20					3.95	4.07	2.322	3.019	260.7	260.27	1934.29	1919.2
México	5	1	0.5	1	No Especifica	0.75	0.76	No Especifica	No Especifica	143.34	143.34	465.79	462.38
	10					1.73	1.76			212.74	207.32	709.11	682.55
	15					2.74	2.8			147.63	141.89	530.84	510.17
	20					3.76	3.87			109.18	103.33	447.79	433.31
Colombia	5	0.7	0.35	0.7	0.5	0.9	0.91	0.569	0.684	251.8	251.8	1455.54	1422.16
	10					2.06	2.1	1.063	1.276	311.95	311.95	1391.66	1362.06
	15					3.26	3.33	1.532	1.838	326.3	326.3	1425.26	1416
	20					4.48	4.59	1.985	2.381	336.57	336.57	1840.13	1828.14
Perú	5	0.7	0.35	0.7	No Especifica	0.9	0.91	0.457	No Especifica	320.93	317.41	2330.24	2286.11
	10					2.06	2.1	0.914		284.67	279.25	2211.75	2157.17
	15					3.26	3.33	1.371		392.88	392.88	2212.76	2156.99
	20					4.48	4.59	1.829		525.14	525.14	2383.86	2370.01
Chile	5	1	1	1	No Especifica	0.62	0.63	No Especifica	No Especifica	385.12	385.12	2751.658	2727.032
	10					1.37	1.41			599.06	585.42	3768.31	3685.906
	15					2.15	2.22			629.7	613.77	4980.206	4940.068
	20					2.95	3.06			750.2	750.2	6617.268	6561.058
Nueva Zelanda	5	0.8	0.32	0.42	No Especifica	0.92	0.94	No Especifica	No Especifica	136.48	134.3	920.14	904.42
	10					1.93	1.97			187.67	187.67	812.07	796.34
	15					3.07	3.14			282.93	282.93	786.36	782.36
	20					4.22	4.33			378.19	378.19	1010.9	1005.65
ASCE 7 - ACI 318	5	0.7	0.35	0.7	0.5	0.9	0.91	0.565	0.791	210.3	210.3	170.95	167.44
	10					2.06	2.1	1.054	1.476	228.44	228.44	166.07	162.42
	15					3.26	3.33	1.519	2.126	254.04	254.04	159.73	155.77
	20					4.48	4.59	1.968	2.755	339.46	339.46	140.97	134.6

4.4.1.3. Tabla de resultados Deriva y Torsión

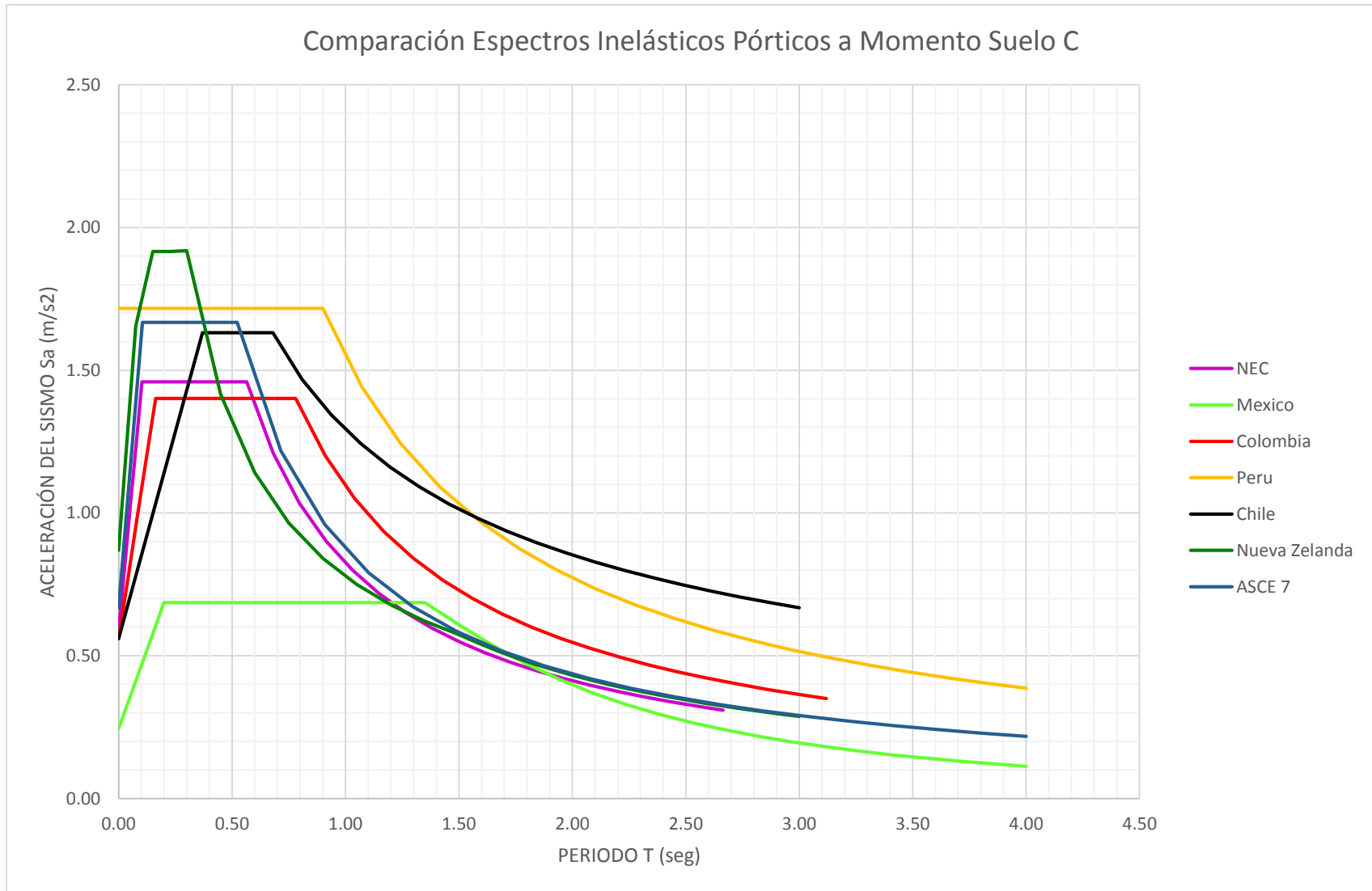
Sistema de Pórticos a Momentos							
Norma	Pisos	Derivas		Irregularidad Torsional		Torsión Extrema	
		X	Y	X	Y	X	Y
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.02 * h_n = 64\text{mm}$		$1.2\Delta_{\text{prom}}$		NA	
NEC	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.03 * h_n = 96\text{mm}$		$e_t < 10\%$		NA	
México	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.01 * h_n = 32\text{mm}$		$1.2\Delta_{\text{prom}}$		$1.4\Delta_{\text{prom}}$	
Colombia	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.007 * h_n = 22.4\text{mm}$		$1.3\Delta_{\text{prom}}$		NA	
Perú	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.002 * h_n = 6.4\text{mm}$		$e_t < 5\%$		NA	
Chile	5	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.025 * h_n = 80\text{mm}$		$1.4\Delta_{\text{prom}}$		NA	
Nueva Zelanda	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.02 * h_n = 64\text{mm}$		$1.2\Delta_{\text{prom}}$		$1.4\Delta_{\text{prom}}$	
ASCE 7	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

4.4.1.4. Espectros Inelásticos





4.4.1.5. Comparación Espectros Inelásticos



4.4.2. Sistema Dual

4.4.2.1. Bases de Diseño

Sistema Dual			
Losa maciza:	e =15cm	Hormigón f'c:	280 kg/cm ²
Columnas:	80x80 (cm ²)		
Vigas:	50x50 (cm ²)	Suelo:	C
Muros:	e = 30cm	Ocupación:	Residencial
Cargas			
Carga Muerta		Carga Viva	
Entrepisos:	250 kg/m ²	Entrepisos:	200 kg/m ²
Cubierta:	100 kg/m ²	Cubierta:	100 kg/m ²
Planta	Elevación	Vista 3D	
	 		

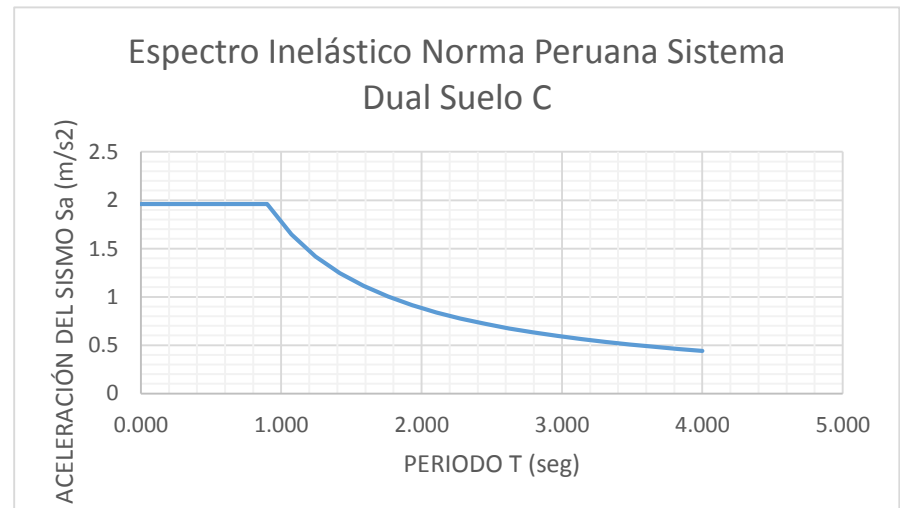
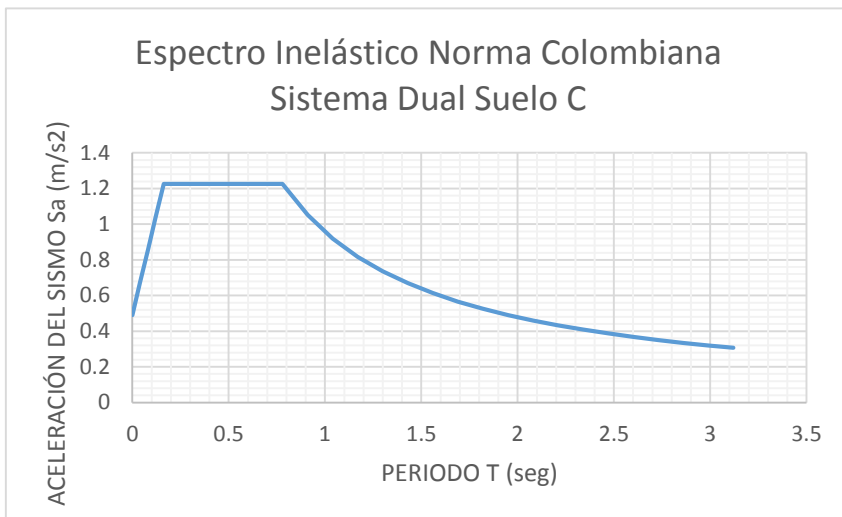
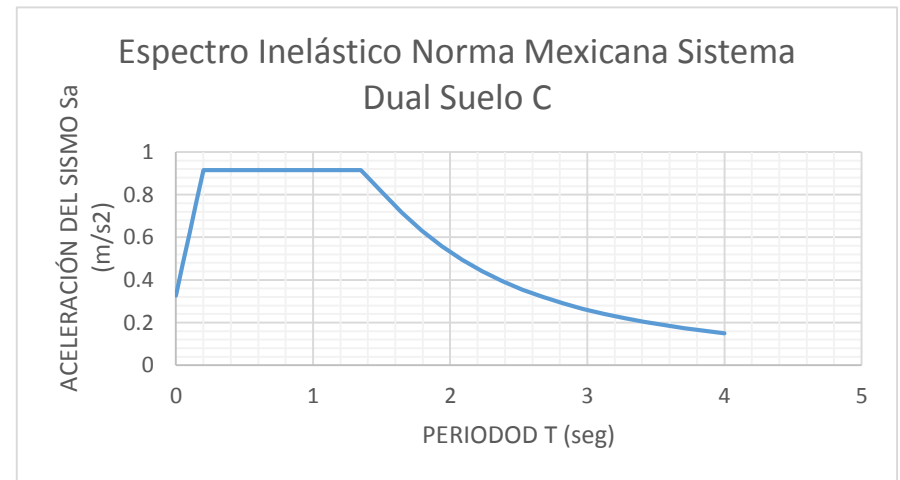
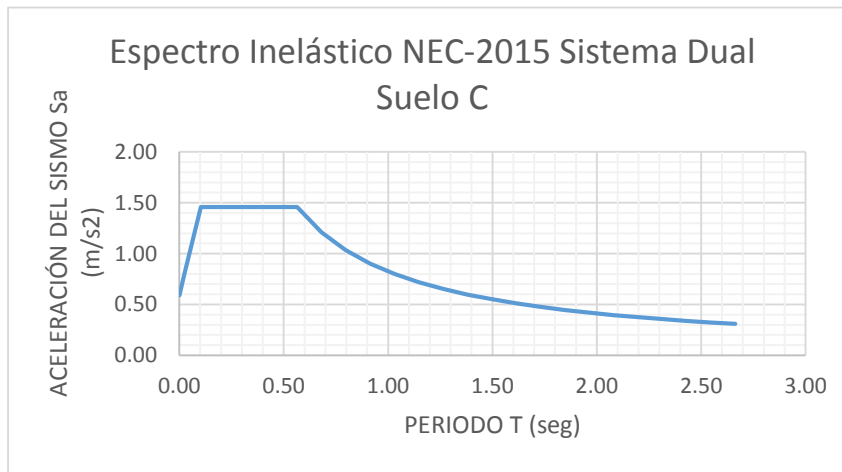
4.4.2.2. *Tabla de resultados Cortante Basal*

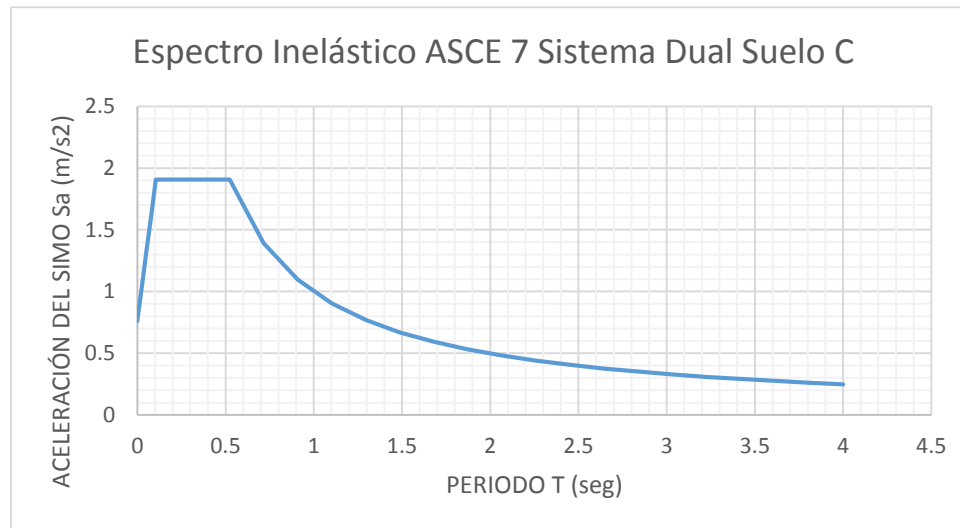
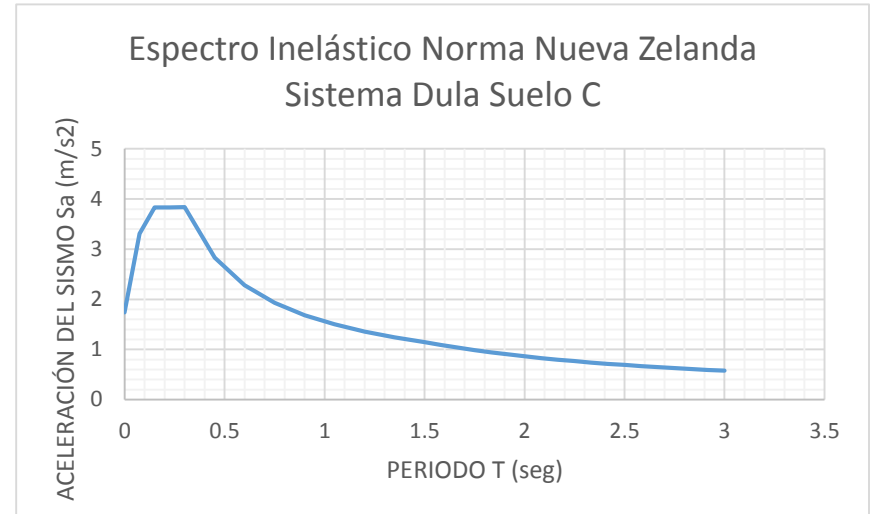
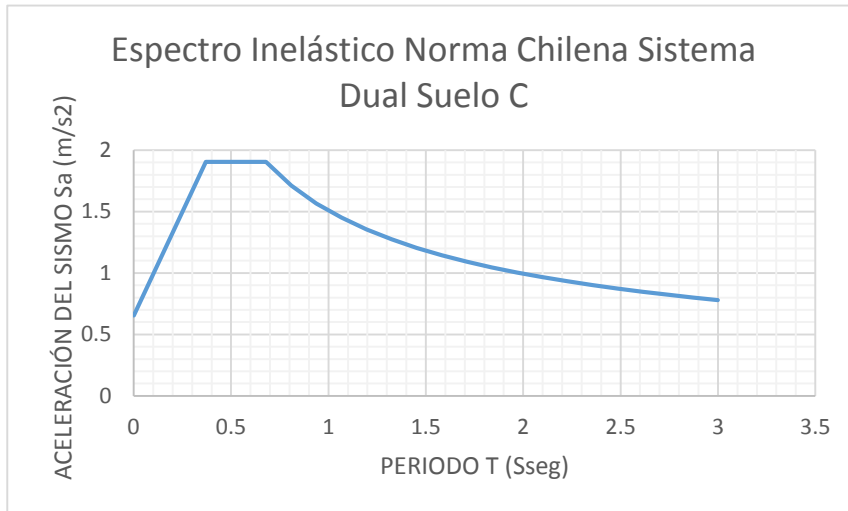
Resultados: Sistema Dual													
Norma	Pisos	Agrietamiento Análisis			Agrietamiento Diseño	Análisis Dinámico		Análisis Estático		Análisis Estático		Análisis Dinámico	
		Columnas	Vigas	Muros		Periodo Dinámico en X T (seg.)	Periodo Dinámico en Y T (seg.)	Periodo fundamental	Periodo máximo permitido	Corte Basal X	Corte Basal Y	Corte Basal X	Corte Basal Y
NEC	5	0.8	0.5	0.6	No Especifica	0.36	0.24	0.44	0.572	269.56	269.56	1970.84	1954.11
	10					1.07	0.73	0.739	0.961	416.82	416.82	2515.19	2847.29
	15					1.95	1.43	1.003	1.304	463.27	463.27	2369.09	2571.39
	20					2.91	2.25	1.245	1.619	498.89	498.89	2457.56	2644.33
México	5	1	0.5	1	No Especifica	0.35	0.24	No Especifica	No Especifica	195.69	195.69	456.88	454.07
	10					1.04	0.72			398.77	398.77	900.86	889.99
	15					1.88	1.4			385.5	579.26	1029.41	1195.22
	20					2.79	2.19			260.63	400.69	799.07	923.2
Colombia	5	0.7	0.35	0.7	0.5	0.37	0.24	0.392	0.470	226.44	226.44	1635.32	1624.2
	10					1.11	0.75	0.659	0.791	452.38	458.83	2642.97	2969.12
	15					2.06	1.47	0.894	1.072	502.8	502.8	2378.96	2616.93
	20					3.1	2.35	1.109	1.33	541.46	541.46	2405.41	2574.34
Perú	5	0.7	0.35	0.7	No Especifica	0.37	0.24	0.356	No Especifica	376.57	376.57	2314.37	2319.53
	10					1.11	0.75	0.711		619.64	764.22	3978.47	4266.36
	15					2.06	1.47	1.067		503.25	705.23	3699.25	4102.33
	20					3.1	2.35	1.422		538.83	589.61	3640.28	3926.15
Chile	5	1	1	1	No Especifica	0.34	0.24	No Especifica	No Especifica	395.39	395.39	2420.978	2132.774
	10					0.94	0.68			802.43	802.43	4581.542	4904.956
	15					1.65	1.28			931.66	1141.49	5064.178	5315.086
	20					2.42	1.97			916.58	1080.57	6380.864	6312.978
Nueva Zelanda	5	0.8	0.32	0.42	No Especifica	0.37	0.25	No Especifica	No Especifica	732.61	732.61	1760.59	1876.13
	10					1.14	0.75			484.31	662.98	1849.33	2002.2
	15					2.15	1.5			415.82	596.01	1847.05	2104.73
	20					3.26	2.42			387.97	493.78	1767.69	1929.01
ASCE 7 - ACI 318	5	0.7	0.35	0.7	0.5	0.37	0.24	0.39	0.547	373.96	373.96	320.94	318.04
	10					1.11	0.75	0.657	0.919	430.75	527.93	374.44	422.28
	15					2.06	1.47	0.891	1.246	478.76	478.76	364.73	393.23
	20					3.1	2.35	1.104	1.546	515.57	515.57	358.48	404.56

4.4.2.3. Tabla de resultados Deriva y Torsión

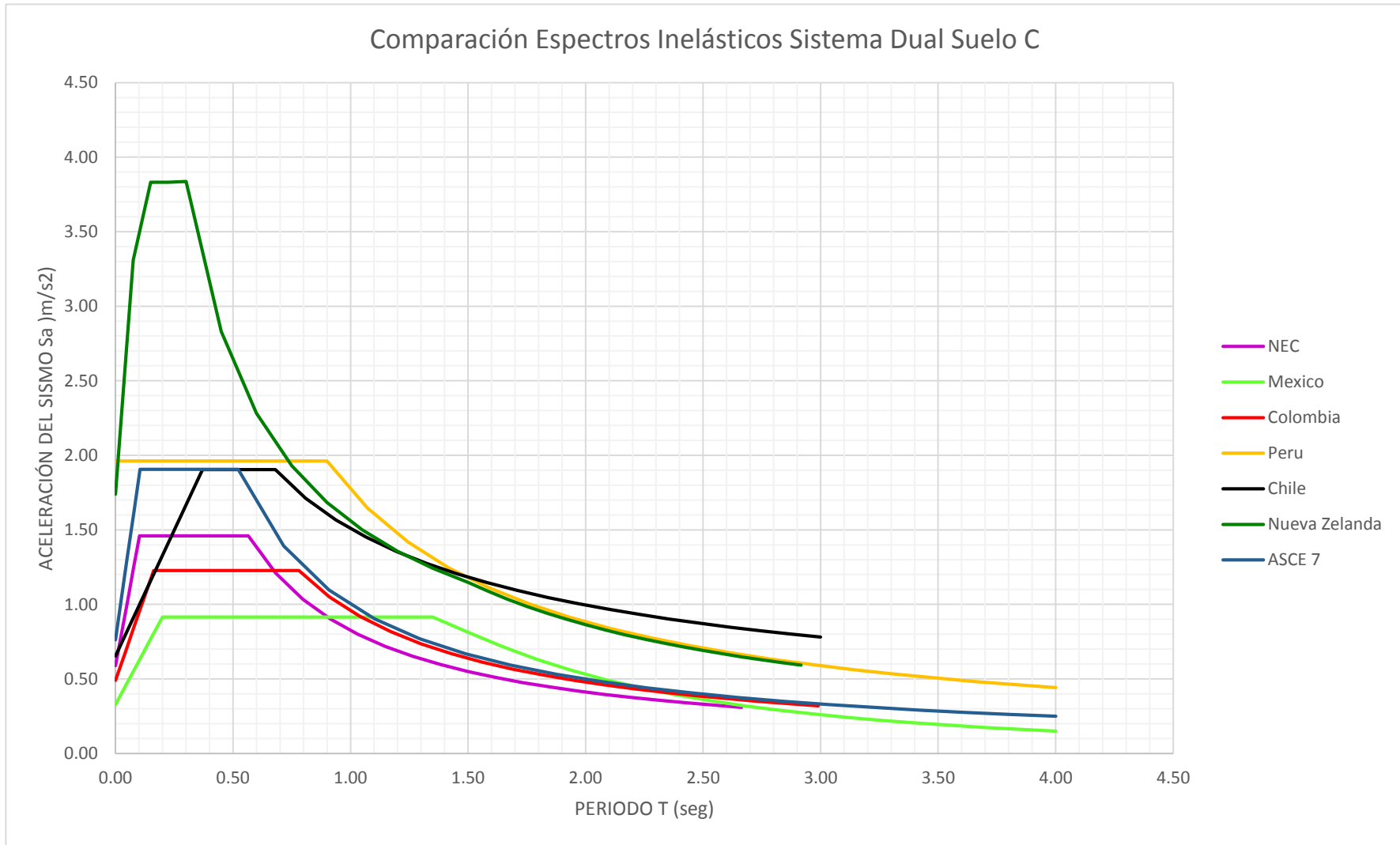
Sistema Dual							
Norma	Pisos	Derivas		Irregularidad Torsional		Torsión Extrema	
		X	Y	X	Y	X	Y
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.02 * h_n = 64\text{mm}$		$1.2\Delta_{\text{prom}}$		NA	
NEC	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.015 * h_n = 48\text{mm}$		$e_t < 10\%e$		NA	
México	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.01 * h_n = 32\text{mm}$		$1.2\Delta_{\text{prom}}$		$1.4\Delta_{\text{prom}}$	
Colombia	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.007 * h_n = 22.4\text{mm}$		$1.3\Delta_{\text{prom}}$		NA	
Perú	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.002 * h_n = 6.4\text{mm}$		$e_t < 5\%e$		NA	
Chile	5	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.025 * h_n = 80\text{mm}$		$1.4\Delta_{\text{prom}}$		NA	
Nueva Zelanda	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.02 * h_n = 64\text{mm}$		$1.2\Delta_{\text{prom}}$		$1.4\Delta_{\text{prom}}$	
ASCE 7	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

4.4.2.4. Espectros Inelásticos



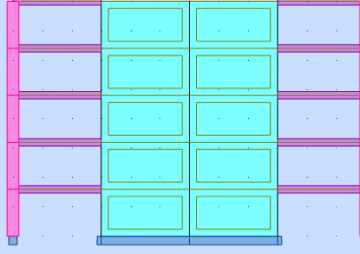



4.4.2.5. Comparación Espectros Inelásticos



4.4.3. Sistema de Muros de Corte

4.4.3.1. Bases de Diseño

Sistema de Muros de Corte			
Losa maciza:	e = 15cm	Hormigón f'c:	280 kg/cm ²
Columnas:	80x80 (cm ²)		
Vigas:	50x50 (cm ²)	Suelo:	C
Muros:	e = 30cm	Ocupación:	Residencial
Cargas			
Carga Muerta		Carga Viva	
Entrepisos:	250 kg/m ²	Entrepisos:	200 kg/m ²
Cubierta:	100 kg/m ²	Cubierta:	100 kg/m ²
Planta	Elevación		Vista 3D
	 		

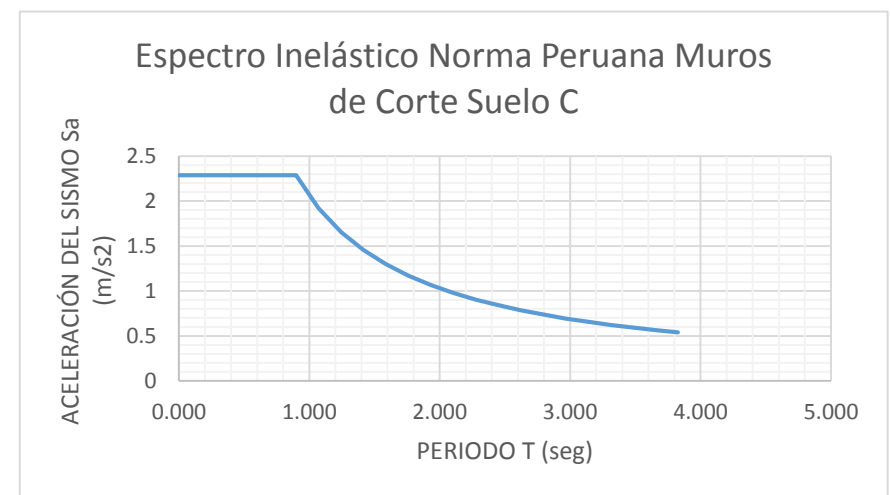
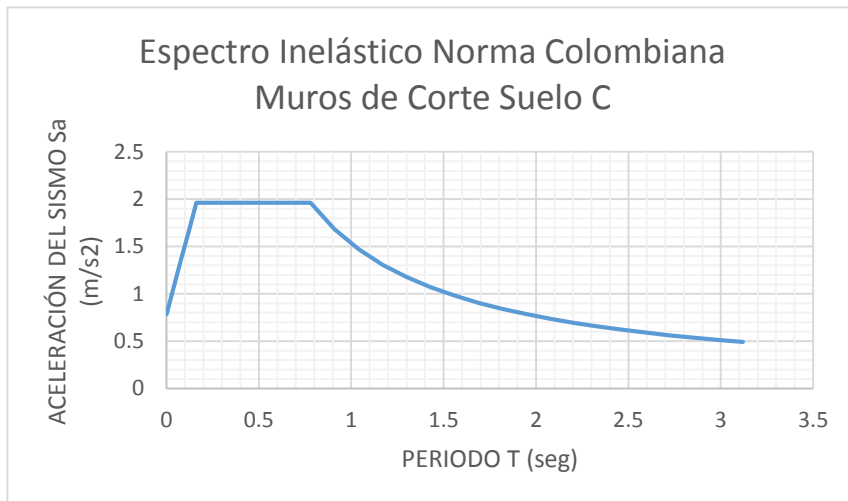
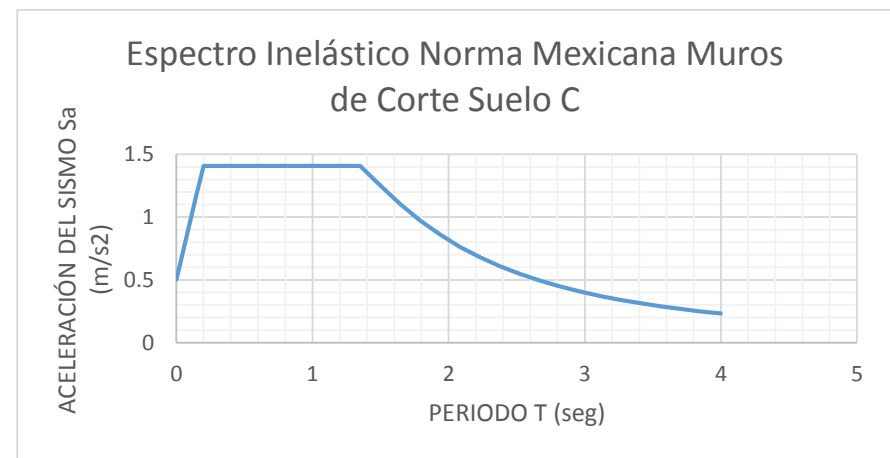
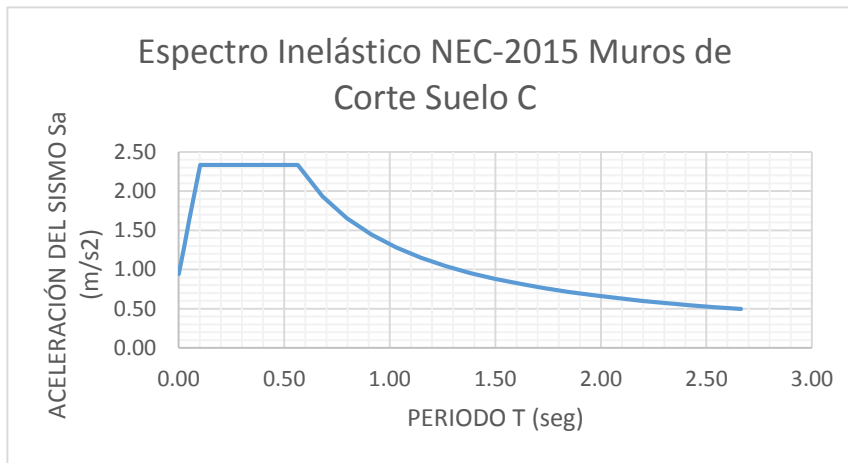
4.4.3.2. Tabla de Resultados Cortante Basal

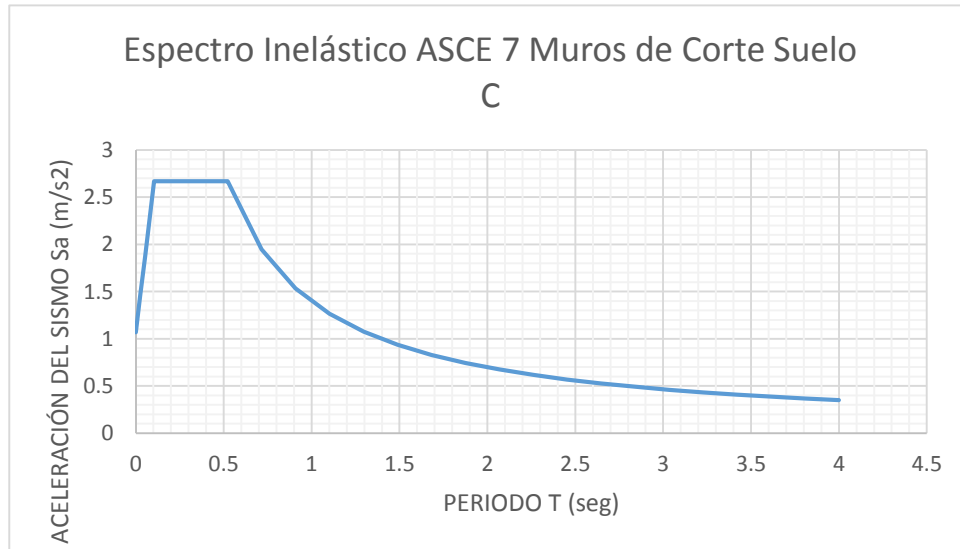
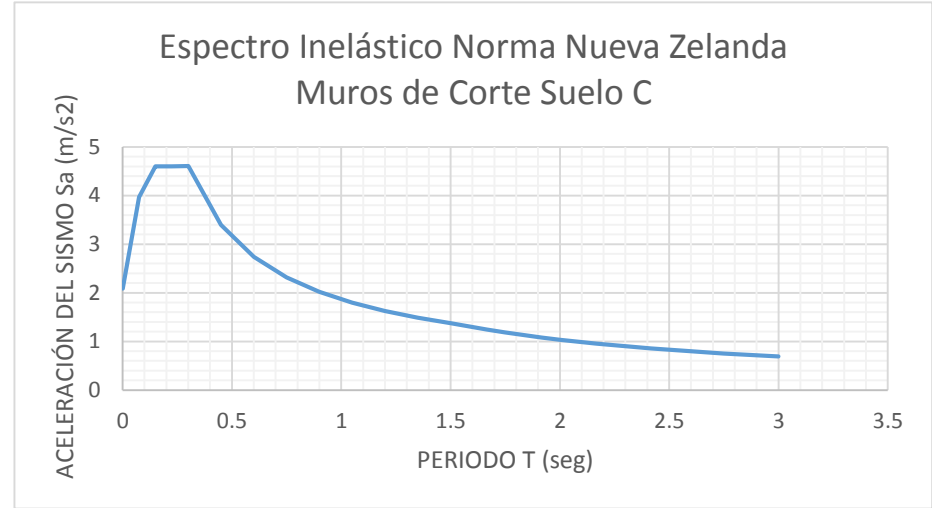
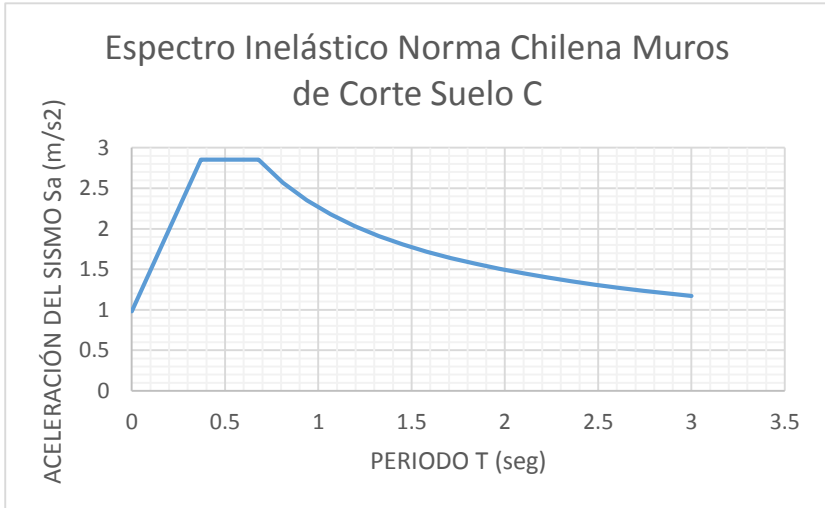
Resultados: Sistema de Muros de Corte													
Norma	Pisos	Agrietamiento Análisis			Agrietamiento Diseño	Análisis Dinámico		Análisis Estático		Análisis Estático		Análisis Dinámico	
		Columnas	Vigas	Muros		Periodo Dinámico en X T (seg.)	Periodo Dinámico en Y T (seg.)	Periodo fundamental	Periodo máximo permitido	Corte Basal X	Corte Basal Y	Corte Basal X	Corte Basal Y
NEC	5	0.8	0.5	0.6	No Específica	0.31	0.19	0.44	0.572	432.04	432.04	1908.13	2000.48
	10					1.06	0.6	0.739	0.961	668.05	668.05	2235.79	3619.77
	15					2.13	1.24	1.003	1.304	742.51	742.51	2197.87	3032.19
	20					3.38	2.08	1.245	1.619	799.59	799.59	2409.4	3013.3
México	5	1	0.5	1	No Específica	0.31	0.19	No Específica	No Específica	293.98	291.82	442.8	454.01
	10					1.02	0.59			599.04	599.04	881.38	886.99
	15					1.99	1.21			528.38	904.1	831.31	1324.4
	20					3.11	2			320.29	700.88	661.05	1110.35
Colombia	5	0.7	0.35	0.7	0.5	0.31	0.19	0.392	0.47	362.94	362.94	1585.22	1675.02
	10					1.06	0.6	0.659	0.791	725.05	735.39	2429.42	3188.35
	15					2.11	1.24	0.894	1.072	805.86	805.86	2168.43	3203.3
	20					NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Perú	5	0.7	0.35	0.7	No Específica	0.31	0.19	0.267	No Específica	440.06	440.06	2272.2	2371.78
	10					1.06	0.6	0.533		758.26	893.06	3808.37	4503.46
	15					2.11	1.24	0.8		574.15	796.98	3322.17	5098.93
	20					3.36	2.07	1.067		539.72	782.2	3372.48	4538.46
Chile	5	1	1	1	No Específica	0.31	0.19	No Específica	No Específica	622.37	622.37	2286.858	1860.264
	10					1.01	0.59			1263.05	1263.05	4023.782	5089.518
	15					1.94	1.2			1229.72	1805.94	4682.986	5534.172
	20					3	1.97			1159.66	1623.51	6240.724	6280.19
Nueva Zelanda	5	0.8	0.32	0.42	No Específica	0.32	0.19	No Específica	No Específica	846.73	846.73	1827.24	1943.2
	10					1.09	0.61			602.04	1008.23	1755.24	2468.09
	15					2.23	1.27			481.87	809.22	1741.15	2514.16
	20					3.61	2.14			388.6	671.56	1715.68	2443.71
ASCE 7 - ACI 318	5	0.7	0.35	0.7	0.5	0.31	0.19	0.39	0.547	524.45	524.45	435.28	457.02
	10					1.06	0.6	0.657	0.919	604.09	925.46	479.66	771.57
	15					2.11	1.24	0.89	1.246	671.41	674.6	486.88	657.02
	20					NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA

4.4.3.3. Tabla de resultados Deriva y Torsión

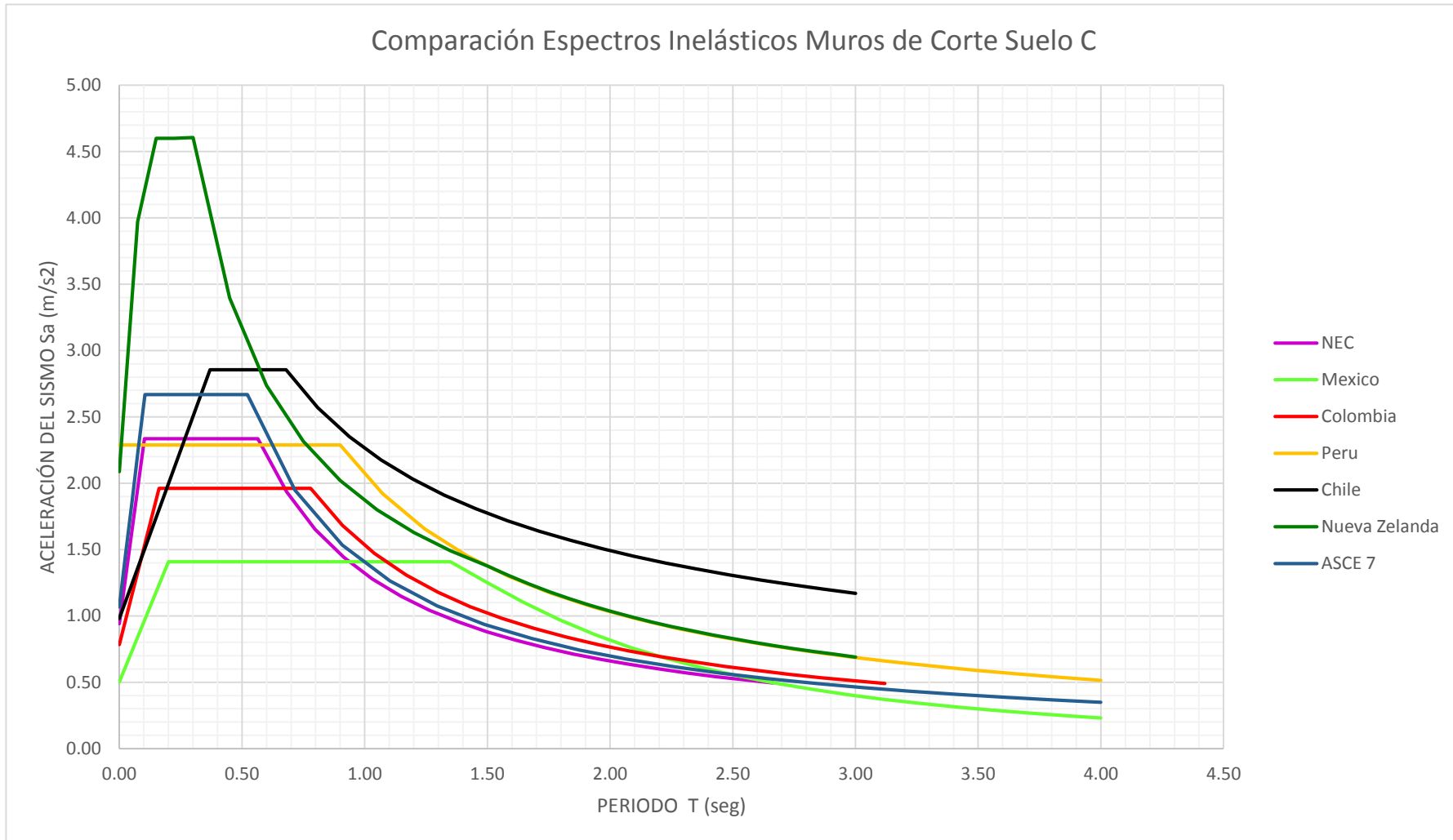
Sistema de Muros de Corte							
Norma	Pisos	Derivas		Irregularidad Torsional		Torsión Extrema	
		X	Y	X	Y	X	Y
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.02 * h_n = 64\text{mm}$		$1.2\Delta_{\text{prom}}$		NA	
NEC	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.01 * h_n = 32\text{mm}$		et<10%e		NA	
México	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.01 * h_n = 32\text{mm}$		$1.2\Delta_{\text{prom}}$		$1.4\Delta_{\text{prom}}$	
Colombia	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	20	NA	NA	NA	NA	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.007 * h_n = 22.4\text{mm}$		$1.3\Delta_{\text{prom}}$		NA	
Perú	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.002 * h_n = 6.4\text{mm}$		et<5%e		NA	
Chile	5	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	No Cumple	No Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.025 * h_n = 80\text{mm}$		$1.4\Delta_{\text{prom}}$		NA	
Nueva Zelanda	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	NA	NA
		$\Delta_{\text{máx}} = 0.02 * h_n = 64\text{mm}$		$1.2\Delta_{\text{prom}}$		$1.4\Delta_{\text{prom}}$	
ASCE 7	5	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	10	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	15	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple
	20	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

4.4.3.4. *Espectros Inelásticos*

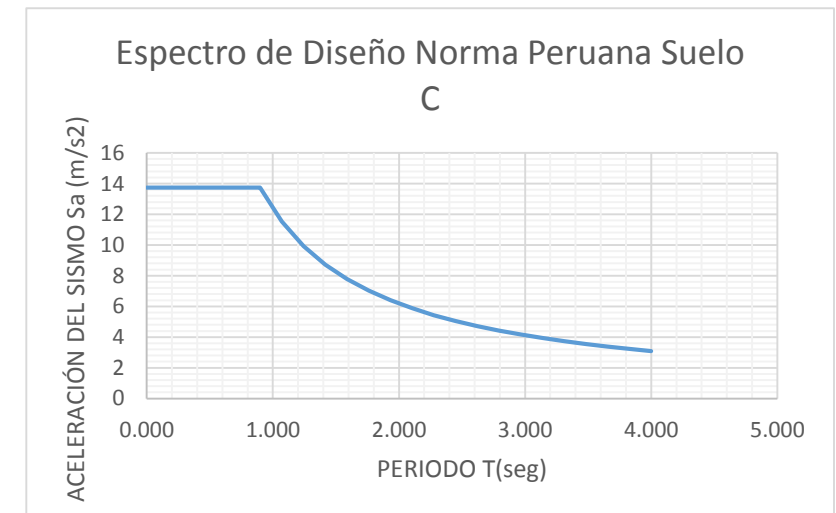
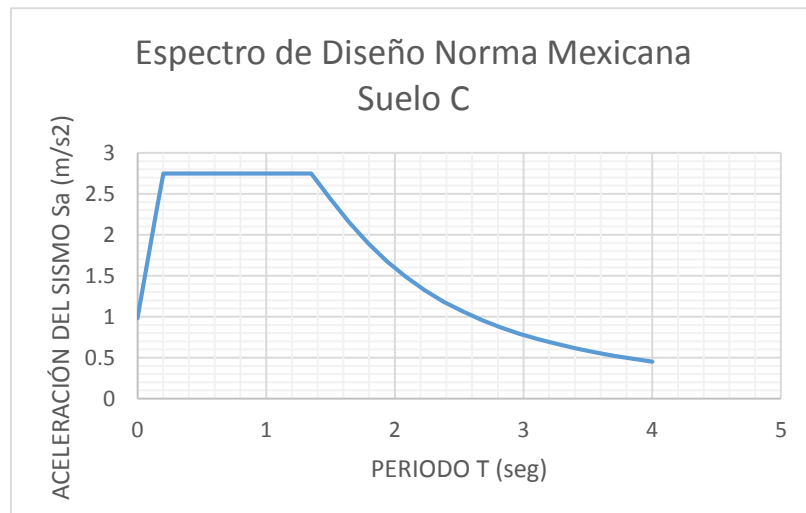
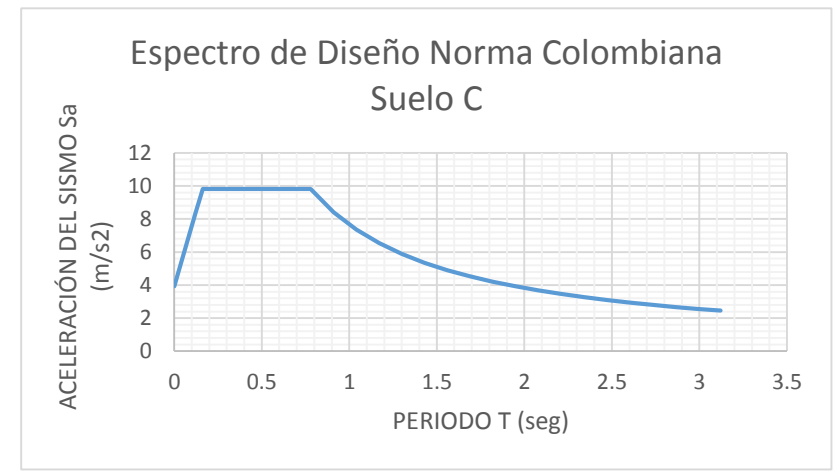
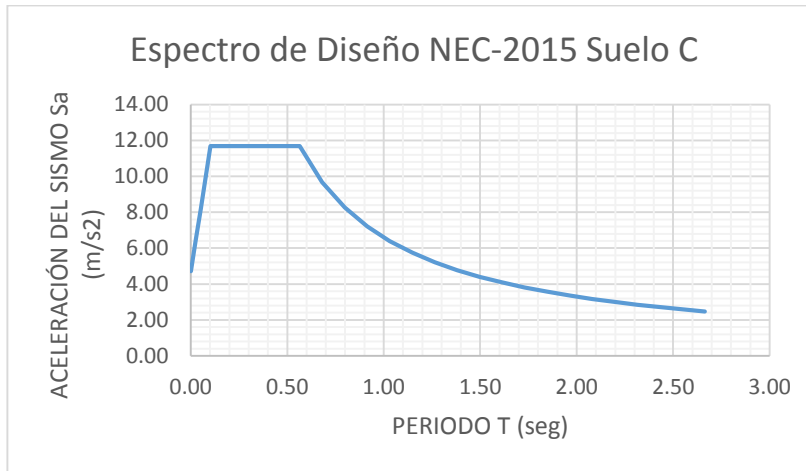




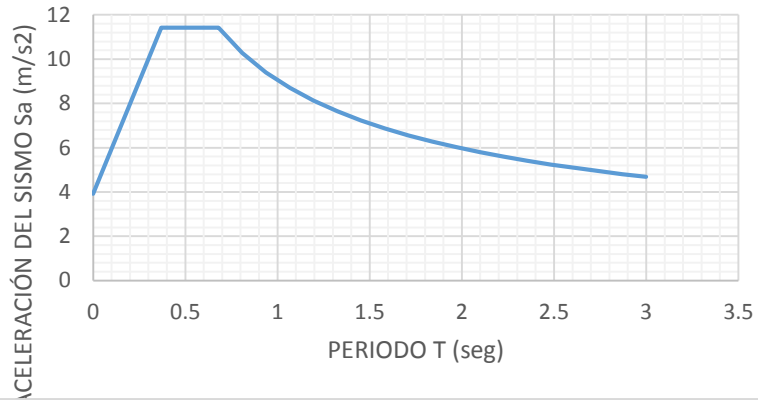
4.4.3.5. Comparación Espectros Inelásticos



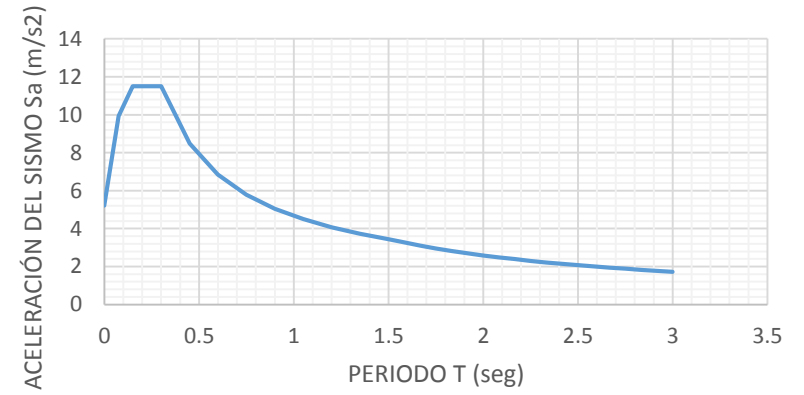
4.4.4. Espectros Elásticos



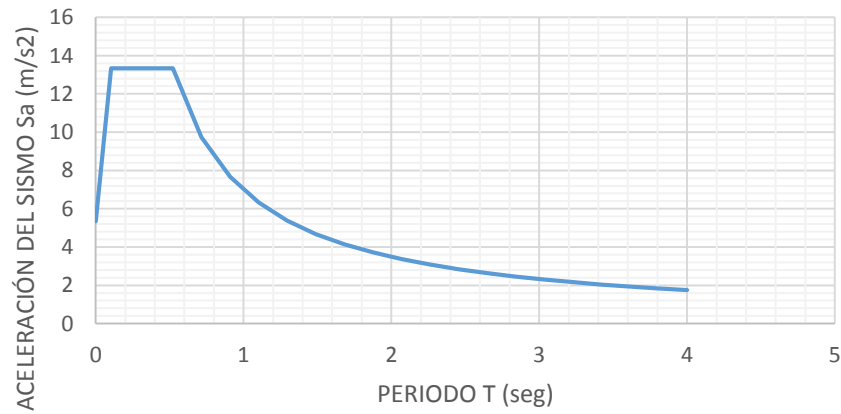
Espectro de Diseño Norma Chilena
Suelo C



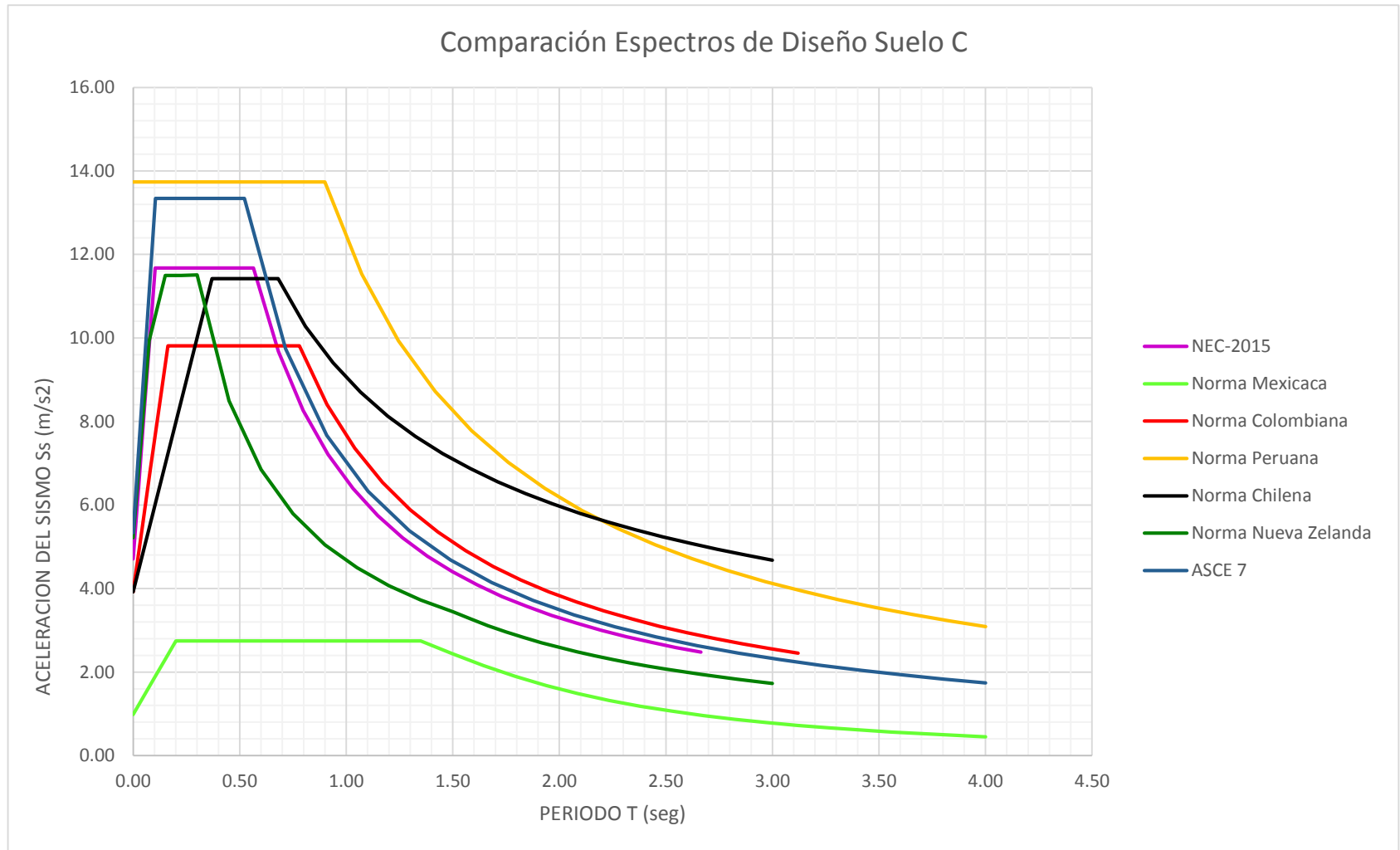
Espectro de Diseño Norma Nueva Zelanda
Suelo C



Espectro de Diseño ASCE 7 Suelo C



4.4.5. Comparación Espectros Elásticos



5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

De acuerdo al análisis realizado en el presente trabajo de investigación se puede concluir algunos aspectos importantes.

1. El factor principal para la variación del periodo de vibración es el agrietamiento del hormigón, como podemos ver en la tabla de resultados las normas que contemplan el mismo agrietamiento tienen el mismo periodo, mientras las normas que el nivel de agrietamiento varia su periodo es diferente.
2. En las normas que no se contemplan el nivel de agrietamiento, el periodo de vibración de las estructura es mucho menor que las normas que si contemplan el parámetro mencionado, como es el caso de la norma Chilena con relación con las otras normas.
3. Analizando los parámetros que intervienen en el cálculo del periodo de vibración de la estructura, se concluye que el periodo de vibración va decreciendo conforme va aumentando la rigidez de la estructura, teniendo en el sistema de muros de corte periodos mucho menores a los periodos de los dos otros sistemas estructurales estudiados.
4. Se puede concluir también que mientras varía la elevación de la estructura, su masa aumenta teniendo como resultado un mayor periodo de vibración.
5. Haciendo una comparación entre las diferentes normas, se puede observar que las únicas normas que contemplan un agrietamiento diferente para las etapas de análisis y diseño son la norma Americana y la Colombiana, mientras que las otras normas no contemplan esto, por lo que se asume que el agrietamiento será el mismo para las dos etapas.
6. Como dato de control, se tomó el cálculo de la torsión en la estructura, dado que era una estructura regular tanto en planta como en elevación, este parámetro está dentro de los rangos permisibles en todas las normas estudiadas.

7. El cálculo de derivas de piso fue otro dato de control en el diseño, dando como resultado que la norma Peruana no cumple para sistemas de pórticos a momento en estructuras de 15 y 20 pisos, mientras que las otras normas cumplen con esta limitación.
8. Comparando los diferentes espectros elásticos, se puede observar que el espectro de mayor exigencia entre los propuestos resulta ser el de la norma Peruana, mientras que el menos exigente fue el de la norma Mexicana.
9. El espectro inelástico varía por el coeficiente de modificación de respuesta “R”, por lo que se obtienen espectros diferentes para los tres sistemas estructurales estudiados, teniendo como resultado que el de mayor exigencia fue el de la norma de Nueva Zelanda para los tres sistemas, por otro lado la norma Mexicana fue la menos exigente.
10. Se puede observar que existen normas como la de Chile, Nueva Zelanda y México que no contemplan un periodo estático dentro de su normativa, por lo que se basan en un periodo más exacto dado por un análisis dinámico.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE). (2014). *Requisitos de reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. Farmington hills: ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE).
- American Society Of Civil Engineers. (2013). *ASCE Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*. Reston, VA: ASCE/SEI 7 - 10.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Requisitos Generales De Diseño y Construcción Sismo Resistente*. Bogota: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Bungale S. Taranath, P. P. (2010). *Reinforced Concrete Design of Tall Buildings*. United States of America: Taylor and Francis Group, LLC.
- Comisión Federal de Electricidad. (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo*. Mexico: Comisión Federal de Electricidad .
- Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014). NEC-SE-DC: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. En C. E. Construcción, *NEC-SE-DC: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Dirección Nacional de Defensa Civil, D. N. (s.f.). *Mapa Sismo Tectónico del Ecuador*.
- H. Yepes, J.-I. C. (s.f.). ESTUDIO DEL RIESGO SISMICO EN EL ECUADOR. En E. P. Instituto Geofísico, & I. F. ORSTOM, *ESTUDIO DEL RIESGO SISMICO EN EL ECUADOR* (págs. 161-164). Quito.
- Ing. Juan Carlos Garces, I. J. (2014). *Capitulo 3.- Conceptos Basicos del Diseño Sismoresistente*. Quito.
- Ingeniero Juan Carlos Garcés, I. J. (2014). *Capitulo 1. Clases Diseño Sismo Resistente*. Quito.

- INN-CHILE Instituto Nacional de Normalizacion, I.-C. I. (1999). *Norma CHilena Oficial NCh 433.Of96*. Chile: INN-CHILE, Instituto Nacional de Normalizacion.
- Instituto de la Construcción y Gerencia. (2006). *Norma E.0.30, Diseño Sismorresistente*. Peru: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Instituto Ecuatoriano de Normalizacion. (1976). *Guia Popular de Construccion Sismo Resistente* . Quito : INEN.
- Instituto Geofisico Escuela Politecnica Nacional. (18 de 03 de 2015). *Instituto Geofisico Escuela Politecnica Nacional*. Obtenido de Instituto Geofisico Escuela Politecnica Nacional: <http://www.igepn.edu.ec/un-dia-como-hoy>
- Instituto Nacional de Infraestructura Física y Educativa. (2011). Normas y Especificaciones para Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones. Volumen 4. En I. N. Educativa, *Normas y Especificaciones para Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones. Volumen 4*. México, D.F.: INIFED.
- Instituto Nacional de la Infraestructura Física Educativa. (2014). Normas y Especificaciones para Estudios, Proyectos, Construcción e Instalaciones . *Tomo V: Diseño de Estructuras de Concreto* . Mexico : INIFED.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo, M. d. (2011). *Decreto #60 Requisitos de Diseño y Calculo para el Hormigon Armado*. Santiago.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo, M. d. (2011). *Decreto #61 Diseño Sisimico de Edificios* . Santiago.
- Murty, C., Goswami, R., A.R.Vijayanarayanan, & Mehta, V. V. (s.f.). *Earthquake Behaviour of Buildings*. Government of Guajarat: Guajarat State Disaster Management Authorityt.

- New Zealand Structure Verification Method. (2004). Structural design actions.- Earthquake actions- New Zealand-Commentary. New Zealand: Standards New Zealand.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogota: Mc. Graw Hill.
- SENCICO. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.060 Concreto Armado*. Peru: SENCICO.
- Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica, A. C. (16 de 03 de 2015). *Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica, A. C.* Obtenido de Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica, A. C.: <http://www.smis.org.mx/htm/sm7.htm>
- Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica, A.C. (16 de 03 de 2015). *Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica, A.C.* Obtenido de Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica, A.C.: <http://www.smis.org.mx/htm/sm4.htm>
- Standards Council . (17 de Marzo de 2006). Concrete Structures Standard Part 1- The Design of Concrete Structures. Nueva Zelanda: Standards New Zealand.
- Technical Committee BD-006-04-11. (21 de Diciembre de 2004). Structural Design Actions.- Part5: Earthquake actions- New Zealand. New Zealand: Standards New Zealand.
- Tejada, A. d. (Junio de 2011). Análisis Dinámico de Estructuras en el Dominio de la Frecuencia. Madrid, España: Universidad Politécnica de Madrid .