



UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

COMPARACIÓN DE LAS NORMAS ASCE 7-10 Y NEC-2015 EN EL DISEÑO SÍSMICO CON APLICACIÓN A PÓRTICOS ESPECIALES CON Y SIN MUROS ESTRUCTURALES

Trabajo de titulación previo a la
obtención del título de Ingeniero Civil

Director:

Ing. Francisco Xavier Flores Solano, PhD.

C.I: 0301547410

Autor:

Jorge Emmanuel Durán Naranjo

C.I: 0105081590

Cuenca – Ecuador

Abril-2017



RESUMEN

Ecuador un país que ha sufrido el embate de los sismos durante su historia, y por esta razón ha desarrollado su propia norma para el diseño sísmoresistente de edificaciones basado en distintas normas internacionales, siendo una de sus fuentes principales la norma estadounidense ASCE7-10. La importancia de una norma que cumpla con los requerimientos para salvaguardar la vida sin sobreestimar los efectos sísmicos, es esencial para tener estructuras seguras y económicamente viables. Para establecer la rigurosidad de la norma ecuatoriana, en este estudio se la compara con la norma estadounidense en el diseño de una edificación regular de 12 niveles de hormigón armado, por el método estático de fuerzas laterales equivalentes. Esta comparación fue realizada usando el sistema de pórticos y el sistema de muros estructurales, además se analizó una variación del sistema de pórticos, donde solo los pórticos perimetrales resisten las cargas laterales y los pórticos interiores resisten solo cargas a gravedad. Se pudo verificar para los dos sistemas que la norma estadounidense es más rigurosa en el diseño por resistencia de los miembros mientras que las fuerzas usadas en el control de derivas son considerablemente menores, estas diferencias no producen un impacto considerable en el sistema de pórticos, mientras para los muros la diferencia es más marcada. El sistema de pórticos perimetrales no presentó beneficios por ahorro de hormigón, sin embargo, las secciones internas a gravedad son considerablemente menores, siendo una ventaja desde el punto de vista arquitectónico.

Palabras clave: Comparación de normas, ASCE7-10, NEC-SE-DS 2015, Fuerzas laterales equivalentes, sistema de pórticos, muros estructurales.



ABSTRACT

Ecuador is a country that has suffered from earthquakes during its history, and due to that it has developed its own standard for the design of seismic-resistant buildings based on different international standards, being the American ASCE7-10 one of its main sources. The importance of a standard that meets the requirements to safeguard life without overestimating seismic effects, is essential for safe and economically viable structures. In order to establish the rigor of the Ecuadorian standard, in this study its compared with the US standard in the design of a regular building of 12 levels of reinforced concrete by the static method of equivalent lateral forces. This comparison was carried out using the moment resisting frame system and the structural wall system, in addition a variation of the moment resisting frame system was analyzed, where only the perimeter frames resist side loads and the interior frames only withstand gravity loads. It was possible to verify for the two systems that the US standard is more rigorous in the limb resistance design while the forces used in the drift control are considerably smaller, these differences do not produce a considerable impact on the gantry system, while for the walls the difference is more marked. The system of perimeter frames did not present benefits by saving concrete, nevertheless the internal sections to gravity are considerably smaller, that being an advantage from the architectonic point of view.

Keywords: Comparison of standards, ASCE7-10, NEC-SE-DS 2015, Equivalent lateral forces, frame system, walls system



Contenido

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN.....	11
1.1. Antecedentes	11
1.2. Justificación	12
1.3. Objetivos.....	12
1.3.1. Objetivo general.....	12
1.3.2. Objetivos específicos.....	12
1.4. Alcance	13
1.5. Contenido de este documento	13
CAPITULO 2: BASES DE DISEÑO.....	15
2.1. Bases de diseño NEC-SE-DS 2015.....	15
2.1.1. Espectro elástico de diseño en aceleraciones.....	16
2.1.2. Determinación del periodo fundamental	20
2.1.3. Cortante Basal.....	21
2.1.4. Fuerzas sísmicas laterales	25
2.1.5. Inercias Agrietadas	26
2.1.6. Control de derivas	27
2.1.7. Efectos de segundo orden e índice de estabilidad.....	27
2.2. Bases de diseño ASCE7-10	28
2.2.1. Espectro de respuesta de diseño.....	28
2.2.2. Determinación del Periodo fundamental	32
2.2.3. Coeficientes de regularidad	33
2.2.4. Coeficiente R y procedimientos de análisis estructural.....	37
2.2.5. Cortante basal.....	38
2.2.6. Fuerzas laterales sísmicas	39
2.2.7. Inercias Agrietadas	43
2.2.8. Control de derivas y efectos P-Delta.....	44
2.3. Tabla comparativa de las bases de diseño	46
CAPITULO 3: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN.....	47
3.1. Consideraciones iniciales para el diseño	47
3.2. Método de las fuerzas laterales equivalentes.....	51
3.3. Espectros de diseño de aceleración	52
3.3.1. Espectro elástico de diseño en aceleraciones NEC-SE-DS.....	52
3.3.2. Espectro elástico de diseño en aceleraciones ASCE7-10.....	53



3.4.	Modelamiento en ETABS.....	55
3.5.	Diseño de Pórtico especial con vigas descolgadas, NEC-SE-DS	59
3.6.	Diseño de Pórtico especial a momento de concreto reforzado, ASCE7-10	62
3.7.	Diseño de Pórtico especial a momento de concreto reforzado en marcos perimetrales, ASCE 7 - 10	66
3.8.	Diseño de Muros estructurales dúctiles de hormigón armado, NEC-SE-DS	70
3.9.	Diseño de Muros de corte especiales de concreto reforzado, ASCE7-10	73
3.10.	Comparación de las bases de diseños	77
CAPITULO 4: RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....		79
4.1.	Análisis de resultados	79
4.1.1.	Análisis de sistemas de pórticos, ASCE 7 -10 vs. NEC-DS-SE.....	79
4.1.2.	Análisis de sistemas de muros estructurales, ASCE 7 -10 vs. NEC-DS-SE	81
4.1.3.	Análisis de sistema de pórticos especiales perimetrales, ASCE7-10.....	82
4.2.	Evaluación cualitativa de las normas	83
CAPITULO 5: CONCLUSIONES.....		87
BIBLIOGRAFÍA.....		89



Índice de tablas

Tabla 1 Valores del factor Z. (CAMICON & MIDUVI, 2014).....	17
Tabla 2 Clasificación de perfiles de suelo. (CAMICON & MIDUVI, 2014).....	18
Tabla 3 Tipo de suelo y factor de sitio Fa (CAMICON & MIDUVI, 2014).....	18
Tabla 4 Tipo de suelo y factor de sitio Fd (CAMICON & MIDUVI, 2014).....	19
Tabla 5 Tipo de subsuelo y factores del comportamiento inelástico del suelo Fs (CAMICON & MIDUVI, 2014).....	19
Tabla 6 Valores de la razón de aceleración espectral y el PGA (CAMICON & MIDUVI, 2014)	19
Tabla 7 Coeficientes para estimar periodo de vibración. (CAMICON & MIDUVI, 2014)	21
Tabla 8 Coeficiente de importancia según el tipo de uso de la estructura. (CAMICON & MIDUVI, 2014)	22
Tabla 9 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. (CAMICON & MIDUVI, 2014).....	22
Tabla 10 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada. (CAMICON & MIDUVI, 2014).....	23
Tabla 11 Coeficientes de irregularidad en planta. (CAMICON & MIDUVI, 2014)	24
Tabla 12 Coeficientes de irregularidad en elevación. (CAMICON & MIDUVI, 2014).....	25
Tabla 13 Valor del coeficiente k. (CAMICON & MIDUVI, 2014).....	25
Tabla 14 Valores máximos para la deriva inelástica. (CAMICON & MIDUVI, 2014)	27
Tabla 15 Categoría de riesgo. (ASCE & SEI, 2013b).....	29
Tabla 16 Factor de importancia en función de la categoría de riesgo. (ASCE & SEI, 2013b)	29
Tabla 17 Tipo de suelo. (ASCE & SEI, 2013b)	29
Tabla 18 Coeficiente de sitio Fa. (ASCE & SEI, 2013b).....	30
Tabla 19 Coeficiente de sitio Fv. (ASCE & SEI, 2013b).....	30
Tabla 20 Categoría de diseño basado en SDS	31
Tabla 21 Categoría de diseño basado en SD1	31
Tabla 22 Coeficientes en sistema métrico para el periodo aproximado Ta.....	32
Tabla 23 Coeficiente de límite superior	33
Tabla 24 Irregularidades horizontales.....	34
Tabla 25 Irregularidades verticales.....	35
Tabla 26 Deriva máxima permisible.....	36
Tabla 27 Coeficientes y factores de diseño para sistemas estructurales	37
Tabla 28 Procedimientos de análisis permitidos.....	38
Tabla 29 Requerimientos para los pisos que resisten más de un 35% de cortante basal	41
Tabla 30 Comparación de las bases de diseño.....	46
Tabla 31 Extracto de poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z	48
Tabla 32 Factores para desarrollar el espectro de aceleraciones para NEC-SE-DS	53
Tabla 33 Factores para desarrollar el espectro de aceleraciones para ASCE7-10.....	54
Tabla 34 Secciones para el sistema de pórtico especial NEC-SE-DS.....	59
Tabla 35 Periodo, coeficientes de regularidad y cortante de basal para el sistema de pórticos especiales.....	60
Tabla 36 Periodos calculados.	60
Tabla 37 Fuerzas laterales y derivas en dirección X e Y.	61
Tabla 38 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección X.....	61
Tabla 39 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección Y.....	62
Tabla 40 Secciones para el sistema de pórticos especiales ASCE7-10.....	63
Tabla 41 Periodo, aceleración y cortante basal para diseño por resistencia.....	63
Tabla 42 Carga reactiva y fuerzas laterales para diseño por resistencia	64
Tabla 43 Periodo, aceleración y cortante basal para cálculo de derivas	64



Tabla 44 Fuerzas laterales y derivas en X e Y.....	65
Tabla 45 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección X.....	65
Tabla 46 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección Y.....	66
Tabla 47 Secciones para el sistema de pórticos especiales perimetrales, ASCE7-10.....	67
Tabla 48 Periodo, aceleración y cortante basal para diseño por resistencia.....	67
Tabla 49 Carga reactiva y fuerzas laterales para diseño por resistencia.....	68
Tabla 50 Periodo, aceleración y cortante basal para cálculo de derivas.....	68
Tabla 51 Fuerzas laterales y derivas en X e Y.....	69
Tabla 52 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección X.....	69
Tabla 53 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección Y.....	69
Tabla 54 Secciones de vigas y columnas del sistema de muros estructurales NEC-SE-DS.....	70
Tabla 55 Secciones de los muros del sistema de muros estructurales NEC-SE-DS.....	71
Tabla 56 Periodo, coeficientes de regularidad y cortante basal para el sistema de muros estructurales.....	72
Tabla 57 Fuerzas laterales y derivas en X e Y.....	72
Tabla 58 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección X.....	72
Tabla 59 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección Y.....	73
Tabla 60 Secciones de vigas y columnas del sistema de muros de corte ASCE7-10.....	73
Tabla 61 Secciones de los muros del sistema de muros de corte ASCE7-10.....	74
Tabla 62 Periodo, aceleración y cortante basal para diseño por resistencia.....	74
Tabla 63 Carga reactiva y fuerzas laterales para diseño por resistencia.....	75
Tabla 64 Periodo, aceleración y cortante basal para cálculo de derivas.....	75
Tabla 65 Fuerzas laterales y derivas en X e Y.....	76
Tabla 66 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección X.....	76
Tabla 67 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección Y.....	76
Tabla 68 Comparación de los diseño.....	77
Tabla 69 Desplazamientos máximos producidos por las cargas laterales en la dirección Y.....	78
Tabla 70 Comparación de requerimientos de resistencia, sistema de pórticos.....	79
Tabla 71 Comparación de requerimientos de derivas, sistema de pórticos.....	80
Tabla 72 Comparación de requerimientos de resistencia, sistema de muros estructurales.....	81
Tabla 73 Comparación de requerimientos de derivas, sistema muros estructurales.....	81
Tabla 74 Comparación de requerimientos de resistencia entre pórticos especiales perimetrales y no perimetrales, ASCE7-10.....	82
Tabla 75 Comparación de requerimientos de derivas entre pórticos especiales perimetrales y no perimetrales, ASCE7-10.....	83
Tabla 76 Derivas máximas para pórticos poco redundantes.....	84
Tabla 77 Diferencia entre el factor R y el coeficiente para derivas inelásticas.....	85



CLÁUSULA DE DERECHOS DE AUTOR



Universidad de Cuenca
Cláusula de derechos de autor

Yo, Jorge Emmanuel Durán Naranjo autor del Trabajo de Titulación “COMPARACIÓN DE LAS NORMAS ASCE 7 – 10 Y NEC - 2015 EN EL DISEÑO SÍSMICO CON APLICACIÓN A PÓRTICOS ESPECIALES CON Y SIN MUROS ESTRUCTURALES”, reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, Abril de 2017

Jorge Emmanuel Durán Naranjo

C.I: 0105081590



CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL



Universidad de Cuenca
Cláusula de propiedad intelectual

Yo, Jorge Emmanuel Durán Naranjo autor del Trabajo de Titulación “COMPARACIÓN DE LAS NORMAS ASCE 7 – 10 Y NEC - 2015 EN EL DISEÑO SÍSMICO CON APLICACIÓN A PÓRTICOS ESPECIALES CON Y SIN MUROS ESTRUCTURALES”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, abril de 2017

Jorge Emmanuel Durán Naranjo

C.I: 0105081590



DEDICATORIA

A mis padres.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Jorge y Catalina, por ser el cimiento fundamental de lo que soy y lo que hago, sosteniéndome siempre ante los embates de la vida y de esta carrera universitaria.

A mi hermana Jessica, por la chispa adecuada, tan necesaria.

A Pamela, que nunca dejó que me enfrente a los problemas solo.

Al Ing. Francisco Flores, un ejemplo a seguir, un profesor con la capacidad de convertir las cosas difíciles en fáciles y un tutor que nunca duda.

CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

El 16 de abril del 2016, un terremoto de magnitud 7.8 (Mw) ocurrió cerca de la zona de Pedernales en Ecuador, sus efectos se hicieron presentes en varias provincias, muchas de las cuales sufrieron cuantiosos daños, como se puede ver en la Figura 1, mediante la escala EMS98 que valora la intensidad sísmica como los efectos de un terremoto sobre las edificaciones en 12 grados, el sismo de pedernales tuvo una valoración de grado 9 que corresponde a "destructivo" y las zonas aledañas a grados 8, 7, 6 que corresponden a daños severos, daños y daños leves respectivamente.

La intensidad de 9 EMS determinada por la IGEPN (Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional) manifiesta el colapso observado en muchas edificaciones vulnerables y además los daños en edificaciones construidas bajo el amparo de las normas técnicas. (Instituto Geofísico, 2016)

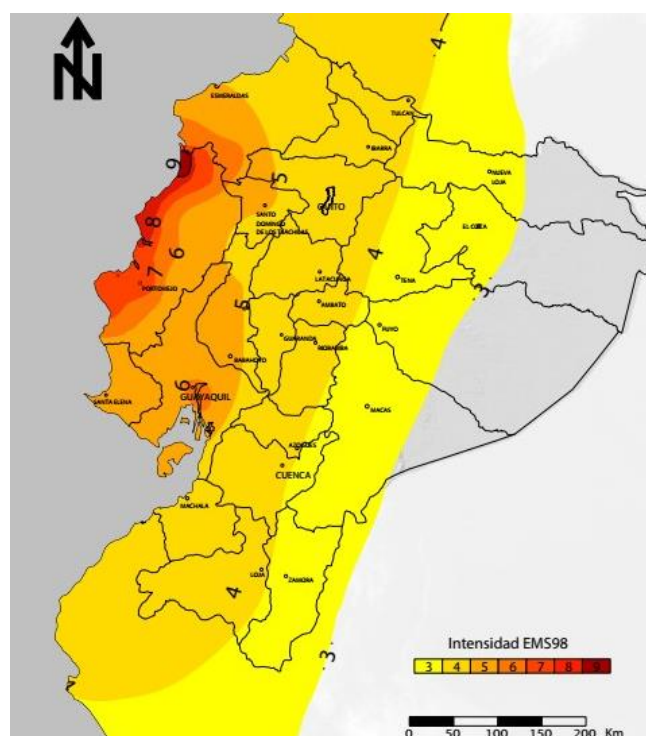


Figura 1 Mapa de intensidades con escala EMS98 del sismo del 16 de abril. (Instituto Geofísico, 2016)

Como consecuencia de la actividad sísmica histórica, Ecuador ha desarrollado su propia norma para el diseño sísmoresistente de edificaciones. Estas normas, desarrolladas también por otros países, son necesarias para garantizar el correcto funcionamiento de una edificación y precautelar la seguridad de sus ocupantes ante un sismo.

La norma ecuatoriana llamada "Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente" NEC-SE-DS 2015 está basada en distintas normas internacionales siendo una de sus principales fuentes la norma de los Estados Unidos, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures" ASCE7-



2010. Entre estas dos normas hay diferencias en los requerimientos para el diseño sísmo resistente, siendo la ASCE7-10 una norma bajo numerosos estudios y constantes actualizaciones, es una buena herramienta para establecer si la rigurosidad de la norma ecuatoriana es adecuada mediante su comparación.

Para la comparación se diseñará una edificación de 12 pisos mediante la norma ecuatoriana y luego por la norma estadounidense. Además, se analizará 2 tipos de sistemas estructurales, pórticos especiales y muros estructurales.

En el sistema de pórticos especiales, a más de diseñarse bajo las dos normas, se realizará un tercer diseño solo mediante la ASCE7-10, en el que los pórticos que forman parte del perímetro son resistentes a cargas laterales y todos los pórticos interiores solo resisten cargas a gravedad. Esta tipología es muy usada en Estados Unidos, por lo que se analizará sus beneficios respecto al sistema de pórticos usado en Ecuador en el que todos los pórticos resisten cargas laterales.

1.2. Justificación

La importancia de una norma para edificaciones sísmo resistentes que cumpla al menos con los requerimientos justos presentados por un sismo es esencial para salvaguardar la vida, sin embargo, sobreestimar esos efectos puede tener un impacto alto en los costos de una edificación, entonces es necesario saber el nivel de rigurosidad de la norma ecuatoriana comparándola con una de las normas más estudiadas, actualizadas e importantes del mundo, la ASCE7-10.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Analizar el nivel de exigencia de los requerimientos y especificaciones técnicas para el diseño sísmo resistente de edificaciones de la norma ecuatoriana NEC-SE-DS 2015, mediante la comparación con los resultados obtenidos por la norma estadounidense *American Society of Civil Engineers 2010* (ASCE 07-10).

1.3.2. Objetivos específicos

Comparar el diseño de una edificación regular de 12 pisos situada en la ciudad de Cuenca con sistema de pórticos especiales usando la norma ecuatoriana versus la norma estadounidense mediante el método de fuerzas laterales equivalentes.



Comparar el diseño de una edificación de 12 pisos con sistema muros estructurales usando la norma ecuatoriana versus la norma estadounidense mediante el método de fuerzas laterales equivalentes.

Establecer si hay beneficios de usar un sistema de pórticos especiales perimetrales sobre un sistema de pórticos especiales en una edificación regular de 12 pisos situada en la ciudad de Cuenca.

Discusión sobre las diferencias principales entre las normas, en la aplicación del método de fuerzas laterales equivalentes.

1.4. Alcance

Las normas tienen 3 métodos de diseño, Fuerzas Laterales Equivalentes (ELF), modal-espectral (MRS) y análisis tiempo-historia lineal o no lineal. Todos los diseños en este documento usan el método de fuerzas laterales equivalentes, este método estático es el mínimo requerido y de uso obligatorio para las dos normas.

Los efectos P-Delta también llamados efectos de segundo orden, son considerados mediante el uso del coeficiente de estabilidad y no en el modelo computacional.

Esta fuera del alcance de este documento el análisis de estructuras de tipo esencial y estructuras con irregularidades en planta o elevación.

Las comparaciones son enfocadas hacia los requerimientos de las normas, como las fuerzas de diseño y el control de derivas bajo diferentes sistemas estructurales, estando así fuera del alcance de este documento el detallamiento del refuerzo. Sin embargo, se trabaja bajo el supuesto de que el sistema de pórticos tiene una adecuada capacidad dúctil, es decir tiene un detallamiento "especial", que se rige con los requerimientos del ACI318-14 sección 18.2.3 hasta 18.2.8 y 18.6 hasta 18.8.

1.5. Contenido de este documento

El presente trabajo de titulación está dividido en 6 capítulos, dentro de los cuales se desarrolla la problemática como se describe a continuación:

Capítulo 1 "Introducción": En este capítulo se aborda la necesidad de estudiar la exigencia de la norma ecuatoriana y los objetivos al compararla con la norma estadounidense.

Capítulo 2 "Bases de diseño": En este capítulo se estudian las normas usadas, describiendo cada uno de los requerimientos y restricciones para el diseño por el método de fuerzas laterales equivalentes, primero la norma ecuatoriana y luego la estadounidense, finalmente se muestra una tabla comparativa de las bases de diseño.



Capítulo 3 “Análisis y diseño de la edificación”: En este capítulo se desarrolla el análisis y diseño de la edificación por los diferentes sistemas estructurales con las dos normas. Primero se explican las consideraciones usadas para los diseños, la explicación secuencial del método de fuerzas laterales y la obtención de los espectros de diseño. Finalmente se explica la modelación realizada por medio del software ETABS y se muestran los diseños de sistema de pórticos y muros estructurales.

Capítulo 4 “Resultados y discusión”: En este capítulo se discuten los resultados obtenidos del capítulo 3 al comparar los sistemas estructurales diseñados por la NEC-SE-DS 2015 versus ASCE7 – 10. La comparación es realizada cualitativa y cuantitativamente.

Capítulo 5 “Conclusiones”: En este capítulo se presentan las conclusiones del estudio realizado en función de los resultados y discusión del capítulo 4

Capítulo 6 “Bibliografía”: Finalmente se muestra la bibliografía usada a lo largo de este documento.



CAPITULO 2: BASES DE DISEÑO

En este capítulo se exploran cada uno de los requerimientos y restricciones necesarias para el diseño por el método de fuerzas laterales equivalentes para las dos normas en estudio, NEC-SE-DS 2015 y ASCE 7 – 10. Los requerimientos son: obtención del espectro de diseño, determinar el periodo fundamental, determinar el cortante basal, definición y distribución de las fuerzas sísmicas laterales, control de desplazamientos por derivas y finalmente verificación de efectos de segundo orden (P-Delta).

Los métodos de diseño sismo resistente y la determinación de las fuerzas sísmicas laterales pueden llevarse a cabo bajo métodos estáticos o dinámicos (CAMICON & MIDUVI, 2014). Para la norma ecuatoriana se puede elegir el método estático siempre y cuando haya regularidad de la estructura en planta y en elevación. Para la norma estadounidense depende de la categoría de diseño, sistema estructural, altura, y de la regularidad en planta y elevación. Para las dos normas el requisito mínimo obligatorio para el diseño de edificaciones es el método estático de fuerzas laterales equivalentes.

El método de las fuerzas laterales equivalentes es un método aproximado que consiste en representar las fuerzas sísmicas de diseño mediante cargas laterales estáticas, reduciendo el problema dinámico a uno estático. (Rondón & Chio, 2009)

Este método se basa en la suposición de que el comportamiento estructural está controlado por un primer modo de vibración correspondiente a la traslación de todas las masas en la dirección de aplicación del cortante basal, igualando la masa efectiva del primer modo a la masa total de la estructura para compensar la ausencia de otros modos de vibración. (Piscal, Lamus, & Araque, 2013)

Los modos de vibración básicamente dependen de la rigidez y masa de la estructura, es así que cada edificación, con sus particularidades tiene respectivamente variaciones en sus modos de vibración, entonces para comparar dos normas y que las particularidades no sean un factor preponderante se usa el método de fuerzas laterales equivalentes.

A continuación, se presentan las bases de diseño para las dos normas, en cada una de ellas, se obtiene y describe todos los requerimientos necesarios para el posterior diseño.

2.1. Bases de diseño NEC-SE-DS 2015

La norma ecuatoriana NEC-SE-DS 2015 llamada "Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente" contiene los requerimientos mínimos, restricciones y métodos para el diseño sismo resistente de edificios principalmente, para otro tipo de estructuras recomienda complementar con normas extranjeras, las principales ASCE7-10 (Minimum Design Loads for Buildings and other

Structures), ASTM (American Society of Testing Materials) y FEMA 450 (Federal Emergency Management Agency).

Esta norma es de cumplimiento obligatorio a nivel nacional y aplica la filosofía de diseño basada en desempeño. El objetivo de esta filosofía es evitar la pérdida de vidas a través de impedir el colapso de todo tipo de estructura. Se añade el objetivo de protección en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo para las estructuras de ocupación especial y esencial (CAMICON & MIDUVI, 2014).

2.1.1. Espectro elástico de diseño en aceleraciones.

El espectro de diseño de aceleraciones (Figura 2) es un gráfico que relaciona la aceleración del suelo con el periodo natural de la estructura y recoge en términos prácticos las solicitaciones posibles de diferentes tipos de sismos. Depende de factores específicos del lugar de emplazamiento para su construcción.

Su importancia radica en la obtención de la aceleración como fracción de la gravedad que determinará la magnitud de las fuerzas laterales de diseño y los desplazamientos consecuentes.

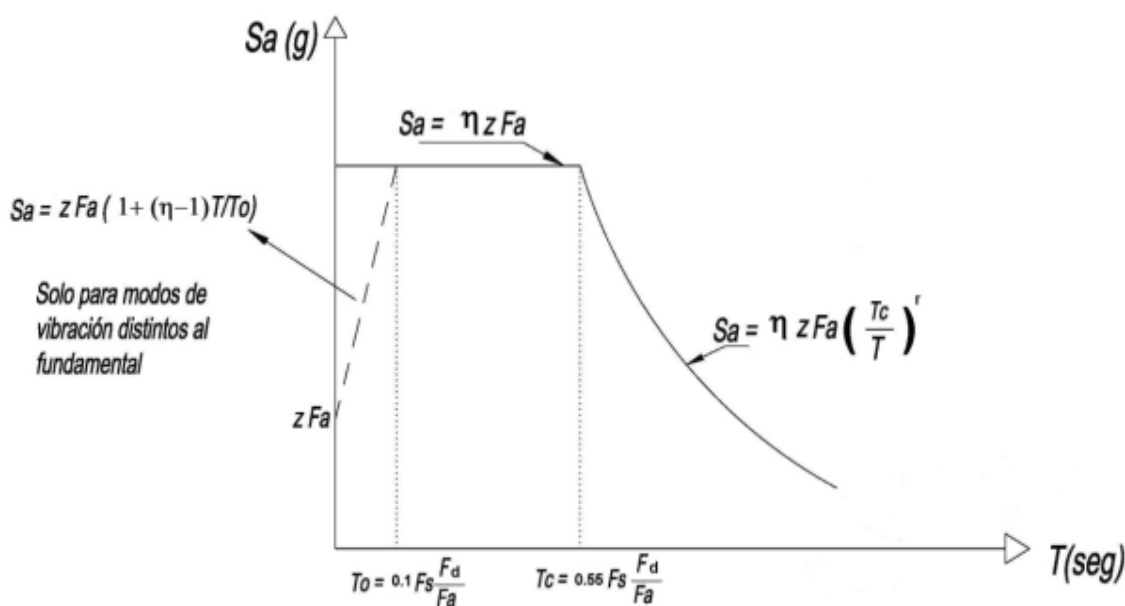


Figura 2 Espectro elástico de aceleraciones. (CAMICON & MIDUVI, 2014)

Los factores, ecuaciones y procedimiento que se observan en el gráfico para la construcción del espectro, se detallan a continuación:

2.1.1.1. Factor de zona

El Ecuador ha sido dividido en 6 zonas según la peligrosidad sísmica esperada. Estas zonas se pueden definir con la ubicación del proyecto mediante un mapa o un apéndice, ambos presentes en la norma ecuatoriana.

Con el mapa (Figura 3) se puede buscar visualmente la zona sísmica para obtener el factor Z, o con el nombre de la ciudad en el apéndice 10.3 de la NEC-SE-DS 2015 se obtiene directamente el factor Z.

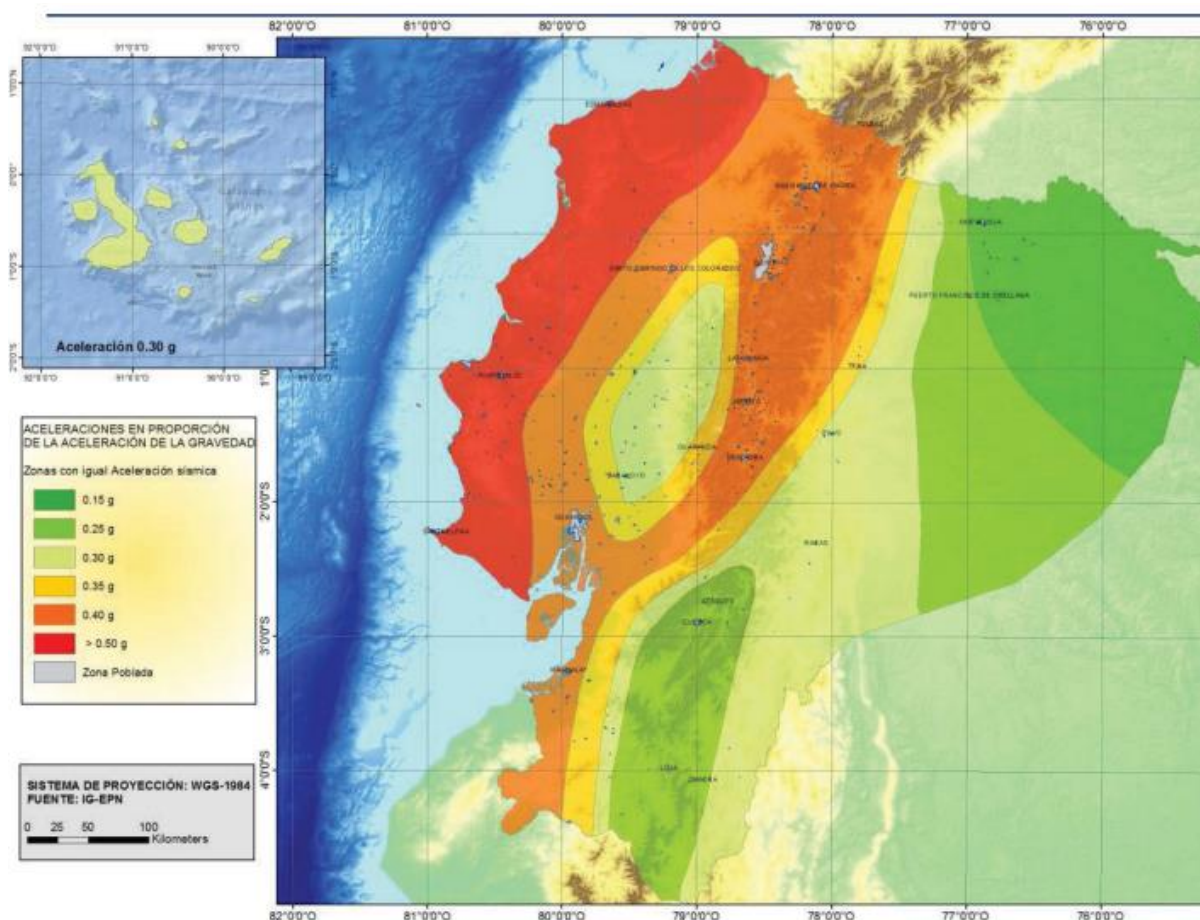


Figura 3 Zonificación sísmica del Ecuador

El factor de zona "Z" está expresado como una fracción de la gravedad, define a la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño. Hay 6 posibles valores para el factor Z que depende de la ubicación de la edificación y caracterizan al peligro sísmico como intermedio, alto y muy alto (Tabla 1).

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15 g	0.25 g	0.30 g	0.35 g	0.40 g	≥ 0.50 g
Peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 1 Valores del factor Z. (CAMICON & MIDUVI, 2014)

Los valores del factor Z, corresponden a estudios actualizados al 2011 y el estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno de 475 años). (CAMICON & MIDUVI, 2014)

2.1.1.2. Coeficientes de perfil de suelo y Factores de sitio

Para el diseño sísmico la norma ecuatoriana define 6 tipos de perfiles de suelo que van desde un suelo de roca competente hasta arcillas de alta plasticidad. Se designan por las letras A – F. La clasificación debe utilizar a los 30 m de suelo superiores, excepto para la categoría F donde puede ser necesario más profundidad.



El primer paso es comprobar que el suelo en estudio no corresponda al tipo F, si lo hace, es obligatorio un estudio sísmico del suelo por un geotécnico. Para la categorización del suelo en los demás tipos, se usa los valores obtenidos de las siguientes características del suelo: Vs: Velocidad media de onda de cortante, N: Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, Su: Resistencia media al corte no drenado, IP: índice de plasticidad, w: Contenido de agua.

Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} \geq V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} \geq V_s \geq 360 \text{ m/s}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s > 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N > 15.0$ $100 \text{ kPa} > Su \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20, w \geq 40\%, Su < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

Tabla 2 Clasificación de perfiles de suelo. (CAMICON & MIDUVI, 2014)

Factores de sitio

Para construir el espectro de diseño se relaciona el tipo de suelo y la zonificación sísmica con coeficientes de amplificación de esas aceleraciones, llamadas factores de sitio.

Para los suelos tipo F no hay valores para los factores de sitio Fa, Fd ni Fs porque según la norma se requieren estudios especiales específicos del suelo, que permitirán conocer y modelar el comportamiento dinámico. También para establecer la velocidad de onda cortante se puede usar correlaciones de datos de velocidades de onda cortante de suelos similares al área local y las propiedades de esos suelos.

Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	-	-	-	-	-	-

Tabla 3 Tipo de suelo y factor de sitio Fa (CAMICON & MIDUVI, 2014)

Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	-	-	-	-	-	-

Tabla 4 Tipo de suelo y factor de sitio Fd (CAMICON & MIDUVI, 2014)

Fs: Comportamiento no lineal de los suelos

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	-	-	-	-	-	-

Tabla 5 Tipo de subsuelo y factores del comportamiento inelástico del suelo Fs (CAMICON & MIDUVI, 2014)

2.1.1.3. Factor η y r

Razón de aceleración espectral y el PGA, η

Este factor varía en función de la región de emplazamiento de la edificación. Representa la relación entre la aceleración espectral y el PGA para el periodo de retorno seleccionado (S_a/Z). Proviene de estudios realizados de los espectros de peligro uniforme en roca obtenidos mediante las aceleraciones espectrales normalizadas para la aceleración máxima del terreno Z (CAMICON & MIDUVI, 2014), adoptando los siguientes valores:

η	Región
1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2.60	Provincias del Oriente

Tabla 6 Valores de la razón de aceleración espectral y el PGA (CAMICON & MIDUVI, 2014)

Factor r

Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$ Para todos los suelos excepto el tipo E

$r = 1.5$ Para suelos tipo E



2.1.1.4. Periodos límites de vibración

Establecen límites para conformar el espectro de diseño. Se pueden obtener mediante las siguientes expresiones:

$$T_0 = 0.10 F_S \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. (1)}$$

$$T_C = 0.55 F_S \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. (2)}$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad \text{Ec. (3)}$$

Para suelos con perfiles del tipo D y E, el valor de T_L se limita a 4 segundos.

2.1.1.5. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

El espectro expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad, con un amortiguamiento del 5%, se obtiene por las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_C \quad \text{Ec. (4)}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_C}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_C \quad \text{Ec. (5)}$$

Para un análisis dinámico y únicamente para evaluar modos diferentes al modo fundamental, el valor de S_a para periodos menores a T_0 se calcula por la siguiente ecuación:

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0}\right] \quad \text{para } T \leq T_0 \quad \text{Ec. (6)}$$

2.1.2. Determinación del periodo fundamental

El tiempo requerido para que el sistema estructural complete un ciclo de vibración, es el periodo fundamental o simplemente periodo de vibración T .

Depende de factores propios de la estructura como rigidez, masa y amortiguamiento, que solo pueden conocerse de forma precisa luego del dimensionamiento definitivo de la estructura, ante esta dificultad, se dispone de métodos empíricos que permiten obtener una estimación razonable del periodo y así las fuerzas sísmicas para realizar el dimensionamiento.

Método 1, periodo aproximado

Solo para estructuras de edificación, T se puede aproximar por:

$$T_a = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec. (7)}$$

Donde C_t y α son coeficientes que dependen del sistema estructural del edificio, y h_n es la altura total del edificio desde su base.



Tipo de estructura	Ct	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Tabla 7 Coeficientes para estimar periodo de vibración. (CAMICON & MIDUVI, 2014)

Método 2

El segundo método a usarse debe cumplir que utilice las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes, es decir un periodo calculado, dentro de este marco la norma ecuatoriana abre la posibilidad de usar una expresión conocida como el método de Rayleigh, Ec. (8) o por el uso del periodo modal.

Este periodo calculado, llamado en este documento T_{COMP} (T computed) se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$T_{COMP} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i d_i}} \quad \text{Ec. (8)}$$

Dónde:

f_i Fuerzas laterales en el piso i.

d_i Deflexión elástica del piso I, por las fuerzas laterales f_i

w_i Peso asignado al nivel i, como fracción de la carga reactiva total W

g Aceleración de la gravedad.

El periodo obtenido por el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor del periodo por método 1. Cuando esta exigencia no se cumple se procede a aumentar el periodo aproximado del método 1 en un 30% y repetir todo el proceso de análisis, para volver a verificar que se cumpla esta diferencia.

2.1.3. Cortante Basal

El cortante basal o de base, es la fuerza resultante a nivel de cargas últimas en la base de la estructura compuesta por la sumatoria de las fuerzas laterales aplicadas en cada piso, determinada por la siguiente ecuación:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \emptyset_P \emptyset_E} W \quad \text{Ec. (9)}$$

Dónde:

I Coeficiente de importancia

$S_a(T_a)$ Aceleración espectral de diseño, sección [2.1.1.5]

R Factor de reducción de resistencia sísmica

\emptyset_P y \emptyset_E Coeficientes de regularidad en planta y elevación

W Carga sísmica reactiva



2.1.3.1. Coeficiente de importancia

Este factor se encarga de amplificar al cortante basal en función a la importancia del uso de las edificaciones, para así precautelar la operatividad de estructuras importantes reduciendo su daño.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Tabla 8 Coeficiente de importancia según el tipo de uso de la estructura. (CAMICON & MIDUVI, 2014)

2.1.3.2. Factor de reducción de resistencia sísmica

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño cuando las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. (CAMICON & MIDUVI, 2014).

En esta norma este factor depende solo de la tipología estructural, y se divide en sistemas estructurales dúctiles y de ductilidad limitada.

Sistemas estructurales dúctiles	R
Sistemas duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 9 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. (CAMICON & MIDUVI, 2014)

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Tabla 10 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada. (CAMICON & MIDUVI, 2014)

2.1.3.3. Coeficientes de Regularidad

La intención de estos coeficientes es proveer a la estructura de mayor resistencia ante la presencia de irregularidades aumentando el cortante basal, pero no cambian el hecho de que la estructura pueda tener un desempeño insatisfactorio ante un sismo por su configuración irregular.

- Irregularidad en planta \emptyset_P

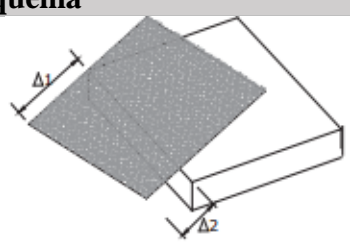
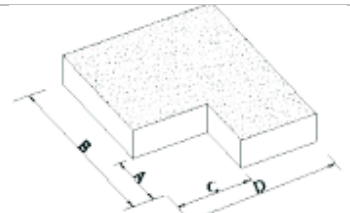
$$\emptyset_P = \emptyset_{PA} * \emptyset_{PB} \quad \text{Ec. (10)}$$

Dónde:

\emptyset_{PA} Mínimo valor de \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura para irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

\emptyset_{PB} Mínimo valor de \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura para irregularidades tipo 4.

\emptyset_{Pi} Coeficiente de configuración de planta, obtenido mediante la tabla 11.

Tipo de irregularidad	Esquema
Irregularidad Torsional, $\emptyset_{Pi} = 0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$ Existe esta irregularidad cuando la máxima deriva de un extremo incluyendo la torsión accidental es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura.	
Retrocesos excesivos en las esquinas, $\emptyset_{Pi} = 0.9$ $A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$ Se considera irregular cuando los entrantes representan una longitud mayor al 15% de la longitud de la planta en la dirección del entrante	

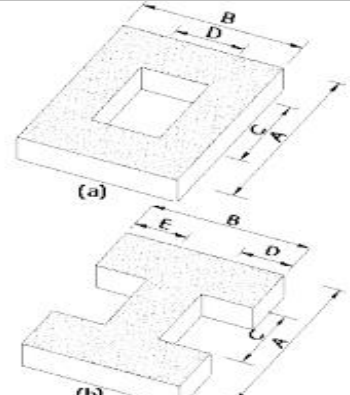
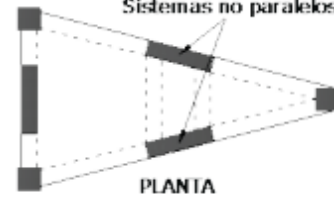
<p>Discontinuidades en el sistema de piso, $\phi_{pi} = 0.9$ $CxD > 0.5AxB$ $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Ejes estructurales no paralelos, $\phi_{pi} = 0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

Tabla 11 Coeficientes de irregularidad en planta. (CAMICON & MIDUVI, 2014)

- Irregularidad en elevación ϕ_E

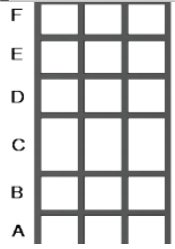
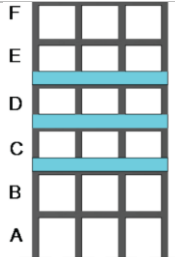
$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB} \quad \text{Ec. (11)}$$

Dónde:

ϕ_{EA} Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla 12 para irregularidad tipo 1.

ϕ_{EB} Mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla 12 para irregularidad tipo 2 y/o 3.

ϕ_{Ei} Coeficiente de configuración en elevación.

Tipo de irregularidad	Esquema
<p>Piso Flexible, $\phi_{Ei} = 0.9$</p> $K_C < 0.70K_D$ $K_C < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Distribución de masa, $\phi_{Ei} = 0.9$</p> $m_D > 1.50m_E \quad \text{o} \quad m_D > 1.50m_C$ <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	

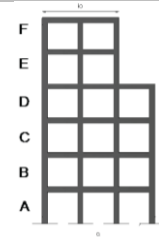
<p>Irregularidad geométrica, $\emptyset_{Ei} = 0.9$</p> <p style="text-align: center;">$a > 1.3b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
--	---

Tabla 12 Coeficientes de irregularidad en elevación. (CAMICON & MIDUVI, 2014)

2.1.3.4. Carga sísmica reactiva

Esta carga denotada por W comprende la carga muerta total de la edificación, es decir el peso propio mas cualquier sobrecarga por acabados, tabiquerías, etc.

En el caso de bodegas la carga reactiva debe tomar un 25% de la carga viva en cada piso es decir $W = D + 0.25L_i$ dónde D es la carga muerta y L_i carga viva del piso i .

2.1.4. Fuerzas sísmicas laterales

Son las fuerzas aplicadas a cada entrepiso de la estructura. Se aplican en el centro de masa con un desplazamiento del 5% respecto de la máxima dimensión del edificio para solventar posibles efectos de torsión accidental. Su distribución es similar al modo de vibración fundamental es decir triangular.

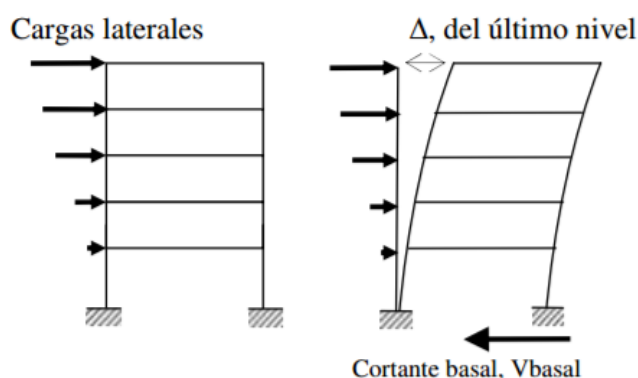


Figura 4 Fuerzas sísmicas laterales y su desplazamiento. (Arango, Paz, & Duque, 2009)

La magnitud y distribución de estas fuerzas se determinan con la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{UX}V = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad \text{Ec. (12)}$$

Dónde:

F_x Fuerza sísmica lateral aplicada en el piso x de la estructura

w_x Carga reactiva asignada al piso x de la estructura

h_x Altura del piso x de la estructura

k Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura

Periodo Fundamental	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50T$
> 2.5	2

Tabla 13 Valor del coeficiente k . (CAMICON & MIDUVI, 2014)



n Número de pisos de la estructura

V Cortante basal [2.1.3]

2.1.4.1. Combinaciones de carga

La norma ecuatoriana explica que los valores del coeficiente R consideran las cargas sísmicas a nivel de resistencia y no de servicio, como se encontraba en versiones anteriores, para ser congruentes en este sentido se necesita usar las combinaciones de carga descritas en la sección 3.4.3 de la norma NEC SE CG Cargas (No Sísmicas) y que se enlistan a continuación:

1. $1.4 D$
2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \text{ máx. } [Lr ; 0.5W]$
3. $1.2 D + 1.6 \text{ máx } [Lr ; S ; R] + \text{ máx } [L ; 0.5W]$
4. $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \text{ máx } [Lr ; S ; R]$
5. $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
6. $0.9 D + 1.0 W$
7. $0.9 D + 1.0 E$

Dónde:

D	Carga permanente
E	Carga de sismo
L	Carga viva
Lr	Carga viva de cubierta
S	Carga de granizo
W	Carga de viento

2.1.5. Inercias Agrietadas

Es obligatorio en la modelación de estructuras de hormigón armado y mampostería, incluir los valores de las inercias agrietadas, ya que con el hecho de usar el factor de reducción de resistencia sísmica R aceptamos un cierto grado de daño en la estructura, entonces es necesario disminuir la inercia de las secciones para así tener condiciones más realistas de las propiedades de rigidez para el cálculo de las derivas.

Las inercias agrietadas a usarse como una fracción de la inercia bruta (I_g) son:

- $0.5 I_g$ para vigas
- $0.8 I_g$ para columnas
- $0.6 I_g$ para muros estructurales

En edificaciones con muros estructurales se aplica el agrietamiento solo a:

Dos primeros pisos, cuando no tiene subsuelo.

Dos primeros pisos y primer subsuelo, para estructuras con subsuelos.

En ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro.

Los valores dados por la norma ecuatoriana en el agrietamiento de vigas y columnas corresponden a los máximos permisibles por el ACI318-14 (Tabla 6.6.3.1.1 (b)).



2.1.6. Control de derivas

Las derivas están relacionadas con los desplazamientos producidos por las fuerzas laterales sísmicas (Figura 4). Es necesario un control de estos desplazamientos para así disminuir el daño en componentes no estructurales y tener un mejor comportamiento en general. Una deriva elástica es la diferencia entre desplazamientos de pisos inmediatos y una deriva relativa es la relación entre esa diferencia para la altura de entrepiso.

$$\Delta e_i = \delta_i - \delta_{i-1} \quad \text{Ec. (13)}$$

Dónde:

Δe_i Deriva elástica del piso i

δ_i Desplazamiento máximo del nivel i

δ_{i-1} Desplazamiento máximo del nivel i-1

El control de las derivas se realiza en derivas inelásticas para cada dirección y para cada piso, mediante la expresión:

$$\Delta = 0.75 R \Delta e \quad \text{Ec. (14)}$$

Dónde:

Δ Deriva inelástica máxima

R Factor de reducción de resistencia [2.1.3.2]

Δe Deriva máxima elástica

El valor de la deriva inelástica máxima (Δ) en cada dirección, no debe sobrepasar el límite permisible presentado en la siguiente tabla y debe incluir efectos de segundo orden [2.1.7], la deriva se presenta como un porcentaje de la altura de entrepiso.

Estructuras de:	Δ_{MAX}
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 14 Valores máximos para la deriva inelástica. (CAMICON & MIDUVI, 2014)

2.1.7. Efectos de segundo orden e índice de estabilidad

Conocidos comúnmente como efectos P-Delta corresponden a los efectos de segundo orden, en las dos direcciones principales de la estructura, producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse para el cálculo de dichos incrementos y para la evaluación de la estabilidad estructural global. (CAMICON & MIDUVI, 2014)

El índice de estabilidad Q_i , para el piso i y en la dirección bajo estudio, puede calcularse por medio de la ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ec. (15)}$$

Dónde:

Q_i Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.



P_i Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i

Δ_i Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i Cortante sísmico del piso i

h_i Altura del piso i considerado

Siempre se debe cumplir que $Q_i \leq 0.30$, cuando es mayor a ese valor la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse. Cuando está en el rango de $0.1 < Q_i < 0.30$ se deben considerar los efectos P- Δ mediante un factor de mayoración $f_{P-\Delta}$ que amplifica las derivas, fuerzas internas y momentos que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales. Para valores menores de 0.1 se ignoran los efectos.

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad \text{Ec. (16)}$$

Dónde:

$f_{P-\Delta}$ Factor de mayoración

Q_i Índice de estabilidad del piso i

2.2. Bases de diseño ASCE7-10

Los procedimientos de análisis y diseño sísmico que se utilizarán en el diseño de las estructuras de edificios y sus miembros deberán ser los prescritos en esta sección. La estructura del edificio deberá incluir sistemas completos de resistencia a la fuerza lateral y vertical, capaces de proporcionar resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía adecuadas para soportar los movimientos del suelo de diseño dentro de los límites de deformación y demanda de fuerza prescritos. (ASCE & SEI, 2013b)

2.2.1. Espectro de respuesta de diseño

A continuación, se describe los términos necesarios para la construcción del espectro:

2.2.1.1. Categoría de riesgo y factor de importancia

La norma clasifica a las edificaciones en 4 categorías en función del riesgo para la vida, salud y bienestar, con el fallo o daños presentados en la estructura ante una acción sísmica.

Uso u ocupación de las edificaciones	Categoría de riesgo
Edificaciones y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla	I
Todas las edificaciones y otras estructuras excepto las que están en categoría 1, 3 y 4	II
Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la categoría 4, con potencial a causar un substancial impacto económico y/o interrupción masiva de la vida civil en el día a día en el caso de falla. Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la categoría 4 (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan, o disponen de sustancias combustibles peligrosas, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias tóxicas o explosivas, donde su cantidad es superior a una cantidad umbral establecido por la autoridad competente y que sea suficiente para representar una amenaza para el público en caso de ser liberado	III



<p>Edificaciones y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales. Edificaciones y otras estructuras, donde el fallo podría suponer un peligro considerable para la comunidad. Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no limitado a, las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan, o disponen de sustancias peligrosas como combustibles, productos químicos peligrosos, o residuos peligrosos) que contienen cantidades suficientes de sustancias altamente tóxicas, cuando la cantidad exceda de una cantidad umbral establecido por la autoridad competente, para resultar peligroso para el público si se libera y es suficiente para representar una amenaza para el público en caso de vertido. Edificios y otras estructuras requeridas para mantener la funcionalidad de otras estructuras categoría de riesgo IV.</p>	IV
--	----

Tabla 15 Categoría de riesgo. (ASCE & SEI, 2013b)

A su vez para cada categoría de riesgo hay el factor de importancia, su uso primario es la amplificación del cortante basal por la importancia relativa al viento, nieve, hielo y sismo asignado a un edificio.

Categoría de riesgo	Factor de importancia para nieve	Factor de importancia de hielo - resistencia	Factor de importancia de hielo - viento	Factor de importancia sísmica
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Tabla 16 Factor de importancia en función de la categoría de riesgo. (ASCE & SEI, 2013b)

2.2.1.2. Clasificación del suelo y coeficientes de sitio

El tipo de suelo se asigna a una categoría A, B, C, D, E, o F según la Tabla 17. Cuando las propiedades del suelo no son conocidas suficientemente en detalle para determinar el tipo de suelo, se asigna la categoría D. Dónde V_s : Velocidad media de onda de cortante, N : Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, S_u : Resistencia media al corte no drenado.

Tipo de suelo	\bar{v}_s	\bar{N}	\bar{S}_u
A. Roca Fuerte	>5000ft/s	NA	NA
B. Roca	2500 – 5000 ft/s	NA	NA
C. Suelo denso	1200-2500 ft/s	>50	>2000 psf
D. Suelo rígido	600-1200 ft/s	15-50	1000-2000 psf
E. Arcilla blanda	<600 ft/s	<15	<1000 psf

Tabla 17 Tipo de suelo. (ASCE & SEI, 2013b)

2.2.1.3. Parámetros de aceleración

La aceleración máxima de terreno en roca para un periodo de retorno de 2475 años es decir 2% de probabilidad de ser excedidos en 50 años, se expresa por dos términos S_5 y S_1 , que son respectivamente las aceleraciones espectrales a periodo corto ($T=0.2$ seg.) y a periodo de un segundo ($T=1$ seg.). Estas aceleraciones se basan en el sismo máximo considerado MCE (Maximum Considered Earthquake) y se pueden determinar por medio de figuras (ASCE7-10 Fig. 22-1 a 22-6) o de forma automatizada en la página web del Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS).



La importancia de estos factores en el contexto de las edificaciones es determinar los parámetros para las aceleraciones de diseño S_{DS} y S_{D1} .

2.2.1.4. Coeficientes de sitio

Las aceleraciones del MCE (Maximum Considered Earthquake) S_s y S_1 son ajustadas por los efectos del tipo de suelo, mediante F_a para la aceleración a periodo corto y F_v para la aceleración a periodo de 1 segundo.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad \text{Ec. (17)}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad \text{Ec. (18)}$$

Los coeficientes de sitio F_a y F_v se muestran en las Tabla 18 y 19, respectivamente.

Tipo de Suelo	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

Tabla 18 Coeficiente de sitio F_a . (ASCE & SEI, 2013b)

Tipo de Suelo	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

Tabla 19 Coeficiente de sitio F_v . (ASCE & SEI, 2013b)

Las aceleraciones para diseño sísmico para el periodo corto, S_{DS} , y para el periodo 1 segundo, S_{D1} , se determina a partir de las ecuaciones 19 y 20, respectivamente.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad \text{Ec. (19)}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{Ec. (20)}$$

Las aceleraciones de diseño son los dos tercios de las aceleraciones modificadas (S_{MS} y S_{M1}) con el propósito de reducir los valores de movimiento sísmico a un 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Estos representan los valores de movimiento de tierra que se espera ocurra cada 475 años, y así también se reduce el MCE a un nivel más bajo de movimiento sísmico llamado DBE (Design Basis Earthquake).

2.2.1.5. Categoría de diseño

Se asignarán a las estructuras una categoría de diseño sísmico según esta sección:

- Estructuras con categorías de riesgo I, II Y III localizadas donde la aceleración espectral S_1 sea ≥ 0.75 será asignado a la categoría de diseño sísmico E.
- Si la categoría de riesgo es IV y $S_1 \geq 0.75$ entonces la categoría de diseño sísmico es F.



- Para todas las otras estructuras la categoría de diseño sísmico, se asignará basados en su categoría de riesgo y de sus parámetros de aceleraciones espectrales para diseño, S_{DS} y S_{D1} . A cada edificio y estructura se asignará la categoría de diseño sísmico más severa, de acuerdo con la Tabla 20 y 21, independientemente del período fundamental de vibración de la estructura, T .

Donde S_1 es menor que 0,75, la categoría de diseño sísmico se permite determinar a partir de la Tabla 20 solo en donde se apliquen todas las siguientes condiciones:

1. En cada una de las dos direcciones ortogonales, el periodo fundamental de la estructura aproximado T_a , es menor que $0.8T_s$ (Ec. (25)).
2. En cada una de dos direcciones ortogonales, el periodo fundamental de la estructura usado para calcular la deriva de piso es menor que T_s (Ec. (25))
3. La ecuación Ec. (29) es usada para determinar el coeficiente de respuesta sísmica C_s .

Valores de S_{DS}	Categoría de riesgo	
	I, II o III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabla 20 Categoría de diseño basado en S_{DS}

Valores de S_{D1}	Categoría de riesgo	
	I, II o III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Tabla 21 Categoría de diseño basado en S_{D1}

2.2.1.6. Espectro de respuesta de diseño

Para obtener las aceleraciones de diseño se puede usar el espectro de respuesta de diseño o procedimientos específicos del sitio para los movimientos telúricos, la curva del espectro de respuesta de diseño será desarrollada como se indica en la figura.

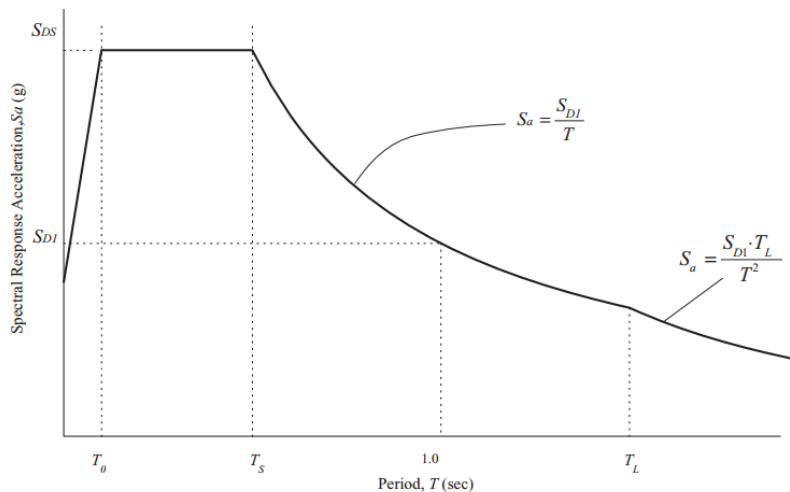


Figura 5 Espectro de diseño de aceleraciones.



Para períodos menores a T_0 la aceleración de respuesta espectral S_a , se determina por la siguiente ecuación:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{Ec. (21)}$$

Para períodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s , la aceleración de respuesta espectral S_a , será igual al valor de S_{DS} .

Para períodos mayores a T_s y menores o iguales a T_L , la aceleración de respuesta espectral S_a , se determina por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{Ec. (22)}$$

Para períodos mayores a T_L , S_a se determina por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad \text{Ec. (23)}$$

Dónde:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Ec. (24)}$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Ec. (25)}$$

T_L = Período de transición en período largo mostrado en la figura 22-12 a figura 22-16 de la ASCE7-10, también se puede obtener en la página web del Servicio Geológico de Estados Unidos ([USGS](http://www.usgs.gov)).

2.2.2. Determinación del Periodo fundamental

El periodo fundamental de la estructura, T en la dirección de análisis deberá establecerse utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes de la estructura, mediante un análisis apropiado y sustentado. (ASCE & SEI, 2013b)

El periodo aproximado T_a se puede hallar por medio de la fórmula empírica:

$$T_a = C_t h_n^x \quad \text{Ec. (26)}$$

Dónde los valores de los coeficientes C_t y x , se obtienen en la Tabla 22 y h_n es la altura de la edificación desde su base.

Tipo de estructura	C_t	x
Pórtico de acero resistente a momentos	0.0724	0.8
Pórtico de hormigón resistente a momentos	0.0466	0.9
Pórticos arriostrados excéntricamente de acero	0.0731	0.75
Pórticos arriostrados con contravientos restringidos contra Pandeo	0.0731	0.75
Todas las demás estructuras	0.0488	0.75

Tabla 22 Coeficientes en sistema métrico para el periodo aproximado T_a .



Si un análisis más riguroso se lleva a cabo con un método analítico o por un software, el periodo resultante calculado T_{COMP} ($T_{COMPUTED}$) puede ser demasiado alto debido a una variedad de posibles simplificaciones de modelado y suposiciones. En consecuencia, la norma coloca un límite superior en el periodo que se puede utilizar para el diseño por resistencia de los elementos (Kircher, 2012). Entonces el periodo fundamental usado para diseño por resistencia no debe exceder al resultado de la multiplicación entre el coeficiente de límite superior C_u (Tabla 23) y el periodo fundamental aproximado T_a . Este periodo modificado se puede hallar con la siguiente ecuación:

$$T = C_u T_a \quad \text{Ec. (27)}$$

S_{D1}	C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Tabla 23 Coeficiente de límite superior

El cortante basal y la distribución de fuerzas laterales a lo largo de la altura de la edificación son ambas funciones del periodo de vibración. Para calcular estas fuerzas se puede usar el periodo aproximado T_a . Esta elección es generalmente conservadora porque los periodos calculados en base a un análisis estructural racional son casi siempre mayores que las calculadas a partir de las fórmulas empíricas. En reconocimiento de este hecho ASCE 7-10 [12.8.2] permite el uso del periodo modificado T . El coeficiente modificador C_u puede utilizarse sólo si un período (T_{COMP}) con un análisis estructural justificado debidamente está disponible. (Charney, 2010)

El análisis justificado para obtener el periodo fundamental calculado T_{COMP} puede ser el método de Rayleigh de primer orden (Ec. 12) o un análisis modal. La sección [12.8.6.2] de la norma permite que T_{COMP} sea usada en la determinación de las cargas laterales que se aplican en la estructura para el propósito de calcular las derivas.

Para poder usarse el periodo modificado $T=C_u T_a$ para el diseño y el periodo calculado T_{COMP} para la comprobación de derivas es aconsejable que:

$$T_{COMP} > T = C_u T_a$$

Es decir, que el periodo calculado por un método racional sea mayor al periodo con coeficiente de límite superior. Si no se cumple y se ha revisado meticulosamente que los valores son correctos se debe usar T_{COMP} tanto para el diseño como para las derivas. (Charney, Tola, & Atlayan, 2013)

2.2.3. Coeficientes de regularidad

Los efectos de irregularidad son importantes para categorías de diseño sísmico D o más, y en menor importancia para categoría C.

Las estructuras que tengan irregularidades basadas en los criterios de las tablas 24 y 25 deben responder a requisitos adicionales expuestos en la sección [2.3.3.3]. Las tablas de irregularidades horizontales como verticales tienen en su columna 3 y 4, la sección de referencia y la categoría de diseño respectivamente.



2.2.3.1. Coeficientes de regularidad horizontal

Tipo	Descripción	Sección referencia	Categoría de diseño
1a	Irregularidad Torsional. Cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.	2.2.3.3.4	D, E, F
		2.2.3.3.5	B, C, D, E, F
		2.2.3.3.6	C, D, E, F
		2.2.3.3.7	D, E, F
1b	Irregularidad Torsional Extrema. Cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,4 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.	2.2.3.3.1	E, F
		2.2.3.3.4	D
		2.2.3.3.5	B, C, D
		2.2.3.3.6	C, D
		2.2.3.3.7	C, D
2	Irregularidad de esquina entrante. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	2.2.3.3.4	D, E, F
3	Irregularidad de discontinuidad del diafragma. Cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.	2.2.3.3.4	D, E, F
4	Irregularidad de compensación fuera del plano. Cuando existe una discontinuidad en una trayectoria del sistema sismoresistente de la fuerza lateral, tal como un desplazamiento fuera de plano de al menos uno de los elementos verticales.	2.2.3.3.3	B, C, D, E, F
		2.2.3.3.4	D, E, F
		2.2.3.3.5	B, C, D, E, F
5	Irregularidad de ejes no paralelos. Cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	2.2.3.3.8	C, D, E, F
		2.2.3.3.5	B, C, D, E, F

Tabla 24 Irregularidades horizontales

2.2.3.2. Coeficientes de regularidad vertical

Tipo	Descripción	Sección referencia	Categoría de diseño
1a	Irregularidad de baja rigidez de piso cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	2.2.4	D, E, F
1b	Irregularidad extrema de baja rigidez de piso. Cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 60% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 70 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	2.2.3.3.1	E, F
		2.2.4	D, E, F
2	Irregularidad de peso (masa). Cuando la masa efectiva de cualquier piso es más que 150% de la masa efectiva de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	2.2.4	D, E, F



3	Irregularidad geométrica vertical. Cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente,	2.2.4	D, E, F
4	Irregularidad de discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistente a las fuerzas laterales. Se define que existe cuando existe un desplazamiento en el plano de un elemento de resistencia a la fuerza sísmica vertical que da lugar a requerimientos de vuelco sobre una viga de soporte, una columna, una armadura o una losa.	2.2.3.3.3	B, C, D, E, F
		2.2.3.3.4	D, E, F
		2.2.4	D, E, F
5a	Irregularidad en rigidez lateral - piso débil. Un piso débil es aquel en que la resistencia lateral del piso es menor del 80% de la resistencia del piso inmediatamente superior, en tal caso se considera irregular. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas que comparten el esfuerzo cortante del piso en la dirección bajo consideración.	2.2.3.3.1	E, F
		2.2.4	D, E, F
5b	Irregularidad en rigidez lateral - piso débil extrema. Un piso débil es aquel en que la resistencia lateral del piso es menor del 65% de la resistencia del piso inmediatamente superior, en tal caso se considera irregular. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas que comparten el esfuerzo cortante del piso en la dirección bajo consideración.	2.2.3.3.1	D, E, F
		2.2.3.3.2	B, C
		2.2.4	D, E, F

Tabla 25 Irregularidades verticales

2.2.3.3. Limitaciones y requerimientos adicionales para sistemas con irregularidades

2.2.3.3.1. Prohibiciones de irregularidad horizontal y vertical para categorías de diseño D a F

Las estructuras asignadas a categorías de diseño E o F que tengan irregularidades horizontales tipo 1b o verticales tipo 1b, 5a, o 5b no están permitidas. Estructuras con categoría de diseño D con irregularidades verticales tipo 5b no están permitidas

2.2.3.3.2. Pisos extremadamente débiles

Las estructuras con irregularidad vertical tipo 5b no deben tener más de 2 pisos, o 9 metros de altura estructural. El límite no se aplica cuando el piso "débil" es capaz de resistir una fuerza sísmica total igual a Ω veces la fuerza de diseño.

2.2.3.3.3. Elementos que soportan paredes o pórticos discontinuos.

Columnas, vigas, o losas que soporten muros discontinuos o pórticos de estructuras con irregularidades horizontales tipo 4 o irregularidad vertical 4, se diseñaran para resistir los efectos de la carga sísmica incluyendo el factor de sobrerresistencia. Las conexiones de tales elementos discontinuos con los elementos de soporte deberán ser adecuadas para transmitir las fuerzas para las que se requiera diseñar los elementos discontinuos.



2.2.3.3.4. Aumento de las fuerzas debido a irregularidades en las categorías de diseño sísmico D a F

Para las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico D, E o F y que tengan una irregularidad estructural horizontal de tipo 1a, 1b, 2, 3 o 4 o una irregularidad estructural vertical de tipo 4, las fuerzas de diseño se incrementarán un 25 por ciento para los siguientes elementos del sistema de resistencia sísmica:

1. Conexiones de diafragmas a elementos verticales y a los colectores
2. Colectores y sus conexiones, incluyendo las conexiones a los elementos verticales del sistema sismo resistente

2.2.3.3.5. Modelado estructural

Las estructuras que presenten irregularidades estructurales horizontales tipo 1a, 1b, 4 o 5 se analizarán utilizando una representación tridimensional.

2.2.3.3.6. Amplificación del momento torsional accidental

Las estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico C, D, E o F, donde existe una irregularidad de torsión tipo 1a o 1b, incluirán los efectos de multiplicar los momentos torsionales accidentales (M_{ta}) en cada nivel por un factor de amplificación torsional (A_x) determinado por el máximo desplazamiento en un nivel d_{max} y el desplazamiento promedio de los extremos d_{avg}

$$A_x = \left(\frac{d_{max}}{1.2d_{avg}}\right)^2$$

2.2.3.3.7. Límite de derivas de pisos

Las derivas no deben exceder la deriva máxima permisible en ningún piso, los valores límites de las derivas se muestran en la Tabla 26.

Para los sistemas sismoresistentes que se componen únicamente de pórticos, en las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico D, E o F, la deriva de diseño (Δ) no excederá $\Delta a/\rho$ para ningún piso. Dónde ρ es el factor de redundancia descrito en la sección [2.2.5.1] y Δa es la deriva máxima permisible.

Estructura	Categoría de riesgo		
	I o II	III	IV
Estructuras, otras como muros de corte de mampostería, 4 pisos o menos desde la base, con muros interiores, tabiques, techos y muros exteriores que han sido diseñados para las derivas de piso	0.025 h	0.020 h	0.015 h
Estructuras de muros de corte de mampostería (cantilever)	0.010 h	0.010 h	0.010 h
Otras estructuras de muros de mampostería	0.007 h	0.007 h	0.007 h
Todas las demás estructuras	0.020 h	0.015 h	0.010 h

Tabla 26 Deriva máxima permisible

2.2.3.3.8. Procedimiento de combinación ortogonal

Estructuras con cualquier categoría de diseño y con una irregularidad horizontal 5, debe diseñar sus miembros estructurales y cimentación para el 100% de la carga en una dirección más el 30% de las fuerzas en la dirección perpendicular.

2.2.4. Coeficiente R y procedimientos de análisis estructural

La Tabla 27 presenta varias alternativas de estructuración para edificaciones que estarán sujetas a las acciones sísmicas. En esta tabla constan las limitaciones de altura según la categoría de diseño sísmico de cada estructura, en caso de no tener límite NL o no estar permitido NP, y los tres parámetros que se utilizan en el análisis y posterior diseño:

R = Coeficiente de modificación de respuesta

Ω_0 = Factor de sobrerresistencia del sistema

Cd = Factor de amplificación para desplazamientos.

A continuación se presenta un extracto de la tabla 12.2-1 de la ASCE7-10:

Sistema estructural	R	Ω	Cd	Límites por la categoría de diseño (m)				
				B	C	D	E	F
Sistema de muros estructurales								
Muros estructurales especiales de concreto reforzado	5	3	5	NL	NL	48.768	48.768	48.768
Muros estructurales ordinarios de concreto reforzado	4	3	4	NL	NL	NP	NP	NP
Muros estructurales detallados de concreto simple	2	3	2	NL	NP	NP	NP	NP
Muros estructurales ordinarios de concreto simple	1.5	3	1.5	NL	NP	NP	NP	NP
Muros estructurales intermedios prefabricados	4	3	4	NL	NL	12.192	12.192	12.192
Muros estructurales ordinarios prefabricados	3	3	3	NL	NP	NP	NP	NP
Sistemas de pórticos resistentes a momento								
Pórtico especial de acero resistente a momento	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL
Pórtico especial de cerchas de acero resistente a momento	7	3	5.5	NL	NL	48.768	30.48	NP
Pórtico intermedio de acero resistente a momento	4.5	3	4	NL	NL	10.668	NP	NP
Pórtico ordinario de acero resistente a momento	3.5	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
Pórtico especial de concreto reforzado resistente a momento	8	3	5.5	NL	NL	NL	NL	NL

Tabla 27 Coeficientes y factores de diseño para sistemas estructurales

Selección del procedimiento de análisis estructural

El análisis estructural de acuerdo con el capítulo 12 de la norma debe consistir en uno de los procedimientos permitidos en la Tabla 28 para determinar desplazamientos, derivas y fuerzas causadas por los efectos de cargas sísmicas.



Se tiene 3 procedimientos básicos, fuerzas laterales equivalentes (ELF), modal-espectral (MRS) y análisis tiempo-historia lineal o no lineal (LRH o NRH). También hay un método simplificado que puede usarse bajo ciertas circunstancias en la sección [12.14] de la norma. Los procedimientos MRS y LRH (o NRH) pueden ser usados para cualquier sistema y el método ELF para cualquier sistema excepto estructuras con categoría de diseño D, E o F y con irregularidades horizontales o verticales específicas. Esta información se precisa en la siguiente tabla:

Categoría de diseño	Características estructurales	ELF	MRS	LRH
B, C	Todas las estructuras	P	P	P
D, E, F	Categoría de riesgo I o II y no excede 2 pisos	P	P	P
	Estructuras de pórticos ligeros	P	P	P
	Estructuras sin irregularidades y con una altura menor a 48 m.	P	P	P
	Estructuras que exceden 48 m. sin irregularidades y con $T < T_s$	P	P	P
	Estructuras que no exceden 48 m. y solo con irregularidades horizontales tipo 2, 3, 4 o 5 o verticales tipo 4, 5a o 5b	P	P	P
	Todas las estructuras	NP	P	P

Tabla 28 Procedimientos de análisis permitidos

En términos de pura practicidad, el método ELF debe ser usado siempre que sea permitido. Aunque el método MRS generalmente produce resultados más precisos que ELF, estos resultados se producen a expensas de perder los signos de desplazamientos sísmicos y las fuerzas de los miembros, complicando de este modo la combinación de efectos sísmicos y de gravedad. El análisis de LRH elimina el problema de signos, pero requiere mucho más esfuerzo por parte del analista. Una potencial ventaja del MRS ocurre cuando el periodo calculado es significativamente superior al periodo modificado por el coeficiente de límite superior ya que el cortante basal en ELF es calculado con el periodo modificado a pesar de que el periodo calculado por un método rigurosos y sustentado sea mucho mayor, en el MRS se escala el cortante basal al 85% del cortante basal por ELF, entonces hay un 15% de reducción en el cortante de diseño. (Charney, 2010)

2.2.5. Cortante basal

La fuerza sísmica estática o “Corte Basal” se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = C_s W \quad \text{Ec. (28)}$$

Dónde:

C_s = coeficiente de respuesta sísmica

W = peso efectivo para sismo

2.2.5.1. Coeficiente de respuesta sísmica

El coeficiente de respuesta sísmico será determinado bajo la ecuación:



$$C_s = \frac{S_{DS}}{\bar{I}_e} \quad \text{Ec. (29)}$$

Dónde:

S_{DS} Es el parámetro de aceleración de respuesta espectral para diseño sísmico para el periodo corto.

R El factor de modificación de respuesta

I_e El factor de importancia sísmica

El coeficiente C_s no debe exceder los siguientes valores determinados por las ecuaciones:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{para } T \leq T_L \quad \text{Ec. (30)}$$

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{para } T > T_L \quad \text{Ec. (31)}$$

El coeficiente C_s no debe ser menor a:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad \text{Ec. (32)}$$

La Ec. (32) sirve para determinar las fuerzas de diseño que proporcionan las secciones y conexiones pero no para calcular derivas, ya que produce desplazamientos exagerados cuando hay periodos fundamentales altos. (Charney, 2010)

2.2.5.2. Peso efectivo para sismo

El peso sísmico efectivo W de una estructura deberá incluir la carga muerta y en las áreas utilizadas para el almacenamiento, se debe agregar un mínimo de 25 por ciento de la carga viva.

Excepciones:

- Cuando la inclusión de cargas de almacenamiento no añade más del 5% al peso sísmico efectivo a ese nivel, no es necesario incluirlo en el peso sísmico efectivo.
- No es necesario incluir la carga de viva en los garajes públicos y en las estructuras de estacionamiento abiertas.

2.2.6. Fuerzas laterales sísmicas

Las fuerzas sísmicas laterales inducidas en todos los niveles serán determinadas por las siguientes ecuaciones:

$$F_X = C_{VX} V \quad \text{Ec. (33)}$$

$$C_{VX} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad \text{Ec. (34)}$$

Dónde:

C_{VX} Coeficiente de distribución vertical de las fuerzas sísmicas.

V Fuerza total lateral de diseño o cortante basal.



w_x y w_i Porción del peso efectivo total asignado al nivel x o i

h_x y h_i Altura desde la base al nivel i o x .

k Exponente relacionado con el periodo de la estructura como sigue:

Para estructuras con un periodo de 0.5 s o menor, $k=1$

Para estructuras con un periodo de 2.5s o más. $k=2$

Para estructuras con periodo entre 0.5 y 2.5, k puede ser 2 o puede ser determinado por interpolación lineal.

2.2.6.1. Efecto sísmico horizontal

$$E_n = \rho Qe \quad \text{Ec. (35)}$$

Dónde:

Qe : Efectos sísmicos horizontales

ρ : Factor de redundancia

Efectos sísmicos horizontales

Son los efectos de las fuerzas sísmicas horizontales incluyendo los efectos de torsión accidental y efectos de cargas ortogonales. Según la categoría de diseño se añaden requerimientos en la aplicación del efecto sísmico horizontal.

- Categoría sísmica de diseño C.

La estructura debe ser analizada por ELF, MRS o LRH con las cargas aplicadas independientemente en 2 direcciones ortogonales. Esta sección se considera satisfecha si miembros y sus bases están diseñadas para 100 por ciento de las fuerzas para una dirección más 30 por ciento de las fuerzas de la dirección perpendicular. Se utilizará la combinación que requiere la máxima resistencia.

- Categoría sísmica de diseño D, E o F

Deberán, como mínimo, ajustarse a los requisitos de categoría C. Además, cualquier columna o muro que forme parte de dos o más sistemas sismoresistentes y está sujeta a carga axial debido a las fueras sísmicas que actúan a lo largo del plano de cualquier eje principal igualando o excediendo 20% de la resistencia de diseño axial de la columna o muro debe estar diseñado para el efecto de carga más crítica debido a la aplicación de las fuerzas sísmicas en cualquier dirección.

Factor de redundancia

El factor de redundancia o hiperestatismo estructural, aumenta las fuerzas laterales cuando una estructura tiene una cantidad baja de elementos sismoresistentes en una dirección, es decir tiene pocos mecanismos alternativos de transmisión de cargas laterales, si fracasa un elemento puede traer consigo la falla total de la estructura.

El valor del factor de redundancia es 1.0 o 1.3 dependiendo de la categoría de diseño y de la configuración estructural y puede tener valores diferentes para cada dirección ortogonal.

- Condiciones para tomar $\rho = 1.0$



Se puede tomar el factor de redundancia igual 1.0 para lo siguiente:

- Estructuras asignadas a categoría de diseño B o C
- Calculo de derivas y efectos P-Delta
- Incluye diseño de elementos no estructurales
- Diseño de elementos colectores, empalmes, y sus conexiones para las que se utilizan los efectos de las cargas sísmicas, incluyendo el factor de sobrerresistencia.
- Cargas de diafragma determinadas usando la ecuación. 12,10-1.
- Estructuras con sistemas de amortiguación diseñadas acorde al capítulo 18
- Diseño de los muros estructurales para fuerzas fuera del plano, incluyendo su anclaje.

- Condiciones para tomar $\rho = 1.3$

El factor de redundancia es igual a 1.3 para estructuras en categoría de diseño sísmico D, E o F a menos que una de las dos siguientes condiciones se cumplan y pueda tomarse como 1.0

1. Cada piso que resiste más de 35% de la fuerza cortante de base total en la dirección de interés deberá cumplir con la Tabla 29.

Elemento que resiste fuerzas laterales	Requerimientos
Pórticos a momento	La pérdida de resistencia a momento en las conexiones viga-columna en ambos extremos de una viga no debe dar como resultado una reducción de más del 33% en la resistencia de piso, ni que el sistema resultante tenga una irregularidad de torsión extrema.
Muros de corte, con una relación altura-longitud mayor que 1.0	Remover un muro de corte en cualquier piso, no debe resultar en una reducción mayor al 33% en la resistencia del piso, ni resultar en irregularidades extremas torsionales.

Tabla 29 Requerimientos para los pisos que resisten más de un 35% de cortante basal

2. Estructuras regulares en planta en todos los niveles provistos de un sistema sismoresistente que consiste de al menos dos vanos perimetrales en cada lado de la estructura y en cada dirección ortogonal. El número de vanos para muros de corte va a ser calculado como la longitud del muro dividido por la altura de entrepiso o dos veces la longitud del muro dividido entre la altura de entrepiso para estructuras de marcos ligeros.

El enfoque de la primera condición solo se comprueba en niveles que hayan acumulado el 35% del cortante basal o más, para dejar de lado los niveles superiores de edificios altos o áticos. Este enfoque requiere la eliminación (o pérdida de resistencia momentánea) de un elemento individual resistente a la fuerza lateral para determinar su efecto sobre la estructura restante. Si la eliminación de los elementos, uno por uno, no resulta en más de un 33% de reducción en la fuerza del piso o en una irregularidad de torsión extrema, el coeficiente se puede tomar como 1.0. (ASCE & SEI, 2013a)



2.2.6.2. Efecto de cargas verticales sísmicas

Representa el efecto vertical de las aceleraciones del suelo que no es considerado explícitamente en otra parte. El efecto sísmico vertical E_V debe ser determinado por la siguiente ecuación:

$$E_V = 0.2 S_{DS} D \quad \text{Ec. (36)}$$

Se puede tomar cero donde S_{DS} es menor a 0.125, o dónde se haya determinado las demandas de interfaz suelo-estructura de los cimientos por estudios más completos.

2.2.6.3. Combinaciones de carga

El capítulo 2 de la norma ASCE7-10 da las combinaciones de carga requeridas para diseño basadas en resistencia y esfuerzos. Este documento cubre solamente las combinaciones basadas en resistencia, las combinaciones por esfuerzos son cubiertas por la sección [12.4.3] de la norma, que es para aquellos elementos o conexiones especiales que deben ser diseñados con el factor de sobre resistencia. Hay 7 combinaciones de carga básicas, cada miembro y conexión debe estar diseñado para la máxima fuerza o interacción de estas fuerzas producidas por cualquiera de estas combinaciones básicas.

1. 1.4 D
2. 1.2 D + 1.6 L + 0.5 max [Lr ; S ; R]
3. 1.2 D + 1.6 max [Lr ; S ; R] + max [L ; 0.5W]
4. 1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 max [Lr ; S ; R]
5. 1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
6. 0.9 D + 1.0 W
7. 0.9 D + 1.0 E

Dónde:

D	Carga permanente
E	Carga de sismo
L	Carga viva
Lr	Carga viva de cubierta
S	Carga de granizo
W	Carga de viento
R	Carga de lluvia

Para el uso de la combinación 5, el efecto de la carga sísmica E es dado por $E = E_h + E_V$ y para el uso en la combinación 7 es $E = E_h - E_V$. Las ecuaciones para determinar E_h y E_V son Ec. 35 y Ec. 36 respectivamente. Sustituyendo estas ecuaciones en las combinaciones básicas, las siguientes combinaciones para el diseño por resistencia son obtenidas:

$$(1.2 + 0.2S_{DS}) D + \rho Qe + L + 0.2S$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS}) D + \rho Qe + 1.6H$$

El factor de la carga L se permite tomar igual 0.5 para todas las ocupaciones donde L_o es menor o igual a 100psf, con la excepción de garajes o áreas públicas.

El factor de carga de H será igual a cero si su acción estructural se contrarresta debido a E. Donde la presión lateral de la tierra proporcione resistencia a las acciones estructurales de otras fuerzas, no se incluirá en H, pero se incluirá en la resistencia de diseño.

2.2.6.4. Torsión Accidental

Donde los diagramas no son flexibles el diseño incluirá el momento torsional inherente causado por desplazamientos asumidos del 5% del centro de masa, perpendicular a la dirección de la aplicación de las fuerzas.

Donde las fuerzas sísmicas son aplicadas concurrentes y simultaneas en dos direcciones ortogonales, el desplazamiento del 5% requerido del centro de masa no es necesario aplicarse en las dos direcciones ortogonales al mismo tiempo, pero deberá ser aplicada en la dirección que produce mayor efecto.

Para una categoría de diseño C o más, como ya se mencionó, los miembros deben estar diseñados para 100% de las fuerzas para una dirección (excéntricas) más el 30% de las fuerzas de la dirección perpendicular (centradas), entonces las combinaciones de carga que nacen son 16 (Figura 6) por tener torsión (positiva y negativa) y dirección de cargas e (N-S, S-N, E-O, O-E).

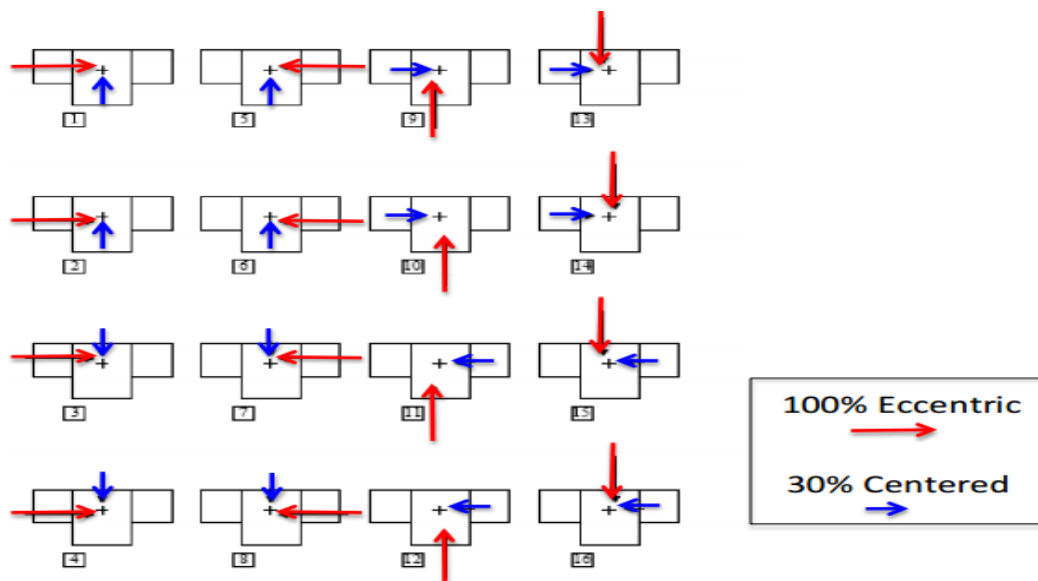


Figura 6 Combinaciones de carga incluyendo torsión accidental. (Charney et al., 2013)

2.2.7. Inercias Agrietadas

Para las propiedades de rigidez de los elementos de hormigón y mampostería se deberán considerar los efectos de las secciones agrietadas.

De lo más importante en el modelado de un edificio de hormigón son las propiedades de rigidez realistas de los elementos estructurales teniendo en cuenta las secciones agrietadas de conformidad con la norma, sin embargo la ASCE7-10 no establece los requisitos para la modelización de las secciones agrietadas en un análisis sísmico, en el comentario de la norma



se recomienda el uso del libro “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings” de Paulay y Priestley (1992) para el cálculo de las propiedades de agrietamiento.

Sin embargo, la práctica habitual es el uso de un momento de inercia reducido para las vigas, columnas y muros con base en el nivel esperado de agrietamiento. Al ser el ACI318-14 una norma vigente y recomendada por la ASCE7-10 se obtienen esos valores de las tablas disponibles en el ACI (Tabla 6.6.3.1.1 (b)) que corresponden a los valores dados en la norma ecuatoriana.

2.2.8. Control de derivas y efectos P-Delta

2.2.8.1. Control de derivas

La deriva de diseño deberá ser calculada como la diferencia de deflexiones en los centros de masa en la parte superior e inferior del piso en consideración.

La deriva en el nivel x (δx) usada para calcular la deriva de piso de diseño, deberá ser determinada de acuerdo a:

$$\delta x = \frac{C_d * d_{xe}}{I_e} \quad \text{Ec. (37)}$$

Dónde:

δx	Deriva de diseño.
C_d	Es el coeficiente de amplificación
d_{xe}	Deriva elástica determinada por un análisis estático
I_e	Factor de importancia

En el cálculo de las fuerzas para el control de derivas no es necesario usar la ecuación 32, que determina el cortante mínimo. ($C_S = 0.044S_{DS}I_e$).

Para determinar el cumplimiento de los límites de las derivas de piso, se permite usar las fuerzas sísmicas de diseño basadas en el periodo fundamental calculado de la estructura calculada T_{COMP} sin el coeficiente de límite superior. (ASCE & SEI, 2013b).

La deriva de diseño debe cumplir con los máximos permitidos expuestos anteriormente en la Tabla 26.

2.2.8.2. Efectos P-Delta

Estos efectos son considerados por medio del coeficiente de estabilidad θ

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad \text{Ec. (38)}$$

Dónde:

P_x	Carga vertical total de diseño sobre el nivel x
Δ	Deriva de diseño Ec. 33



I_e Factor de importancia

V_x Cortante basal de diseño actuando entre los niveles x y $x-1$

h_{sx} Altura del entrepiso debajo del nivel x

C_d Factor de amplificación para desplazamientos

De forma similar a la norma ecuatoriana, los efectos P-Delta no se consideran cuando el coeficiente es menor a 0.1, se consideran en el rango $[0.1 - \theta_{MAX}]$ y no pueden sobrepasar el límite máximo de θ_{MAX} , la diferencia radica en límite máximo que se debe obtener por la siguiente ecuación:

$$\theta_{MAX} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad \text{Ec. (39)}$$

Dónde:

θ_{MAX} Límite máximo del coeficiente de estabilidad.

La intención de este requerimiento es proteger las estructuras de la posibilidad de inestabilidad desencadenada por las deformaciones residuales post terremoto. El peligro en tales fallas es real y no puede ser eliminado por una sobrerresistencia aparentemente disponible. Este problema es particularmente cierto en las estructuras diseñadas en regiones de menor sismicidad. (ASCE & SEI, 2013a)

C_d Factor de amplificación para desplazamientos

β Es la relación de demanda/capacidad de corte para el piso entre los niveles x y $x-1$.

En esencia este factor es el inverso de la sobrerresistencia del piso. La norma sugiere que se puede tomar como 1.0 pero también advierte que es un valor conservador. Para estructuras flexibles, el tamaño de las secciones es controlado por los requisitos de las derivas y no por los requisitos de resistencia; por consiguiente, β es menor que 1.0 ya que las secciones proporcionadas son más grandes y más fuertes de lo requerido aportando una resistencia adicional sustancial, esta es la razón principal para la inclusión de β y así permitir un análisis más equitativo. (ASCE & SEI, 2013a)

La sobrerresistencia ($1/\beta$) es mayor a 1 porque además de las secciones más grandes por requisitos de control de derivas, las diversas especificaciones de diseño incorporan las reglas de columna fuerte - viga débil, límite de elasticidad real versus nominal, endurecimiento por deformación y la secuencia de articulaciones plásticas. (Charney, 2010).

Si de la ecuación 35 despejamos $1/\beta$, podemos obtener en cada piso la sobre resistencia requerida:

$$\frac{1}{\beta} = \frac{C_d \theta}{0.5} \quad \text{Ec. (40)}$$

2.3. Tabla comparativa de las bases de diseño

A continuación se presenta una tabla que resume los aspectos principales de cada norma para su posterior comparación.

PARÁMETRO	ASCE 7 - 10	NEC-SE-DS 2015
ZONIFICACIÓN SÍSMICA	Factores S_s y S_1 obtenidos por las coordenadas del lugar de implantación	Factor Z según la zona sísmica, 5 zonas disponibles
PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	Sismo máximo considerado: 2% de excedencia en 50 años. Sismo base de diseño: 10% de excedencia en 50 años	Sismo máximo considerado: 2% de excedencia en 50 años
TIPO DE SUELO	6 tipos de suelo, clasificados principalmente según la velocidad media de onda cortante.	6 tipos de suelo, clasificados principalmente según la velocidad media de onda cortante.
FACTORES DE SITIO	Factores F_a y F_v , en función de S_s y S_1 respectivamente	Factores F_a , F_d y F_s en función del factor Z . Factor r en función de tipo de suelo y factor n según región
SISTEMA ESTRUCTURAL	Clasificación según sistema de pórticos a momento, pórticos, muros estructurales y sistemas duales con detallamiento especial, intermedio u ordinario	Clasificación según sistemas dúctiles y no dúctiles. A su vez está subdividido en sistemas duales, pórticos a momento y otros sistemas estructurales
CATEGORIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA	Categoría de riesgo, factor de importancia y categoría de diseño	Factor de importancia
LIMITACIONES PARA EL USO MÉTODO DE FUERZAS LATERALES EQUIVALENTES	Cualquier estructura en categoría B o C. Cualquier estructura regular hasta 48 m. Estructuras irregulares con una altura menor a 48m. siempre que no haya irregularidad torsional, piso débil, un piso con dimensiones mayores al 130% de un piso adyacente y masa de un piso mayor a 1.5 veces la masa de un piso adyacente	Solo para estructuras regulares
PERIODO FUNDAMENTAL	Periodo aproximado: $C_t \times h^a$ Periodo para diseño por resistencia $C_u \times T_a$ Periodo para control de derivas $T_{calculado}$	Periodo aproximado, para diseño por resistencia y para control de derivas: $C_t \times h^a$
DERIVA INELÁSTICA	Se amplifica las derivas elásticas mediante el factor C_d / I_e	Se amplifica las derivas elásticas mediante el factor $0.75R$
LÍMITES PARA EL COEFICIENTE DE ESTABILIDAD	Límite inferior: 0.1 Límite superior: $0.5 / B \cdot C_d$	Límite inferior: 0.1 Límite superior: 0.3
MÍNIMO COEFICIENTE DE RESPUESTA SÍSMICA	0.044 $S_{ds} I_e$	---
FACTOR DE REDUNDANCIA	1.0 o 1.3	---
INERCIAS AGRIETADAS	Cálculo de las propiedades de agrietamiento	Vigas 0.5 de I_g (Inercia bruta), Columnas 0.8 I_g , Muros 0.6 I_g

Tabla 30 Comparación de las bases de diseño.



CAPITULO 3: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN

En este capítulo se aborda los diseños para la edificación por los diferentes sistemas estructurales. Primero se define las consideraciones iniciales para el diseño, éstas son necesarias para el desarrollo del método de fuerzas laterales equivalentes como datos iniciales. Luego se obtiene los espectros de diseño para las dos normas, se explica el procedimiento por medio del software ETABS 2015 y finalmente se muestran los resultados de los diseños.

El método de fuerzas laterales equivalentes es descrito como una secuencia de pasos seguida para los diseños, se presenta en la sección 3.2. Este método es usado para el diseño de todos los sistemas estructurales estudiados en este documento.

El primer sistema estructural estudiado, es el de pórticos especiales sismoresistentes. Se presenta el diseño mediante la norma NEC-SE-DS 2015 (Sección 3.5) y luego bajo la norma ASCE7-10 (Sección 3.6). Este sistema considera que todos los miembros estructurales, es decir, todas las vigas y columnas forman parte del sistema resistente a cargas laterales. Las losas son diseñadas como diafragmas rígidos, transmiten los efectos de las cargas laterales y verticales, pero no forman parte del sistema sismo-resistente.

Seguido se muestra el diseño del sistema de pórticos especiales mediante la ASCE7-10, pero considerando que la estructura tiene dos sistemas estructurales, uno ubicado perimetralmente que está diseñado para resistir las cargas laterales sísmicas y un sistema interno que resiste solo los efectos gravitacionales. Se encuentra en la sección 3.7.

Los diseños mediante el sistema de muros estructurales para las dos normas se presentan en la sección 3.8 y 3.9. En este sistema solo los muros son los encargados de resistir las cargas laterales sísmicas, mientras que todas las columnas y vigas resisten solo las cargas a gravedad.

Los resultados son exhibidos para cada diseño mediante la siguiente secuencia de tablas:

- Tabla que muestra el sistema estructural y las secciones de los miembros estructurales.
- Tabla con los requerimientos para obtener el cortante basal.
- Tabla con el peso, fuerzas laterales, cortante de piso y derivas obtenidas.
- Tabla con derivas inelásticas, índice de estabilidad y de ser necesario aplicación de efectos P-Delta para las dos direcciones.
- Gráfico de las derivas diseño para las dos direcciones.

3.1. Consideraciones iniciales para el diseño

En los diseños de los sistemas de vigas descolgadas y de muros estructurales se tienen algunas consideraciones iniciales que son necesarias para los diseños. Éstas son:

- **Emplazamiento**

Los diseños se realizarán suponiendo que el edificio se construirá en la ciudad de Cuenca-Ecuador, esto caracteriza los valores de aceleración del suelo.

En la norma ecuatoriana el factor de zona **Z** expuesto en la sección [2.1.1.1] se obtiene por el mapa de zonificación sísmica (Figura 2), Cuenca está en la zona 2 caracterizada con un peligro sísmico alto equivalente a $Z= 0.25 g$

También se puede obtener **Z** en tabla 10.2 de la norma ecuatoriana, se muestra un extracto de esta tabla a continuación:

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
CUENCA	CUENCA	CUENCA	AZUAY	0.25
CHORDELEG	CHORDELEG	CHORDELEG	AZUAY	0.25
GUALACEO	GUALACEO	GUALACEO	AZUAY	0.25
SEVILLA DEL ORO	SEVILLA DEL ORO	SEVILLA DEL ORO	AZUAY	0.25

Tabla 31 Extracto de poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

Para la norma estadounidense los valores de aceleraciones se obtienen buscando un espectro equivalente a las aceleraciones de Cuenca en Estados Unidos, encontrándose que una ciudad con las características similares es Thurston en Washington, el proceso establecido se explica en la sección [3.3.2]

- **Tipo de suelo**

Para la norma ASCE7-10 cuando no se conoce en detalle el tipo de suelo debe usarse el tipo D, en la norma ecuatoriana no se establece ninguna restricción similar, sin embargo, se considerará para todos los diseños que están emplazados sobre un suelo tipo C, que corresponde a suelos de calidad intermedia calificados como muy densos o rocas blandas.

- **Arquitectura**

El edificio a diseñarse será una estructura de 12 niveles con igual altura de entrepisos, cada uno de 3 m. En planta tiene una forma rectangular, con 5 vanos de 5.7 m en el eje X y 3 vanos de 5.15 m en el eje Y.

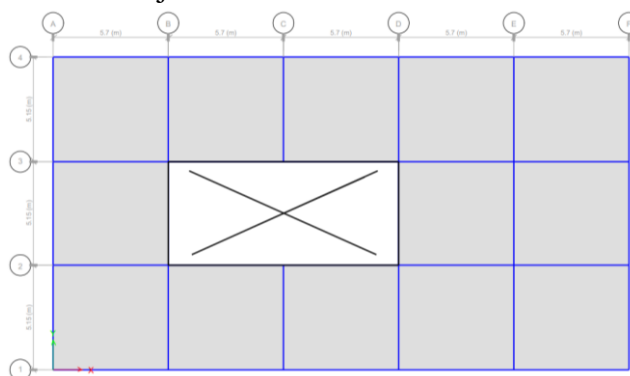


Figura 7 Vista en planta de la estructura

Esta edificación es regular en planta y en elevación, ya que las normas tratan de diferente forma a las irregularidades.

Como se puede ver en la figura 7 la edificación presenta una abertura que corresponde a un espacio vacío para gradas, ascensores y para aspectos arquitectónicos, que tiene un

tamaño menor al necesario para causar irregularidades de planta. Dentro del análisis de los diferentes sistemas estructurales no se considera el análisis de las gradas.

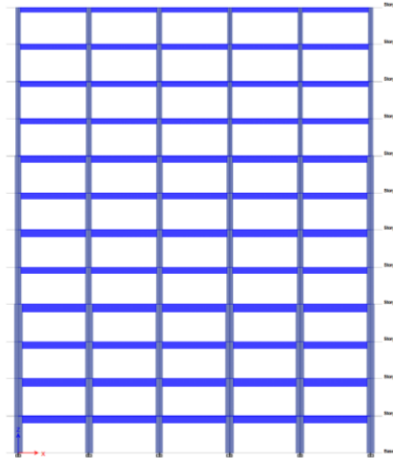


Figura 8 Vista frontal de la estructura

- **Ocupación**

La edificación a diseñarse por los diferentes sistemas estructurales se supondrá que sirve para vivienda, así el coeficiente de importancia en la norma ecuatoriana para una edificación descrito en la sección [2.1.3.1] es 1.

- **Cargas no sísmicas**

Se toma la carga conforme a la norma ecuatoriana destinada a las cargas no sísmicas NEC-SE-CG en su sección 4.2.1 la carga viva que corresponde a un uso por vivienda es 200 kg/m^2 .

Además, para representar el peso de los componentes no estructurales, es decir, tabiquería, enlucidos, instalaciones, pisos, etc. se usa una sobrecarga de 250 kg/m^2 . Estos valores también sus usados para los diseños por la norma ASCE 7 -10.

- **Restricciones del ACI 318 - 14**

Las dos normas refieren como guía para el diseño del hormigón al ACI-318 "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural" para el diseño de los diferentes sistemas se tuvo en cuenta:

En la sección [19.2.1] se establece como límite para pórticos especiales y muros estructurales especiales, que la resistencia a compresión del hormigón de peso normal ($f'c$) como mínimo ser de 210 Kg/cm^2 . En todos los diseños se usará un hormigón con una resistencia a la compresión de 280 Kg/cm^2 , tanto para vigas, columnas, losas y muros estructurales.

En la sección [18.6.2] para vigas de pórticos especiales dice que la dimensión mínima para la base de una viga es la menor entre 250 mm o $0.3h$.



En la sección [18.7.2] dice que las columnas deben cumplir con que la dimensión menor de la sección transversal debe ser al menos 300 mm, también que la relación entre la dimensión menor de la sección y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4

En la sección [18.7.3] sobre la resistencia mínima a flexión de columnas, se verifica el cumplimiento de columna fuerte - viga débil, para reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que forman parte del sistema sismo resistente, mediante la expresión:

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad \text{Ec. (41)}$$

Donde M_{nc} es la suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan a los nudos y M_{nb} es la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

Detallamiento de los sistemas estructurales

Aunque esta fuera del alcance de este documento el detallamiento del refuerzo estructural, cabe hacer referencia al término especial usado en el sistema de pórticos especiales.

Según el ACI318-14 y la ASCE 7-10 los pórticos pueden categorizarse como: especial, intermedio y ordinario. Cada uno tiene diferentes grados de requisitos de detalle que garanticen diferentes niveles de ductilidad. En resumen, se espera que los elementos ordinarios soporten un comportamiento inelástico mínimo, los elementos intermedios resistan un comportamiento inelástico moderado, y se espera que los elementos especiales soporten un comportamiento inelástico significativo. La rigurosidad de los requisitos de detalle está relacionada con el comportamiento esperado. La norma ecuatoriana NEC-SE-DS 2015 de forma similar divide a los sistemas en dúctiles y de ductilidad limitada.

Los requisitos prescritos por el ACI318-14 para pórticos especiales son numerosos, y hacen referencia a:

- Anclaje del concreto
- Factores de reducción de resistencia
- Resistencia especificada a la compresión del concreto
- Refuerzo de los pórticos (Máx. y mín. fluencia del refuerzo)
- Características para los empalmes
- Características de refuerzo y dimensiones para las vigas
- Características de refuerzo y dimensiones para las columnas
- Características de refuerzo y dimensiones para los nudos
- Longitud de desarrollo de barras en tracción



- **Losa**

La losa a usarse en todos los diseños será maciza y de 25 cm de espesor, con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm².

- **Comportamiento**

En todos los diseños se verifica que tengan un comportamiento traslacional para los dos primeros modos de vibración, especialmente en los sistemas de muros estructurales se buscó que la disposición en planta de los muros esté de tal forma que produzca este comportamiento traslacional.

- **Optimización**

Los elementos sismoresistentes como vigas, columnas y muros responden a diferentes solicitaciones de carga en un mismo piso, debido principalmente a su ubicación, siendo lo más óptimo desde el punto de vista de ahorro de material que en cada elemento su sección se adapte a su solicitación particular de cargas y momentos, constructivamente no siempre es viable, ya que la falta de uniformidad entorpece el proceso de la construcción misma, por las siempre variables secciones en diferentes pisos o en un mismo piso.

Sin embargo, para hacer que las secciones se adapten de mejor manera a las solicitaciones, optimizándolas, pero sin caer en una falta de practicidad, se manejan secciones iguales por cada 4 pisos, así, se tiene secciones iguales para los pisos 1-4, se reducen para los pisos 5-8, y se reducen una vez más para los pisos 9-12.

3.2. Método de las fuerzas laterales equivalentes

La NEC-SE-DS permite el uso del procedimiento de fuerzas laterales solo para estructuras con regularidad en planta y en elevación, además establece que este procedimiento es requisito mínimo para todas las estructuras.

Los casos en que es permitido el uso del método ELF (Equivalent Lateral Forces) para la norma ASCE 7 -10 ya fueron descritos en la tabla 28, en resumen, está permitido para cualquier estructura en categoría de diseño B o C, y no está permitido para las categorías D, E, F si sobrepasa los 48 m de altura y tiene las siguientes irregularidades:

- Irregularidad horizontal tipo 1: Irregularidad torsional, suave y extrema
- Irregularidad vertical tipo 1: Rigidez lateral de un piso es menor al 70% de la rigidez del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez de los 3 pisos superiores.
- Irregularidad vertical tipo 2: Distribución de masa (masa de un piso es mayor a 1.5 veces la de un piso adyacente)



- Irregularidad vertical tipo 3: Irregularidad geométrica (la dimensión del sistema en planta en un piso es mayor al 130% a la dimensión de un piso adyacente)

Para estructuras regulares que superen los 48 metros de altura, el método está permitido si $T < T_s$.

A continuación, se describe el proceso a desarrollarse para diseñar la estructura en base al método estático de fuerzas laterales equivalentes.

1. Determinar el periodo fundamental aproximado
2. Determinar el espectro de diseño
3. Obtener las cargas y sus combinaciones
4. Calcular el cortante basal
5. Obtener la distribución de la fuerza horizontal por piso
6. Verificar resistencia de los elementos
 - Cumplir consideraciones para secciones ACI
 - Verificar el cumplimiento de columna fuerte – viga débil
7. Verificar deformaciones por medio del control de derivas inelásticas:
 - Obtener el índice de estabilidad Q_i
 - Según el valor obtenido hay tres posibilidades
 - Se desprecian los efectos de segundo orden
 - Se consideran los efectos de segundo orden amplificando, derivas, fuerzas internas y momentos
 - Debe rigidizarse la estructura porque es inestable
 - Se verifica nuevamente los límites para las derivas ahora amplificadas.
8. En caso de existir irregularidad torsional (coeficiente de regularidad en planta) se debe usar un factor de amplificación torsional

En el caso de norma ASCE7-10 aunque se sigue el mismo proceso, se usa el periodo aproximado con el coeficiente de límite superior para verificar la resistencia, y el periodo calculado para obtener las derivas. También se debe calcular el coeficiente de redundancia que podría amplificar las fuerzas un 30%, y para categorías de diseño C o más, se usa una fuerza con una magnitud del 100% en la dirección principal más una fuerza al 30% en la dirección ortogonal

3.3. Espectros de diseño de aceleración

3.3.1. Espectro elástico de diseño en aceleraciones NEC-SE-DS

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a para la ciudad de Cuenca con un suelo tipo C y expresado como fracción de la gravedad se muestra a continuación:

Factor	Sección	Valor
Factor de zona	2.1.1.1	0.25
Tipo de perfil de suelo	2.1.1.2	C
Coficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto, F_a	2.1.1.2	1.3



Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta, F_d	2.1.1.2	1.28
Comportamiento no lineal de los suelos, F_s	2.1.1.2	0.94
Razón de aceleración espectral y el PGA, η	2.1.1.3	2.48
Factor r	2.1.1.3	1
T_C	2.1.1.4	0.509
T_L	2.1.1.4	3.072
T_0	2.1.1.4	0.093

Tabla 32 Factores para desarrollar el espectro de aceleraciones para NEC-SE-DS

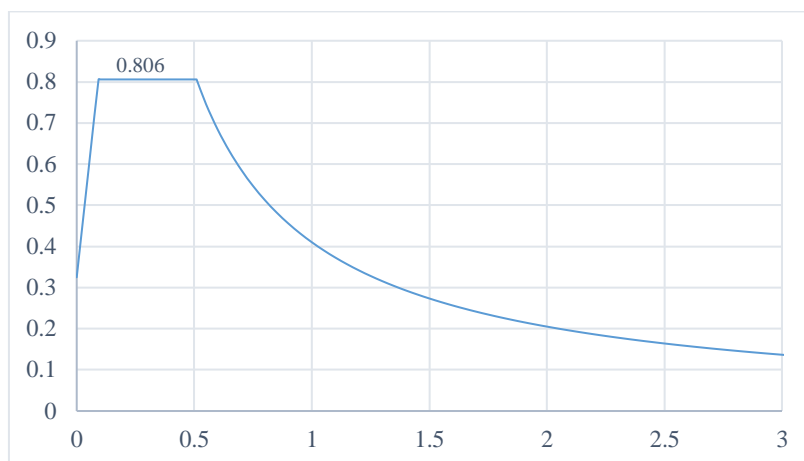


Figura 9 Espectro de diseño de aceleraciones según NEC-SE-DS para Cuenca.

3.3.2. Espectro elástico de diseño en aceleraciones ASCE7-10

Para comparar bajo las mismas condiciones el diseño por la norma ecuatoriana y estadounidense es necesario que los espectros de diseño sean los más parecidos posible. Entonces se buscó que la meseta, es decir la zona donde el espectro es horizontal, sea semejante a la meseta correspondiente en el espectro de la ASCE.

La meseta en la norma ecuatoriana viene dada por la ecuación 4 ya descrita anteriormente $\eta Z F_a = 0.806$. En la ASCE7-10 esa zona corresponde al valor de S_{DS} , entonces se busca que $S_{DS} \approx 0.806$. Se tiene que

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad y \quad S_{MS} = F_a S_S \quad entonces \quad S_S = \frac{\frac{3}{2} S_{DS}}{F_a} = \frac{\frac{3}{2} 0.806}{1} \approx 1.209$$

Mediante la página del Servicio Geológico de los Estados Unidos ([USGS](http://www.usgs.gov)) buscamos una localización donde $S_S \approx 1.209$, hallando:



Figura 10 Ubicación de lugar con los mismos valores de aceleración que Cuenca

El condado de Thurston en Washington, EEUU tiene el valor de aceleración buscado, con la siguiente información:

Factor	Sección	Valor
Aceleración espectral a 0.2 segundo, S_s	2.2.1.3	1.211
Aceleración espectral a 01 segundo, S_1	2.2.1.3	0.514
Factor de sitio para aceleración a periodo corto, 0.2 seg. F_a	2.2.1.4	1.000
Factor de sitio para aceleración a periodo corto, 1 seg. F_v	2.2.1.4	1.300
Período de transición en período largo. TL	2.2.1.6	16.000
S_{MS}	2.2.1.4	1.211
S_{M1}	2.2.1.4	0.668
S_{DS}	2.2.1.4	0.807
S_{D1}	2.2.1.4	0.445
T_0	2.2.1.6	0.110
T_5	2.2.1.6	0.551

Tabla 33 Factores para desarrollar el espectro de aceleraciones para ASCE7-10

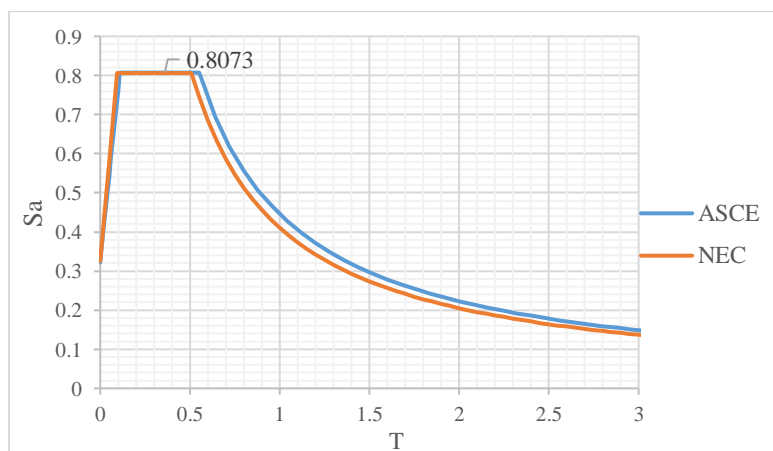


Figura 11 Espectro de aceleraciones ASCE7-10 y NEC-SE-DS

3.4. Modelamiento en ETABS

Los dos sistemas estructurales, pórticos y muros, fueron evaluados mediante el software ETABS en su versión 2015. Este programa está encauzado al análisis y diseño de edificios por ello despliega un entorno especializado para este fin.

Materiales

El hormigón usado en todos los modelos tiene una resistencia a la compresión de 280 kg/cm² y es un material isotrópico. Su peso por unidad de volumen es 2400 kg/cm³. El módulo de elasticidad usado es el dictado por el ACI318-14 mediante la ecuación $15100\sqrt{f'_c}$

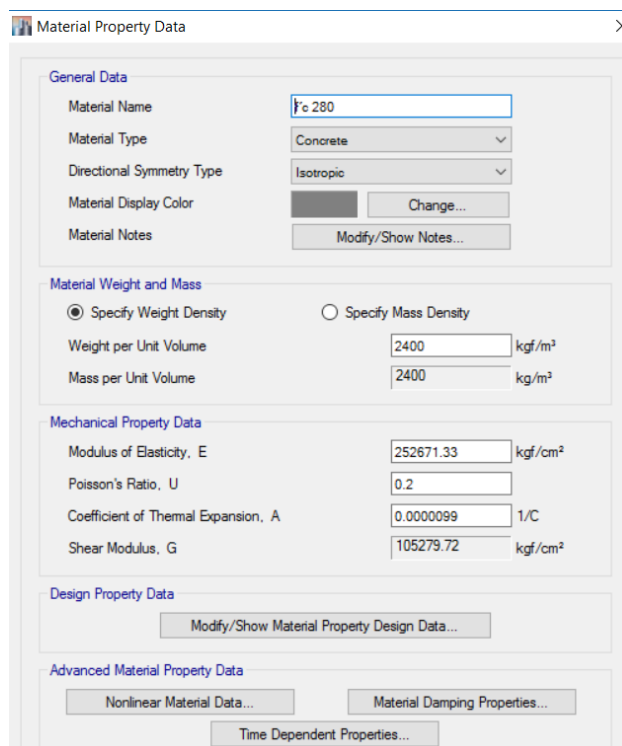


Figura 12 Propiedades de materiales, ETABS

Definición de las secciones

Se crean los 3 tipos de secciones usadas, frame, slab, wall, para vigas y columnas, losas y muros estructurales respectivamente. En cada sección se ingresa sus dimensiones y material. Las propiedades geométricas (Inercia Agrietada) con los valores respectivos según el elemento, se ingresan en las secciones que forman parte del sistema sismo resistente, los elementos que forman parte del sistema a gravedad no llevan reducciones de rigidez.

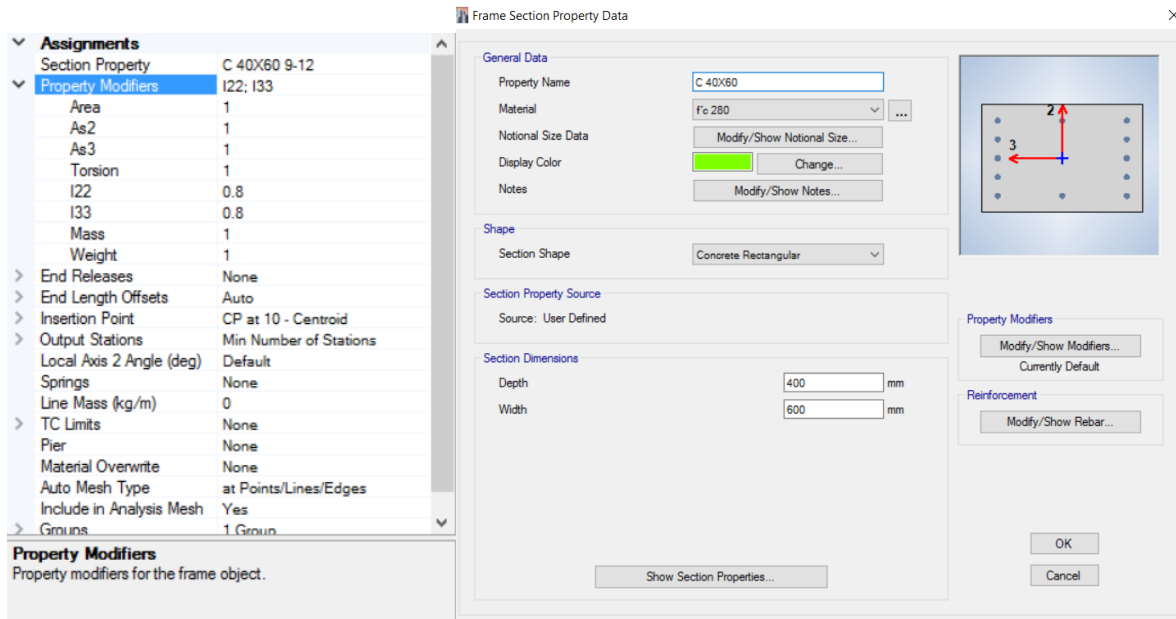


Figura 13 Creación de secciones y asignación de agrietamiento para una columna, ETABS

Modelación de losas

Las losas macizas con un espesor de 25 cm. de hormigón armado se modelan como membrana y con diafragma rígido, ya que un elemento membrana solo tiene 3 grados de libertad y no presenta rigidez fuera de su plano. De esta forma las losas como membrana distribuyen las cargas verticales y horizontales sin formar parte del sistema sismo resistente porque no tienen un detallamiento prescrito por el capítulo 18 del ACI318-14 que garantice una ductilidad adecuada.

Conexiones de sistemas a gravedad

Los modelos que tienen 2 sistemas estructurales, es decir uno sismo resistente y un sistema a gravedad, como en el caso del sistema de muros estructurales y el sistema de pórticos especiales perimetrales, usa conexiones a corte en las vigas de su sistema a gravedad.

De esta forma esos elementos no tienen capacidad a momento y se asegura que las cargas sísmicas sean resistidas por el sistema estructural asignado a resistirlas. Restringir la capacidad de resistir momento en el software se logra mediante el uso de los llamados "releases" en los dos extremos de las vigas. En la siguiente figura se pueden observar los releases como un círculo negro, las vigas del sistema a gravedad azules y el sistema sismo resistente verde, colocados en el sistema de pórticos perimetrales.

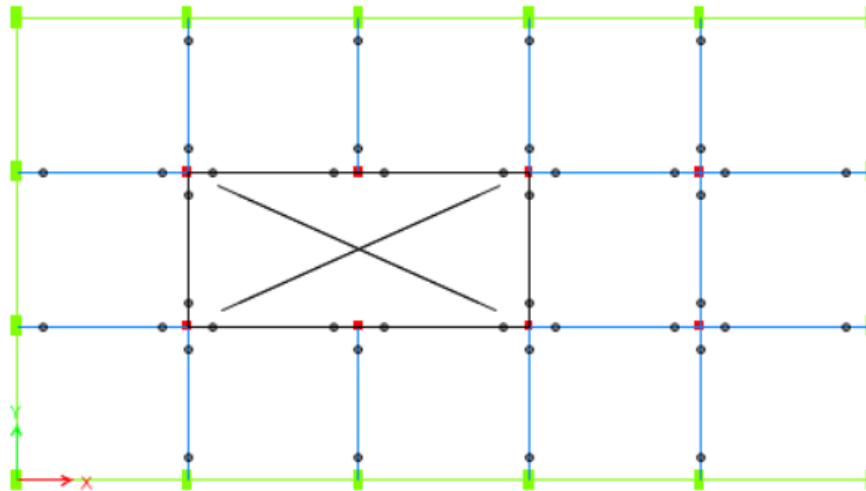


Figura 14 Ubicación de releases en sistema de pórticos perimetrales, ETABS.

Los releases son usados para el análisis del sistema ante solicitaciones sísmicas, una vez dimensionado y verificado el cumplimiento de todos los requisitos, se podría quitar estos elementos para el diseño final de resistencia de los miembros estructurales del sistema a gravedad.

Masa

Para el análisis sísmico se debe definir la fuente de masa de la estructura. La masa asignada a la estructura corresponde al peso propio de la estructura más las sobrecargas, con un factor de 1, en ninguna de las dos normas se asigna el 25% de la carga viva. Las sobrecargas corresponden a cargas de elementos no estructurales, tabiquería, instalaciones, etc.

Espectro

Los espectros de diseño para las dos normas pueden ser generados por el propio software ya que cuenta en sus archivos internos de las especificaciones de cada norma. Solo se necesita ingresar el tipo de suelo, coeficiente R, y el amortiguamiento normado del 5%.

Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta no son considerados dentro del modelo computacional, sino calculados por medio del coeficiente de estabilidad y en caso de ser necesario se amplifican los desplazamientos.

Casos de carga

Se crean los casos de carga para definir cargas muertas, vivas, sobrecarga, y sismo en las dos direcciones principales. En el caso de la norma ASCE 7 – 10 se crean dos grupos de cargas sísmicas, los necesarios para el diseño por resistencia de los miembros y otro grupo para la verificación de requerimientos de derivas.

Las cargas sísmicas se definen por medio del coeficiente de cortante basal estático C_s , el coeficiente relacionado con el periodo fundamental k , y se ingresa la excentricidad torsional del 5% exigida por las dos normas.

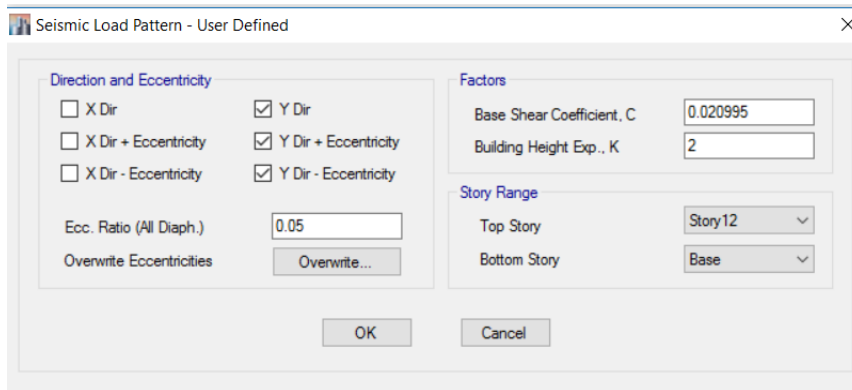


Figura 15 Definición de carga sísmica, ETABS

Combinaciones de diseño

Las combinaciones de las dos normas para resistencia son las mismas y se generan automáticamente gracias a ETABS.

En el caso de la ASCE 7 – 10 por el efecto vertical del sismo se auto modifican y agregan ese efecto en las combinaciones 5 y 7 de la sección [2.2.5.3].

Considerar el efecto de la carga sísmica al 100% en la dirección principal aplicada con una excentricidad del 5%, más una carga de 30% en la dirección ortogonal sin excentricidad genera más combinaciones (figura 6), estas son generadas automáticamente en los diseños por la norma ASCE7-10.

Columna fuerte – viga débil

Este requerimiento del ACI 318 -14 en la sección [18.7.3] sobre la resistencia mínima a flexión de columnas, se verifica automáticamente con el software, después del diseño para todos los sistemas estructurales analizados en este documento mediante el comando 6/5 Beam/Column Capacity Ratios. Este comando muestra la relación de capacidades de vigas a columnas, cuando el valor es 1 quiere decir que las columnas tienen una capacidad mayor en un 20% a las vigas que es el requerimiento límite exigido por el ACI, cualquier valor menor a 1 es correcto.

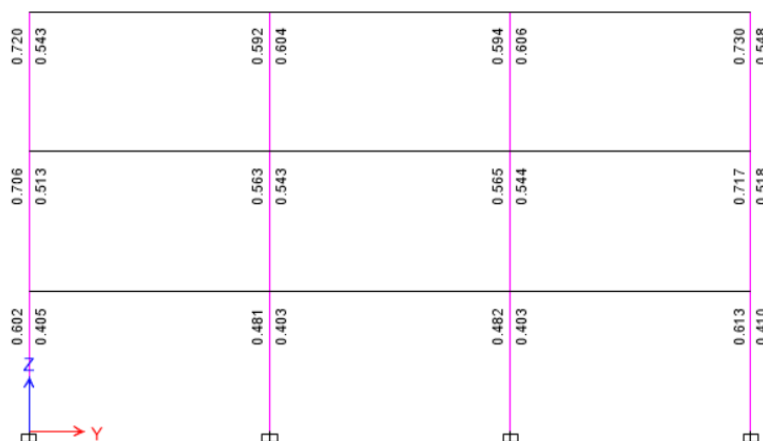


Figura 16 Comprobación de columna fuerte – viga débil para 3 primeros pisos del sistema de pórticos, ETABS

3.5. Diseño de Pórtico especial con vigas descolgadas, NEC-SE-DS

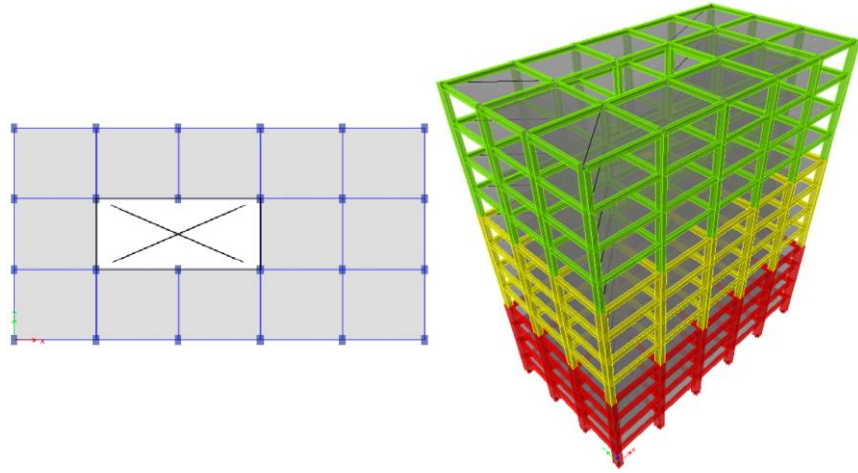
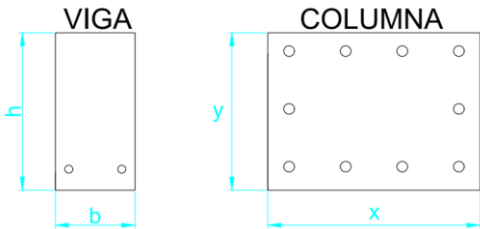
Sistema estructural		Pórtico especial sismo resistente de hormigón armado con vigas descolgadas			
					
Secciones					
Vigas			Columnas		
Nivel	h (cm)	b (cm)	Nivel	x (cm)	y (cm)
1-4	55	30	1-4	45	60
5-8	50	30	5-8	40	58
9-12	45	25	9-12	35	47
					

Tabla 34 Secciones para el sistema de pórtico especial NEC-SE-DS

Para el diseño con el sistema de pórticos especiales se sigue la secuencia descrita en los pasos de la sección 3.2. Entonces, primero se obtiene: periodo fundamental, aceleración espectral, coeficientes de regularidad, factor k y el cortante basal, mostrados en la Tabla 35.

La Tabla 35 tiene 2 columnas principales denominadas valores de entrada y valores de salida,

- Valores de entrada: son los valores previos necesarios para hallar cada ítem; se muestra el símbolo, el valor que toma, y en procedencia se indica de que tabla, figura o ecuación fue obtenido.
- Valores de salida: son los valores finales obtenidos de cada ítem, se muestra el símbolo, el valor resultante, de ser necesario sus unidades y en procedencia la ecuación o comprobación usada para establecer el valor.



ITEM	Valores de entrada			Valores de salida		
	Símbolo	Valor	Procedencia	Respuesta	Valor	Procedencia
Periodo Fundamental aproximado, Ta, 2.1.2	Ct	0.055	Tabla 7	Ta (seg)	1.383	Ecuación 7
	α	0.9	Tabla 7	Ta+30%	1.799	Ta*1.30
	hn (m)	36	12 pisos x 3m			
Aceleración espectral de diseño, Sa, 3.3.1	Ta+30%	1.799		Sa (1.799)	0.2281	Figura 9
Coefficiente de regularidad en planta, ϕ_p, 2.1.3.3	$\Delta 1$ (mm)	69.1	Tabla 11	Irregularidad Torsional, ϕ_{pa}	1	$\Delta > 1.2(\Delta 1 + \Delta 2)/2$ 96.5 > 99.36 (no \rightarrow 1)
	$\Delta 2$ (mm)	96.5	Tabla 11			
	A (m)	0	Tabla 11	Retrosesos en esquinas, ϕ_{pa}	1	A > 0.15B y C > 0.15D (no \rightarrow 1) (no \rightarrow 1)
	B (m)	28.5	Tabla 11			
	C (m)	0	Tabla 11			
	D (m)	15.45	Tabla 11			
	A (m)	15.45	Tabla 11	Discontinuidades, ϕ_{pa}	1	Cx D > 0.5 Ax B 58.71 > 220.16 (no \rightarrow 1)
	B (m)	28.5	Tabla 11			
C (m)	5.15	Tabla 11				
D (m)	11.4	Tabla 11				
Coefficiente de regularidad en elevación, ϕ_e, 2.1.3.4	Kc(Ton/mm)	117.90	Tabla 12	Piso Flexible, ϕ_{ea}	1	Kc < 0.7Kd 117.9 < 63.17 (no \rightarrow 1)
	Kd(Ton/mm)	90.245	Tabla 12			
	md (Ton)	403.16	Tabla 12	Distribución de masa, ϕ_{eb}	1	md > 1.5me 403.16 > 583.44 (no \rightarrow 1)
	me (Ton)	388.96	Tabla 12			
a (m)	28.5	Tabla 12	Distribución geométrica, ϕ_{eb}	1	a > 1.3b 28.5 > 37.05	
b (m)	28.5	Tabla 12				
Cortante Basal, V, 2.1.3	I	1	Tabla 8	V (Ton)	144.97	Ecuación 9
	Sa(Ta+30%)	0.2281	Figura 9			
	R	8	Tabla 9			
	ϕ_p	1				
	ϕ_e	1				
W (Ton)	5084.6	Tabla 37				
Factor relacionado con el periodo, k, 2.1.4	Ta	1.799	2.1.2	k (seg)	1.649	0.75 + 0.50 T

Tabla 35 Periodo, coeficientes de regularidad y cortante de basal para el sistema de pórticos especiales.

Los periodos calculados, mediante ETABS el periodo modal y el periodo obtenido mediante Rayleigh se muestran en la siguiente tabla:

Periodo Aproximado, Ta	1.7988
Periodo Método 2 (Rayleigh) en X, Tcomp	2.5124
Periodo Método 2 (Rayleigh) en Y, Tcomp	2.5676
Periodo Modal, Tcomp	2.4680

Tabla 36 Periodos calculados.

Ahora se procede a obtener las derivas, la siguiente tabla muestra: la carga reactiva de cada piso W_i , el porcentaje del cortante basal para las fuerzas laterales C_{ux} , las fuerzas laterales F_x y los cortantes de piso V_i , estos valores son iguales en las dos direcciones. Luego el desplazamiento



máximo producido por las fuerzas laterales δ_i , la deriva elástica Δ_{ei} , la deriva inelástica Δ_i y la deriva inelástica relativa $\Delta_i\%$ para las dos direcciones principales.

Nivel	Wi (Ton)	Cux	Fx (Ton)	Vi (Ton)	Derivas en X				Derivas en Y			
					δ_i (cm)	Δ_{ei}	Δ_i	$\Delta_i\%$	δ_i (cm)	Δ_{ei}	Δ_i	$\Delta_i\%$
12	388.96	0.188	27.26	27.26	9.07	0.38	2.28	0.76	9.65	0.46	2.76	0.92
11	403.17	0.169	24.48	51.74	8.69	0.65	3.9	1.30	9.19	0.72	4.32	1.44
10	403.17	0.144	20.92	72.66	8.04	0.88	5.28	1.76	8.47	0.93	5.58	1.86
9	403.17	0.121	17.58	90.24	7.16	0.94	5.64	1.88	7.54	0.99	5.94	1.98
8	424.76	0.105	15.25	105.50	6.22	0.82	4.92	1.64	6.55	0.89	5.34	1.78
7	430.59	0.086	12.41	117.90	5.40	0.88	5.28	1.76	5.66	0.95	5.7	1.90
6	430.59	0.066	9.62	127.52	4.52	0.94	5.64	1.88	4.71	0.98	5.88	1.96
5	430.59	0.049	7.12	134.65	3.58	0.9	5.4	1.80	3.73	0.95	5.7	1.90
4	439.96	0.035	5.04	139.68	2.68	0.78	4.68	1.56	2.78	0.86	5.16	1.72
3	443.24	0.022	3.16	142.84	1.90	0.78	4.68	1.56	1.92	0.82	4.92	1.64
2	443.24	0.011	1.62	144.46	1.12	0.71	4.26	1.42	1.10	0.72	4.32	1.44
1	443.24	0.004	0.52	144.97	0.41	0.41	2.46	0.82	0.38	0.38	2.28	0.76
Σ	5084.67	1.00	144.97	----	Deriva Máxima 1.88				Deriva Máxima 1.98			

Tabla 37 Fuerzas laterales y derivas en dirección X e Y.

Por último se verifica los efectos P-Delta mediante el índice de estabilidad Q para las dos direcciones de interés. Las siguientes tablas muestran: h altura de piso, D peso muerto, L carga viva, P_{total} carga total por piso, ΣP_{total} es el acumulado de todos los pisos sobre un piso i .

Si en al menos un nivel el índice de estabilidad está en el rango 0.1-0.3 se deben considerar los efectos P-Delta, la columna con la leyenda **considerar** evalúa este rango en cada nivel. En el caso de ser afirmativo, se amplifican las derivas por el factor $f_{p-\Delta}$ caso contrario su valor es 1, es decir no hay amplificación.

Las derivas amplificadas están en la columna Δ_{amp} . Si las derivas amplificadas relativas máximas $\Delta\%$ cumplen con el límite normado del 2% tiene la leyenda **OK**.

Nivel	h (cm)	D (Ton)	L (Ton)	Ptotal (Ton)	ΣP_{total} (Ton)	Derivas incluyendo efectos P-Delta					
						Q	Considerar?	$f_{p-\Delta}$	Δ_{amp}	$\Delta\%$	OK?
12	300	388.96	76.32	465.28	465.28	0.022	NO	1.000	2.280	0.76%	OK
11	300	403.17	76.32	479.49	944.77	0.040	NO	1.000	3.900	1.30%	OK
10	300	403.17	76.32	479.49	1424.26	0.057	NO	1.000	5.280	1.76%	OK
9	300	403.17	76.32	479.49	1903.76	0.066	NO	1.000	5.640	1.88%	OK
8	300	424.76	76.32	501.08	2404.84	0.062	NO	1.000	4.920	1.64%	OK
7	300	430.59	76.32	506.91	2911.75	0.072	NO	1.000	5.280	1.76%	OK
6	300	430.59	76.32	506.91	3418.67	0.084	NO	1.000	5.640	1.88%	OK
5	300	430.59	76.32	506.91	3925.58	0.087	NO	1.000	5.400	1.80%	OK
4	300	439.96	76.32	516.28	4441.86	0.083	NO	1.000	4.680	1.56%	OK
3	300	443.24	76.32	519.56	4961.42	0.090	NO	1.000	4.680	1.56%	OK
2	300	443.24	76.32	519.56	5480.98	0.090	NO	1.000	4.260	1.42%	OK
1	300	443.24	76.32	519.56	6000.55	0.057	NO	1.000	2.460	0.82%	OK

Tabla 38 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección X



Nivel	h (cm)	D (Ton)	L (Ton)	Ptotal (Ton)	Σ P total (Ton)	Derivas incluyendo efectos P-Delta					
						Q	Considerar?	f p-Δ	Δ amp	Δ%	OK?
12	300	388.96	76.32	465.28	465.28	0.026	NO	1.000	2.76	0.92%	OK
11	300	403.17	76.32	479.49	944.77	0.044	NO	1.000	4.32	1.44%	OK
10	300	403.17	76.32	479.49	1424.26	0.061	NO	1.000	5.58	1.86%	OK
9	300	403.17	76.32	479.49	1903.76	0.070	NO	1.000	5.94	1.98%	OK
8	300	424.76	76.32	501.08	2404.84	0.068	NO	1.000	5.34	1.78%	OK
7	300	430.59	76.32	506.91	2911.75	0.078	NO	1.000	5.7	1.90%	OK
6	300	430.59	76.32	506.91	3418.67	0.088	NO	1.000	5.88	1.96%	OK
5	300	430.59	76.32	506.91	3925.58	0.092	NO	1.000	5.7	1.90%	OK
4	300	439.96	76.32	516.28	4441.86	0.091	NO	1.000	5.16	1.72%	OK
3	300	443.24	76.32	519.56	4961.42	0.095	NO	1.000	4.92	1.64%	OK
2	300	443.24	76.32	519.56	5480.98	0.091	NO	1.000	4.32	1.44%	OK
1	300	443.24	76.32	519.56	6000.55	0.052	NO	1.000	2.28	0.76%	OK

Tabla 39 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección Y

La siguiente figura muestra las derivas de cada nivel y los valores máximos en un recuadro para cada dirección.

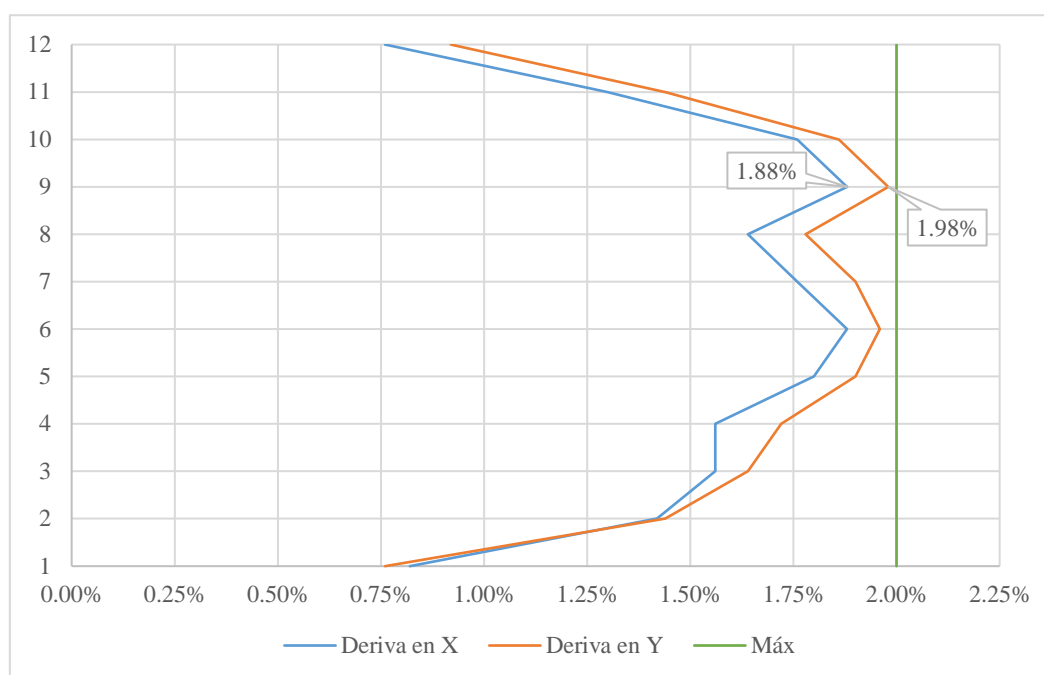


Figura 17 Derivas relativas amplificadas por efectos P-Delta en dirección X e Y

3.6. Diseño de Pórtico especial a momento de concreto reforzado, ASCE7-10

Para este diseño se siguen los mismos lineamientos y formato explicados en la sección anterior. Esta edificación tiene las mismas características de arquitectura, cargas, y tipo de suelo que la estructura diseñada por la norma ecuatoriana.

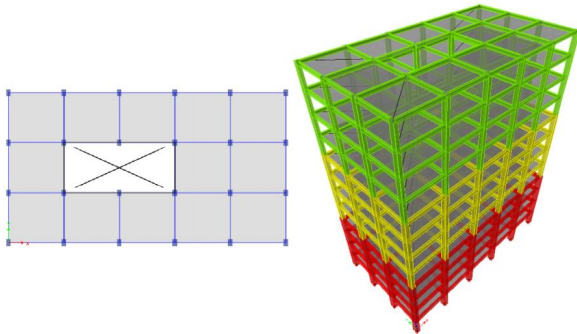
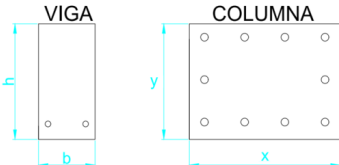
Sistema estructural Pórtico especial a momento de concreto reforzado					
					
Secciones					
	Vigas			Columnas	
Nivel	h (cm)	b (cm)	Nivel	x (cm)	y (cm)
1-4	52	30	1-4	45	60
5-8	48	30	5-8	40	60
9-11	35	26	9-12	40	55
					

Tabla 40 Secciones para el sistema de pórticos especiales ASCE7-10

A continuación se obtiene el cortante basal para el diseño por resistencia de los miembros, la magnitud de estas fuerzas está determinada por el uso del periodo modificado ($T=C_uT_a$).

ITEM	Valores de entrada			Valores de salida		
	Factor	Valor	Procedencia	Respuesta	Valor	Procedencia
Periodo Fundamental aproximado, T_a, 2.2.2	C_t	0.0466	Tabla 22	Ta (seg)	1.172	Ecuación 26
	α	0.9	Tabla 22			
	hn (m)	36	12 pisos x 3m			
Periodo Modificado, T, 2.2.2	C_u	1.4	Tabla 23	T (seg)	1.641	Ecuación 27
	T_a	1.172				
Aceleración espectral de diseño, S_a, 3.3.2	T	1.641		Sa (1.641)	0.271	Figura 11
Coefficiente de respuesta sísmica, C_s, 2.2.4.1	Cat. de riesgo	II	Tabla 15	Cs	0.1009	Ecuación 29
	Ie	1	Tabla 16			
	R	8	Tabla 27			
	SDS	0.807	Ec. 19			
	SD1	0.445	Ec. 20			
Cortante basal, V, 2.2.4	Cs	0.0355		V (Ton)	179.802	Ecuación 28
	W (Ton)	5061.62	Tabla 42			
Coefficiente relacionado con el periodo, k, 2.2.5	T	1.641		k (seg)	1.571	$0.75+0.50T$

Tabla 41 Periodo, aceleración y cortante basal para diseño por resistencia



Nivel	Wi (Ton)	Cvx	Fx (Ton)	Vi (Ton)
12	385.15	0.181	32.59	32.59
11	405.89	0.167	29.96	62.55
10	405.89	0.143	25.79	88.34
9	405.89	0.122	21.86	110.20
8	427.78	0.106	19.15	129.34
7	426.05	0.086	15.46	144.81
6	426.05	0.067	12.14	156.94
5	426.05	0.051	9.11	166.06
4	434.98	0.036	6.55	172.61
3	439.30	0.023	4.21	176.82
2	439.30	0.012	2.23	179.05
1	439.30	0.004	0.75	179.80
Σ	5061.62	1.00	179.80	----

Tabla 42 Carga reactiva y fuerzas laterales para diseño por resistencia

En función del periodo calculado por el software ETABS y verificado por el método de Rayleigh a continuación se muestra el cortante basal, las fuerzas laterales y las derivas consecuentes para las dos direcciones de interés.

ITEM	Valores de entrada			Valores de salida		
	Factor	Valor	Procedencia	Respuesta	Valor	Procedencia
Periodo Calculado, Tcomp, 2.2.2				Tcomp	2.652	ETABS
				Tcomp en X	2.728	Rayleigh
				Tcomp en Y	2.812	Rayleigh
Aceleración espectral de diseño, Sa, 3.3.2	T	2.652		Sa (2.730)	0.168	Figura 8
Coefficiente de respuesta sísmica, Cs, 2.2.4.1	Cat. de riesgo	II	Tabla 15	Cs	0.1009	Ecuación 29
	Ie	1	Tabla 16			
	R	8	Tabla 24	Cs max	0.0210	Ecuación 30
	S _{DS}	0.807	Ec. 19			
	S _{D1}	0.445	Ec. 20	Cs min	No se considera para derivas, ASCE7-10 12.8.6.	
Cortante basal, V, 2.2.4	Cs	0.0210		V (Ton)	106.265	Ecuación 28
	W (Ton)	5061.621	Tabla 42			
Coefficiente relacionado con el periodo, k, 2.2.5	T	2.652		k (seg)	2	Si T > 2.5 → k = 2

Tabla 43 Periodo, aceleración y cortante basal para cálculo de derivas

La siguiente tabla contiene las fuerzas laterales y los cortantes de piso para el control de derivas. Además tiene las derivas obtenidas del modelo para las dos direcciones de interés.



Nivel	Cvx	Fx (Ton)	Vi (Ton)	Derivas en X				Derivas en Y					
				δi (cm)	Δe_i	Δi	$\Delta i\%$	δi (cm)	Δe_i	Δi	$\Delta i\%$		
12	0.209	22.21	22.21	8.67	0.59	3.245	1.08	9.33	0.72	3.96	1.32		
11	0.185	19.67	41.87	8.08	0.81	4.455	1.49	8.61	0.9	4.95	1.65		
10	0.153	16.25	58.13	7.27	0.97	5.335	1.78	7.71	1	5.5	1.83		
9	0.124	13.16	71.29	6.30	0.88	4.840	1.61	6.71	0.93	5.115	1.71		
8	0.103	10.96	82.25	5.42	0.77	4.235	1.41	5.78	0.86	4.73	1.58		
7	0.079	8.36	90.61	4.65	0.78	4.290	1.43	4.92	0.85	4.675	1.56		
6	0.058	6.14	96.75	3.87	0.81	4.455	1.49	4.07	0.87	4.785	1.60		
5	0.040	4.26	101.02	3.06	0.78	4.290	1.43	3.20	0.83	4.565	1.52		
4	0.026	2.79	103.80	2.28	0.68	3.740	1.25	2.37	0.75	4.125	1.38		
3	0.015	1.58	105.39	1.60	0.66	3.630	1.21	1.62	0.71	3.905	1.30		
2	0.007	0.70	106.09	0.94	0.61	3.355	1.12	0.91	0.6	3.3	1.10		
1	0.002	0.18	106.27	0.33	0.33	1.815	0.61	0.31	0.31	1.705	0.57		
Σ	1.00	106.27	----	Deriva Máxima				1.78	Deriva Máxima				1.83

Tabla 44 Fuerzas laterales y derivas en X e Y

Los efectos P-Delta determinados por el coeficiente de estabilidad se detallan en las tablas a continuación para cada dirección, donde θ es el coeficiente de estabilidad, θ_{max} su valor máximo permisible, $1/\beta_{req}$ es la sobrerresistencia requerida por cada nivel. Las columnas finales muestran si se debe considerar los efectos P-Delta, el valor del coeficiente amplificador $f_{p-\Delta}$, las derivas amplificadas Δ_{amp} , las derivas amplificadas relativas $\Delta\%$ y si cumple con el valor máximo normado del 2% tiene la leyenda OK.

Nivel	D (Ton)	L (Ton)	Ptotal (Ton)	Σ P total (Ton)	Derivas incluyendo efectos P-Delta en X							
					θ	θ_{max}	$1/\beta_{req}$	Considerar?	$f_{p-\Delta}$	Δ_{amp}	$\Delta\%$	OK?
12	385.15	76.32	461.48	461.48	0.041	0.136	0.450	NO	1.043	3.383	1.13%	OK
11	405.89	76.32	482.21	943.69	0.061	0.136	0.669	NO	1.065	4.744	1.58%	OK
10	405.89	76.32	482.21	1425.90	0.079	0.136	0.872	NO	1.086	5.795	1.93%	OK
9	405.89	76.32	482.21	1908.11	0.079	0.136	0.864	NO	1.085	5.252	1.75%	OK
8	427.78	76.32	504.10	2412.21	0.075	0.136	0.828	NO	1.081	4.580	1.53%	OK
7	426.05	76.32	502.37	2914.58	0.084	0.136	0.920	NO	1.091	4.682	1.56%	OK
6	426.05	76.32	502.37	3416.95	0.095	0.136	1.049	NO	1.105	4.925	1.64%	OK
5	426.05	76.32	502.37	3919.32	0.101	0.136	1.110	SI	1.112	4.771	1.59%	OK
4	434.98	76.32	511.30	4430.63	0.097	0.136	1.064	NO	1.107	4.141	1.38%	OK
3	439.30	76.32	515.62	4946.25	0.103	0.136	1.136	SI	1.115	4.048	1.35%	OK
2	439.30	76.32	515.62	5461.87	0.105	0.136	1.151	SI	1.117	3.747	1.25%	OK
1	439.30	76.32	515.62	5977.50	0.062	0.136	0.681	NO	1.066	1.935	0.64%	OK

Tabla 45 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección X.

Nivel	D (Ton)	L (Ton)	Ptotal (Ton)	Σ P total (Ton)	Derivas incluyendo efectos P-Delta en Y							
					θ	θ_{max}	$1/\beta_{req}$	Considerar?	$f_{p-\Delta}$	Δ_{amp}	$\Delta\%$	OK?
12	385.15	76.32	461.48	461.48	0.050	0.136	0.549	NO	1.052	4.168	1.39%	OK
11	405.89	76.32	482.21	943.69	0.068	0.136	0.744	NO	1.073	5.309	1.77%	OK
10	405.89	76.32	482.21	1425.90	0.082	0.136	0.899	NO	1.089	5.990	1.997%	OK
9	405.89	76.32	482.21	1908.11	0.083	0.136	0.913	NO	1.090	5.578	1.86%	OK
8	427.78	76.32	504.10	2412.21	0.084	0.136	0.925	NO	1.092	5.164	1.72%	OK
7	426.05	76.32	502.37	2914.58	0.091	0.136	1.002	SI	1.100	5.144	1.71%	OK

6	426.05	76.32	502.37	3416.95	0.102	0.136	1.127	SI	1.114	5.331	1.78%	OK
5	426.05	76.32	502.37	3919.32	0.107	0.136	1.181	SI	1.120	5.114	1.70%	OK
4	434.98	76.32	511.30	4430.63	0.107	0.136	1.174	SI	1.119	4.618	1.54%	OK
3	439.30	76.32	515.62	4946.25	0.111	0.136	1.122	SI	1.125	4.393	1.46%	OK
2	439.30	76.32	515.62	5461.87	0.103	0.136	1.133	SI	1.115	3.679	1.23%	OK
1	439.30	76.32	515.62	5977.50	0.058	0.136	0.639	NO	1.062	1.810	0.60%	OK

Tabla 46 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección Y

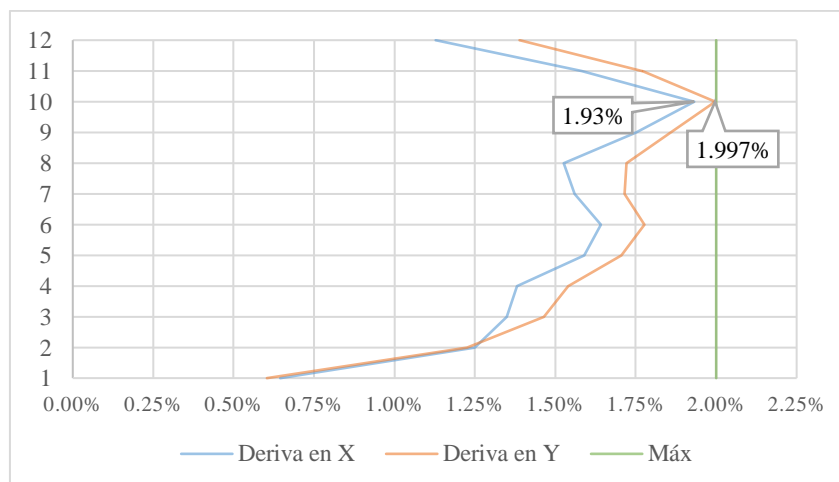


Figura 18 Derivas relativas amplificadas por efectos P-Delta en dirección X e Y

3.7. Diseño de Pórtico especial a momento de concreto reforzado en marcos perimetrales, ASCE 7 - 10

En este sistema de pórticos sismo resistentes ubicados solamente en el perímetro de la edificación, al tener menos elementos que forman parte del sistema resistente a las cargas laterales, las secciones de las vigas perimetrales tienen un tamaño importante y para cumplir con el requerimiento de columna fuerte - viga débil, las columnas requieren también un tamaño importante, superior al necesario por resistencia.

Como se explicó anteriormente (sección 3.1 "Optimización"), para todos los sistemas estructurales se consideraría que las secciones de vigas y columnas serían las mismas para la dirección X e Y, además estas secciones se reducirían cada 4 pisos, con el fin de adaptar las secciones a la magnitud de fuerzas que soportan, a más de aligerar la estructura en los pisos superiores.

Sin embargo, en el sistema resistente a cargas laterales se diferenciará las vigas según su dirección además de reducirse cada 4 pisos, ya que la dirección Y tiene menos pórticos y en este sistema el tamaño grande de las vigas causa un impacto notable sobredimensionando la dirección X. Este sobredimensionamiento produjo que para la dirección Y la deriva máxima sea 1.95% pero para X sea 1.41%. El diseño mostrado a continuación tiene secciones diferentes para las vigas según la dirección y las vigas que forman parte del sistema a gravedad se mantendrán iguales para las dos direcciones.

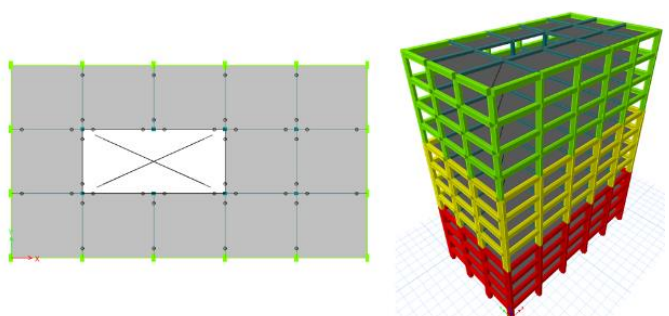
Sistema estructural	Pórtico especial a momento de concreto reforzado (solo en pórticos perimetrales)								
									
Sistema a gravedad									
Vigas X			Vigas Y			Columnas			
Nivel	h (cm)	b (cm)	Nivel	h (cm)	b (cm)	Nivel	x (cm)	y (cm)	
1-4	40	25	1-4	40	25	1-4	40	45	
5-8	40	25	5-8	40	25	5-8	35	40	
9-11	40	25	9-11	40	25	9-12	30	35	
Sistema resistente a cargas laterales									
Vigas en X			Vigas en Y			Columnas			
Nivel	h (cm)	b (cm)	Nivel	h (cm)	b (cm)	Nivel	x (cm)	y (cm)	
1-4	52	35	1-4	60	35	1-4	53	90	
5-8	50	35	5-8	60	35	5-8	50	85	
9-12	42	30	9-12	45	30	9-12	40	70	

Tabla 47 Secciones para el sistema de pórticos especiales perimetrales, ASCE7-10

ITEM	Valores de entrada			Valores de salida		
	Factor	Valor	Procedencia	Respuesta	Valor	Procedencia
Periodo Fundamental aproximado, T_a, 2.2.2	Ct	0.0466	Tabla 22			
	α	0.9	Tabla 22	Ta (seg)	1.172	Ecuación 26
	hn (m)	36	12 pisos x 3m			
Periodo Modificado, T, 2.2.2	Cu	1.4	Tabla 23	T (seg)	1.641	Ecuación 27
	Ta	1.172				
Aceleración espectral de diseño, Sa, 3.3.2	T	1.641		Sa (1.641)	0.271	Figura 11
Coefficiente de respuesta sísmica, Cs, 2.2.4.1	Cat. de riesgo	II	Tabla 15	Cs	0.1009	Ecuación 29
	Ie	1	Tabla 16			
	R	8	Tabla 27	Cs máx.	0.0339	Ecuación 30
	SDS	0.807	Ec. 19			
	SD1	0.445	Ec. 20	Cs min	0.0355	Ecuación 32 Usado
Cortante basal, V, 2.2.4	Cs	0.0355		V (Ton)	184.129	Ecuación 28
	W (Ton)	5183.43	Tabla 49			
Coefficiente relacionado con el periodo, k, 2.2.5	T	1.641		k (seg)	1.571	0.75+0.50T

Tabla 48 Periodo, aceleración y cortante basal para diseño por resistencia



Nivel	Wi (Ton)	Cvx	Fx (Ton)	Vi (Ton)
12	393.45	0.181	33.38	33.38
11	412.60	0.166	30.54	63.92
10	412.60	0.143	26.29	90.21
9	412.60	0.121	22.28	112.50
8	431.76	0.105	19.38	131.88
7	441.12	0.087	16.05	147.93
6	441.12	0.068	12.60	160.53
5	441.36	0.051	9.47	170.00
4	445.90	0.037	6.74	176.74
3	450.64	0.024	4.33	181.07
2	450.00	0.012	2.29	183.36
1	450.29	0.004	0.77	184.13
Σ	5183.430	1.00	184.13	----

Tabla 49 Carga reactiva y fuerzas laterales para diseño por resistencia

ITEM	Valores de entrada			Valores de salida		
	Factor	Valor	Procedencia	Respuesta	Valor	Procedencia
Periodo Calculado, Tcomp, 2.2.2				Tcomp	3.055	ETABS
				Tcomp en X	3.094	Rayleigh
				Tcomp en Y	2.945	Rayleigh
Aceleración espectral de diseño, Sa, 3.3.2	T	3.055		Sa (3.055)	0.146	Figura 11
Coeficiente de respuesta sísmica, Cs, 2.2.4.1	Cat. de riesgo	II	Tabla 15	Cs	0.1009	Ecuación 29
	Ie	1	Tabla 16			
	R	8	Tabla 27	Cs máx.	0.0182	Ecuación 30
	SDS	0.807	Ec. 19			
	SD1	0.445	Ec. 20	Cs min	No se considera para derivas, ASCE7-10 12.8.6.	
Cortante basal, V, 2.2.4	Cs	0.0182		V (Ton)	94.478	Ecuación 28
	W (Ton)	5183.43	Tabla 49			
Coeficiente relacionado con el periodo, k, 2.2.5	T	3.055		k (seg)	2	Si T > 2.5 → k = 2

Tabla 50 Periodo, aceleración y cortante basal para cálculo de derivas

Nivel	Cvx	Fx (Ton)	Vi (Ton)	Derivas en X				Derivas en Y			
				δ_i (cm)	Δe_i	Δ_i	$\Delta_i\%$	δ_i (cm)	Δe_i	Δ_i	$\Delta_i\%$
12	0.209	19.76	19.76	9.44	0.55	3.025	1.01	9.06	0.76	4.18	1.39
11	0.184	17.41	37.18	8.89	0.78	4.290	1.43	8.30	0.89	4.895	1.63
10	0.152	14.39	51.57	8.11	0.96	5.280	1.76	7.41	0.98	5.39	1.80
9	0.123	11.66	63.22	7.15	0.98	5.390	1.80	6.43	0.94	5.17	1.72
8	0.102	9.64	72.86	6.17	0.86	4.730	1.58	5.49	0.84	4.62	1.54
7	0.080	7.54	80.40	5.31	0.88	4.840	1.61	4.65	0.83	4.565	1.52
6	0.059	5.54	85.94	4.43	0.91	5.005	1.67	3.82	0.84	4.62	1.54
5	0.041	3.85	89.79	3.52	0.9	4.950	1.65	2.98	0.81	4.455	1.49



4	0.026	2.49	92.28	2.62	0.85	4.675	1.56	2.17	0.76	4.18	1.39		
3	0.015	1.41	93.69	1.77	0.8	4.400	1.47	1.41	0.68	3.74	1.25		
2	0.007	0.63	94.32	0.97	0.65	3.575	1.19	0.73	0.51	2.805	0.94		
1	0.002	0.16	94.48	0.32	0.32	1.760	0.59	0.22	0.22	1.21	0.40		
Σ	1.00	94.48	----	Deriva Máxima				1.80	Deriva Máxima				1.80

Tabla 51 Fuerzas laterales y derivas en X e Y

Nivel	D (Ton)	L (Ton)	Σ P total (Ton)	Derivas incluyendo efectos P-Delta en X							
				θ	θ_{max}	$1/\beta$ req	Considerar?	f p- Δ	Δ amp	$\Delta\%$	OK?
12	393.45	76.32	469.77	0.044	0.136	0.479	NO	1.046	3.163	1.05%	OK
11	412.60	76.32	958.70	0.067	0.136	0.738	NO	1.072	4.598	1.53%	OK
10	412.60	76.32	1447.63	0.090	0.136	0.988	NO	1.099	5.801	1.93%	OK
9	412.60	76.32	1936.55	0.100	0.136	1.101	SI	1.111	5.989	1.996%	OK
8	431.76	76.32	2444.63	0.096	0.136	1.058	NO	1.106	5.233	1.74%	OK
7	441.12	76.32	2962.07	0.108	0.136	1.189	SI	1.121	5.426	1.81%	OK
6	441.12	76.32	3479.51	0.123	0.136	1.351	SI	1.140	5.706	1.90%	OK
5	441.36	76.32	3997.19	0.134	0.136	1.469	SI	1.154	5.713	1.90%	OK
4	445.90	76.32	4519.41	0.135	0.136	1.485	SI	1.161	5.428	1.81%	OK
3	450.64	76.32	5046.37	0.135	0.136	1.485	SI	1.168	5.138	1.71%	OK
2	450.00	76.32	5572.70	0.128	0.136	1.408	SI	1.147	4.100	1.37%	OK
1	450.29	76.32	6099.31	0.069	0.136	0.757	NO	1.074	1.890	0.63%	OK

Tabla 52 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección X

Nivel	D (Ton)	L (Ton)	Σ P total (Ton)	Derivas incluyendo efectos P-Delta en Y							
				θ	θ_{max}	$1/\beta$ req	Considerar?	f p- Δ	Δ amp	$\Delta\%$	OK?
12	393.45	76.32	469.77	0.060	0.136	0.662	NO	1.064	4.448	1.48%	OK
11	412.60	76.32	958.70	0.077	0.136	0.842	NO	1.083	5.301	1.77%	OK
10	412.60	76.32	1447.63	0.092	0.136	1.009	NO	1.101	5.934	1.98%	OK
9	412.60	76.32	1936.55	0.096	0.136	1.056	NO	1.106	5.719	1.91%	OK
8	431.76	76.32	2444.63	0.094	0.136	1.033	NO	1.104	5.099	1.70%	OK
7	441.12	76.32	2962.07	0.102	0.136	1.121	SI	1.113	5.083	1.69%	OK
6	441.12	76.32	3479.51	0.113	0.136	1.247	SI	1.128	5.211	1.74%	OK
5	441.36	76.32	3997.19	0.120	0.136	1.322	SI	1.137	5.064	1.69%	OK
4	445.90	76.32	4519.41	0.124	0.136	1.365	SI	1.142	4.772	1.59%	OK
3	450.64	76.32	5046.37	0.122	0.136	1.343	SI	1.139	4.260	1.42%	OK
2	450.00	76.32	5572.70	0.100	0.136	1.105	SI	1.112	3.118	1.04%	OK
1	450.29	76.32	6099.31	0.047	0.136	0.521	NO	1.050	1.270	0.42%	OK

Tabla 53 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección Y

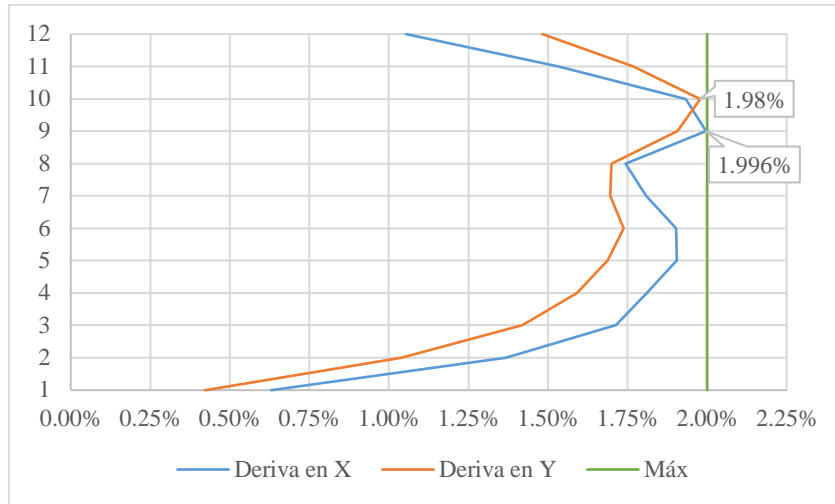


Figura 19 Derivas relativas amplificadas por efectos P-Delta en dirección X e Y

3.8. Diseño de Muros estructurales dúctiles de hormigón armado, NEC-SE-DS

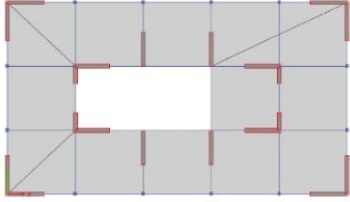
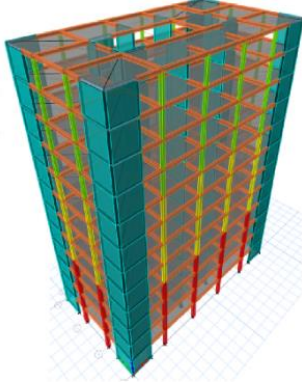

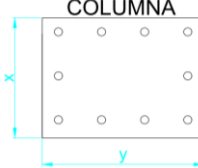
Sistema estructural		Sistema de muros estructurales dúctiles de hormigón armado			
					
Sistema a gravedad; Vigas y Columnas					
	Vigas		Columnas		
Nivel	h (cm)	b (cm)	Nivel	x (cm)	y (cm)
1-4	35	25	1-4	40	40
5-8	35	25	5-8	35	35
9-12	35	25	9-12	30	30
					

Tabla 54 Secciones de vigas y columnas del sistema de muros estructurales NEC-SE-DS

Todos los muros estructurales tienen un espesor de 35 cm. su ubicación en la estructura se definió de tal forma que en los dos primeros modos de vibración la estructura tenga un comportamiento traslacional en X e Y. La longitud de los muros se muestra en la siguiente tabla.

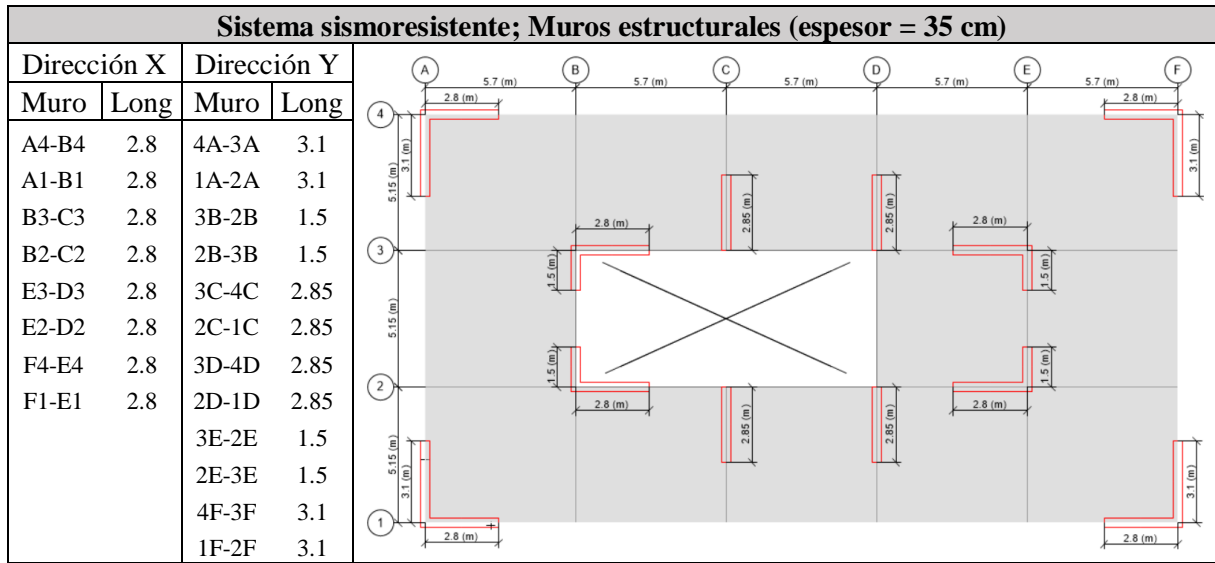


Tabla 55 Secciones de los muros del sistema de muros estructurales NEC-SE-DS

ITEM	Valores de entrada			Valores de salida		
	Factor	Valor	Procedencia	Respuesta	Valor	Procedencia
Periodo Fundamental aproximado, T_a, (2.1.2)	Ct	0.055	Tabla 7	T_a	0.808	Ecuación 7
	α	0.75	Tabla 7	$T_a+30\%*$	1.051	$T_a*1.30$
	hn (m)	36	12 pisos x 3m			
Aceleración espectral de diseño, S_a, 3.3.1	$T_a+30\%$	1.051		$S_a (1.051)$	0.390	Figura 9
Coefficiente de regularidad en planta, ϕ_p, 2.1.3.3	$\Delta 1$ (mm)	120	Tabla 11	Irregularidad Torsional, ϕ_{pa}	1	$\Delta > 1.2(\Delta 1 + \Delta 2)/2$ $121 > 132.6$ (no \rightarrow 1)
	$\Delta 2$ (mm)	101	Tabla 11			
	A (m)	0	Tabla 11	Retrosesos en esquinas, ϕ_{pa}	1	$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ (no \rightarrow 1) (no \rightarrow 1)
	B (m)	28.5	Tabla 11			
	C (m)	0	Tabla 11	Discontinuidades, ϕ_{pa}	1	$C \times D > 0.5 A \times B$ $58.71 > 220.16$ (no \rightarrow 1)
	D (m)	15.45	Tabla 11			
Coefficiente de regularidad en elevación, ϕ_e, 2.1.3.4	Kc (Ton/mm)	30.57	Tabla 12	Piso Flexible, ϕ_{ea}	1	$K_c < 0.7K_d$ $30.57 < 17.92$
	Kd (Ton/mm)	25.61	Tabla 12			
	md (Ton)	398.518	Tabla 12	Distribución de masa, ϕ_{eb}	1	$md > 1.5m_e$ $398.52 > 493.29$ (no \rightarrow 1)
	me (Ton)	328.858	Tabla 12			
	a (m)	28.5	Tabla 12	Distribución geométrica, ϕ_{eb}	1	$a > 1.3b$ $28.5 > 37.05$
	b (m)	28.5	Tabla 12			
Cortante Basal, V, 2.1.3	I	1	Tabla 8	V (Ton)	370.35	Ecuación 9
	$S_a(T_a+30\%)$	0.390	Figura 9			
	R	5	Tabla 9			
	ϕ_p	1				
	ϕ_e	1				
	W (Ton)	4742.69	Tabla 57			



Coeficiente relacionado con el periodo, k, 2.1.4	Ta+30%	1.051	k (seg)	1.275	0.75+0.50T
					Tabla 13

Tabla 56 Periodo, coeficientes de regularidad y cortante basal para el sistema de muros estructurales

Nivel	Wi (Ton)	Cux	Fx (Ton)	Vi (Ton)	Derivas en X				Derivas en Y			
					δi (cm)	Δei	Δi	Δi%	δi (cm)	Δei	Δi	Δi%
12	328.86	0.147	54.35	54.35	11.65	1.33	4.9875	1.66	12.00	1.37	5.1375	1.71
11	398.52	0.159	58.95	113.30	10.32	1.33	4.9875	1.66	10.63	1.37	5.1375	1.71
10	398.52	0.141	52.20	165.50	8.99	1.31	4.9125	1.64	9.26	1.35	5.0625	1.69
9	398.52	0.123	45.64	211.14	7.68	1.29	4.8375	1.61	7.91	1.33	4.9875	1.66
8	399.73	0.106	39.39	250.53	6.39	1.24	4.65	1.55	6.58	1.27	4.7625	1.59
7	401.14	0.090	33.34	283.86	5.15	1.17	4.3875	1.46	5.31	1.21	4.5375	1.51
6	401.14	0.074	27.39	311.25	3.98	1.07	4.0125	1.34	4.10	1.1	4.125	1.38
5	401.14	0.059	21.71	332.96	2.91	0.95	3.5625	1.19	3.00	0.98	3.675	1.23
4	402.57	0.044	16.39	349.35	1.96	0.8	3	1.00	2.02	0.82	3.075	1.03
3	404.19	0.031	11.40	360.75	1.16	0.61	2.2875	0.76	1.20	0.64	2.4	0.80
2	404.19	0.018	6.80	367.54	0.55	0.4	1.5	0.50	0.56	0.41	1.5375	0.51
1	404.19	0.008	2.81	370.35	0.15	0.15	0.5625	0.19	0.15	0.15	0.5625	0.19
Σ	4742.69	1.00	370.35	----	Deriva Máxima 1.66				Deriva Máxima 1.71			

Tabla 57 Fuerzas laterales y derivas en X e Y

Nivel	h (cm)	D (Ton)	L (Ton)	Ptotal (Ton)	Σ P total (Ton)	Derivas incluyendo efectos P-Delta en X					
						Q	Considerar?	f p-Δ	Δ amp	Δ%	OK?
12	300	328.86	76.32	405.18	405.18	0.124	SI	1.141	5.693	1.90%	OK
11	300	398.52	76.32	474.84	880.02	0.129	SI	1.148	5.727	1.91%	OK
10	300	398.52	76.32	474.84	1354.86	0.134	SI	1.155	5.673	1.89%	OK
9	300	398.52	76.32	474.84	1829.71	0.140	SI	1.162	5.623	1.87%	OK
8	300	399.73	76.32	476.06	2305.76	0.143	SI	1.166	5.424	1.81%	OK
7	300	401.14	76.32	477.46	2783.22	0.143	SI	1.167	5.122	1.71%	OK
6	300	401.14	76.32	477.46	3260.68	0.140	SI	1.163	4.666	1.56%	OK
5	300	401.14	76.32	477.46	3738.14	0.133	SI	1.154	4.111	1.37%	OK
4	300	402.57	76.32	478.89	4217.04	0.121	SI	1.137	3.412	1.14%	OK
3	300	404.19	76.32	480.51	4697.55	0.099	NO	1.110	2.540	0.85%	OK
2	300	404.19	76.32	480.51	5178.06	0.070	NO	1.076	1.614	0.54%	OK
1	300	404.19	76.32	480.51	5658.57	0.029	NO	1.029	0.579	0.19%	OK

Tabla 58 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección X

Nivel	h (cm)	D (Ton)	L (Ton)	Ptotal (Ton)	Σ P total (Ton)	Derivas incluyendo efectos P-Delta en Y					
						Q	Considerar?	f p-Δ	Δ amp	Δ%	OK?
12	300	328.86	76.32	405.18	405.18	0.128	SI	1.146	5.889	1.96%	OK
11	300	398.52	76.32	474.84	880.02	0.133	SI	1.153	5.926	1.98%	OK
10	300	398.52	76.32	474.84	1354.86	0.138	SI	1.160	5.874	1.96%	OK
9	300	398.52	76.32	474.84	1829.71	0.144	SI	1.168	5.827	1.94%	OK
8	300	399.73	76.32	476.06	2305.76	0.146	SI	1.171	5.577	1.86%	OK

7	300	401.14	76.32	477.46	2783.22	0.148	SI	1.174	5.328	1.78%	OK
6	300	401.14	76.32	477.46	3260.68	0.144	SI	1.168	4.819	1.61%	OK
5	300	401.14	76.32	477.46	3738.14	0.138	SI	1.159	4.261	1.42%	OK
4	300	402.57	76.32	478.89	4217.04	0.124	SI	1.141	3.509	1.17%	OK
3	300	404.19	76.32	480.51	4697.55	0.104	SI	1.116	2.679	0.89%	OK
2	300	404.19	76.32	480.51	5178.06	0.072	NO	1.078	1.657	0.55%	OK
1	300	404.19	76.32	480.51	5658.57	0.029	NO	1.029	0.579	0.19%	OK

Tabla 59 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección Y

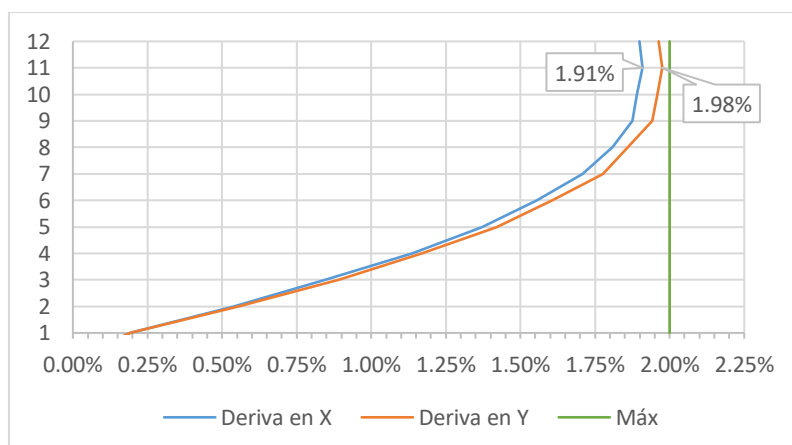


Figura 20 Derivas relativas amplificadas por efectos P-Delta en dirección X e Y

3.9. Diseño de Muros de corte especiales de concreto reforzado, ASCE7-10

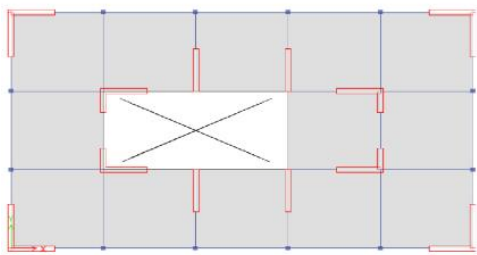
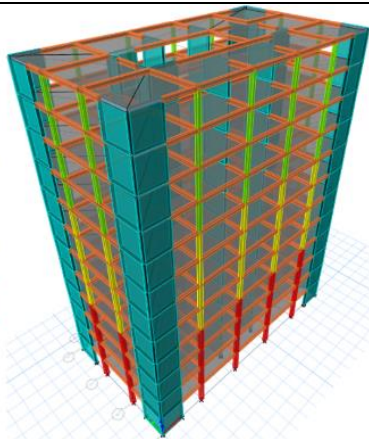
Sistema estructural Muros de corte especiales de concreto reforzado					
					
Sistema a gravedad; Vigas y Columnas					
	Vigas			Columnas	
Nivel	h (cm)	b (cm)	Nivel	x (cm)	y (cm)
1-4	35	25	1-4	40	40
5-8	35	25	5-8	35	35
9-12	35	25	9-12	30	30

Tabla 60 Secciones de vigas y columnas del sistema de muros de corte ASCE7-10

Sistema sismoresistente; Muros de corte (espesor = 35 cm)			
Dirección X		Dirección Y	
Muro	Long	Muro	Long
A4-B4	2.6	4A-3A	2.8
A1-B1	2.6	1A-2A	2.8
B3-C3	2.4	3B-2B	1.4
B2-C2	2.4	2B-3B	1.4
E3-D3	2.4	3C-4C	2.50
E2-D2	2.4	2C-1C	2.50
F4-E4	2.6	3D-4D	2.50
F1-E1	2.6	2D-1D	2.50
		3E-2E	1.4
		2E-3E	1.4
		4F-3F	2.8
		1F-2F	2.8

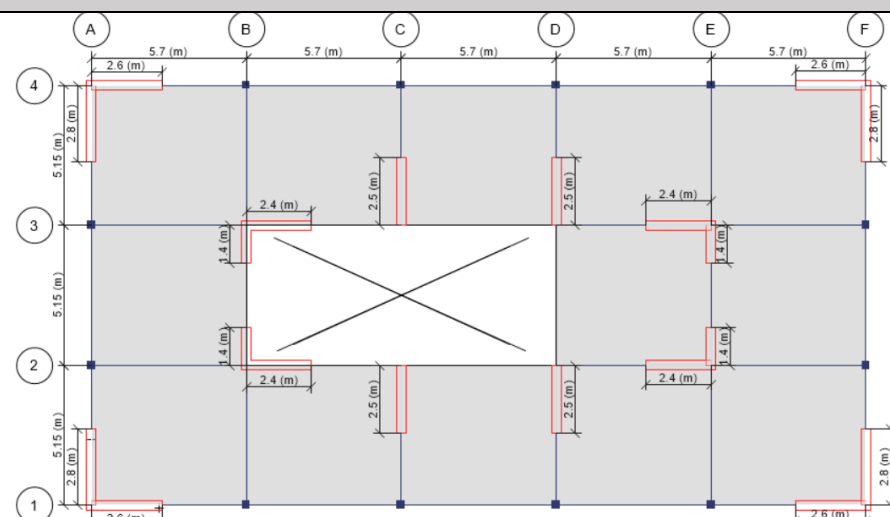


Tabla 61 Secciones de los muros del sistema de muros de corte ASCE7-10

ITEM	Valores de entrada			Valores de salida		
	Factor	Valor	Procedencia	Respuesta	Valor	Procedencia
Periodo Fundamental aproximado, T_a, 2.2.2	Ct	0.0488	Tabla 22	Ta (seg)	0.717	Ecuación 26
	α	0.75	Tabla 22			
	hn (m)	36	12 pisos x 3m			
Periodo Modificado, T, 2.2.2	Cu	1.4	Tabla 23	T (seg)	1.004	Ecuación 27
	Ta	0.717				
Aceleración espectral de diseño, S_a, 3.3.2	T	1.004		Sa (1.004)	0.444	Figura 11
Coefficiente de respuesta sísmica, C_s, 2.2.4.1	Cat. de riesgo	II	Tabla 15	Cs	0.1615	Ecuación 29
	Ie	1	Tabla 16			
	R	5	Tabla 27	Cs máx.	0.0887	Ecuación 30
	SDS	0.807	Ec. 19			
	SD1	0.445	Ec. 20	Cs min	0.0355	Ecuación 32 Usado
	T	1.004				
Cortante basal, V, 2.2.4	Cs	0.0887		V (Ton)	408.141	Ecuación 28
	W (Ton)	4599.81	Tabla 63			
Coefficiente relacionado con el periodo, k, 2.2.5	T	1.004		k (seg)	1.252	0.75+0.50T

Tabla 62 Periodo, aceleración y cortante basal para diseño por resistencia



Nivel	Wi (Ton)	Cvx	Fx (Ton)	Vi (Ton)
12	323.19	0.147	60.05	60.05
11	386.04	0.158	64.32	124.37
10	386.04	0.140	57.09	181.46
9	386.04	0.123	50.03	231.50
8	387.26	0.106	43.31	274.81
7	388.66	0.090	36.77	311.58
6	388.66	0.074	30.32	341.90
5	388.66	0.059	24.13	366.03
4	390.09	0.045	18.32	384.35
3	391.71	0.031	12.83	397.18
2	391.71	0.019	7.72	404.90
1	391.71	0.008	3.24	408.14
Σ	4599.81	1.00	408.14	----

Tabla 63 Carga reactiva y fuerzas laterales para diseño por resistencia

ITEM	Valores de entrada			Valores de salida		
	Factor	Valor	Procedencia	Respuesta	Valor	Procedencia
Periodo Calculado, Tcomp, 2.2.2				Tcomp	1.876	ETABS
Aceleración espectral de diseño, Sa, 3.3.2	T	1.876		Sa (1.876)	0.237	Figura 11
Coefficiente de respuesta sísmica, Cs, 2.2.4.1	Cat. de riesgo	II	Tabla 15	Cs	0.1615	Ecuación 29
	Ie	1	Tabla 16			
	R	5	Tabla 27	Cs máx.	0.0475	Ecuación 30
	SDS	0.807	Ec. 19			
	SD1	0.445	Ec. 20	Cs min	No se considera para derivas, ASCE7-10 12.8.6.	
Cortante basal, V, 2.2.4	Cs	0.0475		V (Ton)	218.450	Ecuación 28
	W (Ton)	4599.81	Tabla 63			
Coefficiente relacionado con el periodo, k, 2.2.5	T	1.876		k (seg)	1.688	interpolación

Tabla 64 Periodo, aceleración y cortante basal para cálculo de derivas

Nivel	Cvx	Fx (Ton)	Vi (Ton)	Derivas en X				Derivas en Y			
				δ_i (cm)	Δe_i	Δ_i	$\Delta_i\%$	δ_i (cm)	Δe_i	Δ_i	$\Delta_i\%$
12	0.174	37.90	37.90	9.98	1.15	5.750	1.92	10.19	1.18	5.9	1.97
11	0.179	39.09	76.99	8.83	1.15	5.750	1.92	9.01	1.17	5.85	1.95
10	0.152	33.28	110.28	7.68	1.13	5.650	1.88	7.84	1.16	5.8	1.93
9	0.128	27.86	138.13	6.55	1.11	5.550	1.85	6.68	1.13	5.65	1.88
8	0.105	22.91	161.04	5.44	1.07	5.350	1.78	5.55	1.08	5.4	1.80



7	0.084	18.35	179.39	4.37	1	5.000	1.67	4.47	1.02	5.1	1.70
6	0.065	14.15	193.54	3.37	0.91	4.550	1.52	3.45	0.94	4.7	1.57
5	0.048	10.40	203.94	2.46	0.81	4.050	1.35	2.51	0.83	4.15	1.38
4	0.033	7.16	211.10	1.65	0.68	3.400	1.13	1.68	0.69	3.45	1.15
3	0.020	4.43	215.53	0.97	0.51	2.550	0.85	0.99	0.53	2.65	0.88
2	0.010	2.23	217.76	0.46	0.34	1.700	0.57	0.46	0.34	1.7	0.57
1	0.003	0.69	218.45	0.12	0.12	0.600	0.20	0.12	0.12	0.6	0.20
Σ	1.00	218.45	----	Deriva Máxima			1.92	Deriva Máxima			1.97

Tabla 65 Fuerzas laterales y derivas en X e Y

Nivel	h (cm)	D (Ton)	L (Ton)	Σ P total (Ton)	Derivas incluyendo efectos P-Delta en X							
					θ	θ_{max}	$1/\beta$ req	Considerar?	f p- Δ	Δ amp	$\Delta\%$	OK?
12	300	323.19	76.32	399.51	0.040	0.150	0.404	NO	1.000	5.750	1.92%	OK
11	300	386.04	76.32	861.88	0.043	0.150	0.429	NO	1.000	5.750	1.92%	OK
10	300	386.04	76.32	1324.25	0.045	0.150	0.452	NO	1.000	5.650	1.88%	OK
9	300	386.04	76.32	1786.61	0.048	0.150	0.479	NO	1.000	5.550	1.85%	OK
8	300	387.26	76.32	2250.20	0.050	0.150	0.498	NO	1.000	5.350	1.78%	OK
7	300	388.66	76.32	2715.18	0.050	0.150	0.505	NO	1.000	5.000	1.67%	OK
6	300	388.66	76.32	3180.17	0.050	0.150	0.498	NO	1.000	4.550	1.52%	OK
5	300	388.66	76.32	3645.16	0.048	0.150	0.483	NO	1.000	4.050	1.35%	OK
4	300	390.09	76.32	4111.57	0.044	0.150	0.441	NO	1.000	3.400	1.13%	OK
3	300	391.71	76.32	4579.61	0.036	0.150	0.361	NO	1.000	2.550	0.85%	OK
2	300	391.71	76.32	5047.65	0.026	0.150	0.263	NO	1.000	1.700	0.57%	OK
1	300	391.71	76.32	5515.69	0.010	0.150	0.101	NO	1.000	0.600	0.20%	OK

Tabla 66 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección X

Nivel	h (cm)	D (Ton)	L (Ton)	Σ P total (Ton)	Derivas incluyendo efectos P-Delta en Y							
					θ	θ_{max}	$1/\beta$ req	Considerar?	f p- Δ	Δ amp	$\Delta\%$	OK?
12	300	323.19	76.32	399.51	0.041	0.150	0.415	NO	1.000	5.900	1.97%	OK
11	300	386.04	76.32	861.88	0.044	0.150	0.437	NO	1.000	5.850	1.95%	OK
10	300	386.04	76.32	1324.25	0.046	0.150	0.464	NO	1.000	5.800	1.93%	OK
9	300	386.04	76.32	1786.61	0.049	0.150	0.487	NO	1.000	5.650	1.88%	OK
8	300	387.26	76.32	2250.20	0.050	0.150	0.503	NO	1.000	5.400	1.80%	OK
7	300	388.66	76.32	2715.18	0.051	0.150	0.515	NO	1.000	5.100	1.70%	OK
6	300	388.66	76.32	3180.17	0.051	0.150	0.515	NO	1.000	4.700	1.57%	OK
5	300	388.66	76.32	3645.16	0.049	0.150	0.495	NO	1.000	4.150	1.38%	OK
4	300	390.09	76.32	4111.57	0.045	0.150	0.448	NO	1.000	3.450	1.15%	OK
3	300	391.71	76.32	4579.61	0.038	0.150	0.375	NO	1.000	2.650	0.88%	OK
2	300	391.71	76.32	5047.65	0.026	0.150	0.263	NO	1.000	1.700	0.57%	OK
1	300	391.71	76.32	5515.69	0.010	0.150	0.101	NO	1.000	0.600	0.20%	OK

Tabla 67 Amplificación de derivas por efectos P-Delta dirección Y

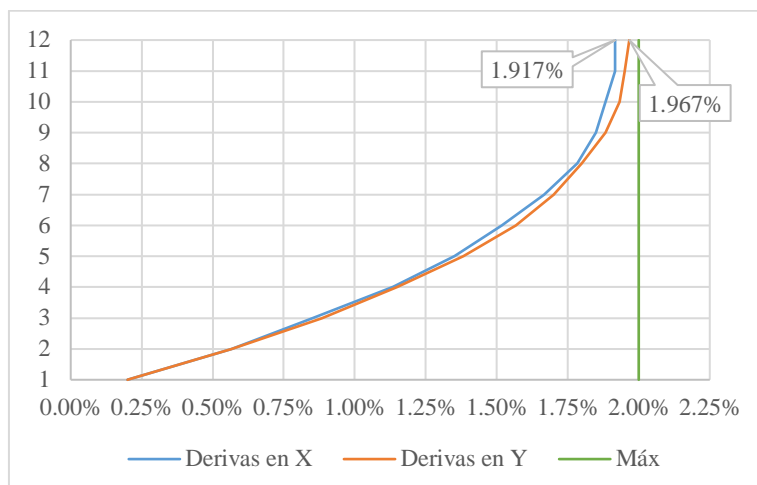


Figura 21 Derivas relativas amplificadas por efectos P-Delta en dirección X e Y

3.10. Comparación de las bases de diseños

A continuación, se presenta una tabla para comparar los resultados obtenidos bajo los 5 diseños. Se muestran los valores del coeficiente de respuesta y del cortante basal tanto para el diseño por resistencia como para el diseño por control de derivas, estos valores son iguales en el caso de la NEC-SE-DS.

ITEM	Símbolo	Pórtico Especial NEC	Pórtico Especial ASCE	Pórtico Especial Perimetral ASCE	Muros Estructurales NEC	Muros Estructurales ASCE
Periodo Aproximado	Ta (seg)	1.383	1.172	1.172	0.808	0.717
Periodo Modificado	Tmod (seg)	1.799	1.641	1.641	1.051	1.004
Periodo Calculado	Tcomp (seg)	2.468	2.652	3.055	1.627	1.876
Factor de reducción de respuesta	R	8	8	8	5	5
Coeficiente de respuesta sísmica (Resistencia)	Cs	0.0285	0.0355	0.0355	0.0781	0.0887
Cortante basal (Resistencia)	V (Ton)	144.97	179.802	184.129	370.35	408.141
Coeficiente de respuesta sísmica (Derivas)	Cs	0.0285	0.021	0.0182	0.0781	0.0475
Cortante basal (Derivas)	V (Ton)	144.97	106.265	94.478	370.35	218.45
Peso total	W (ton)	5084.6	5061.6	5183.4	4742.6	4599.8
Deriva máxima en X	Δx (%)	1.88	1.93	1.99	1.91	1.92
Deriva máxima en Y	Δy (%)	1.98	1.99	1.98	1.98	1.97

Tabla 68 Comparación de los diseños



En la siguiente tabla y gráfico podemos observar los desplazamientos producidos por las cargas laterales de cada uno de los sistemas en la dirección Y por ser la dirección más crítica. Estas deformadas laterales reconocen que se produce una distribución lineal triangular que se asemeja al modo de vibración fundamental, como supone la hipótesis del método de fuerzas laterales equivalentes.

NIVEL	Desplazamiento lateral en Y (cm)				
	Pórtico Especial NEC	Pórtico Especial ASCE	Pórtico Especial Perimetral ASCE	Muros Estructurales NEC	Muros Estructurales ASCE
12	9.65	9.33	9.06	12	10.19
11	9.19	8.61	8.3	10.63	9.01
10	8.47	7.71	7.41	9.26	7.84
9	7.54	6.71	6.43	7.91	6.68
8	6.55	5.78	5.49	6.58	5.55
7	5.66	4.92	4.65	5.31	4.47
6	4.71	4.07	3.82	4.1	3.45
5	3.73	3.2	2.98	3	2.51
4	2.78	2.37	2.17	2.02	1.68
3	1.92	1.62	1.41	1.2	0.99
2	1.1	0.91	0.73	0.56	0.46
1	0.38	0.31	0.22	0.15	0.12
0	0	0	0	0	0

Tabla 69 Desplazamientos máximos producidos por las cargas laterales en la dirección Y.

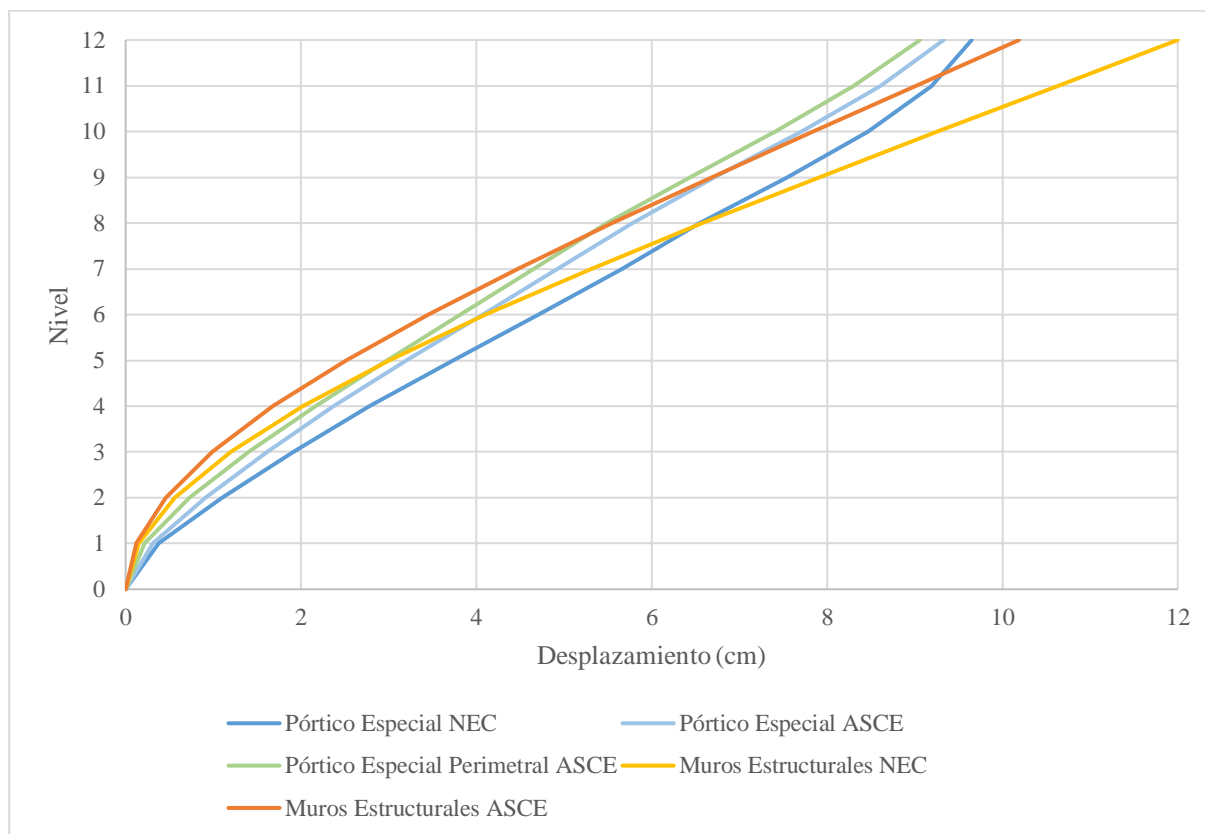


Figura 22 Deformada lateral de los sistemas estructurales



CAPITULO 4: RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Análisis de resultados

Se procede a comparar los resultados obtenidos del diseño de la edificación bajo los mismos sistemas estructurales, condiciones de carga, condiciones de agrietamiento, tipo de suelo y arquitectura.

4.1.1. Análisis de sistemas de pórticos, ASCE 7 -10 vs. NEC-DS-SE

Requerimientos de resistencia para los miembros estructurales

Analizando los resultados se observa en la Tabla 70 que la norma ASCE 7 -10 es más exigente en todos los requerimientos para el diseño por resistencia de los miembros. Esto se debe al periodo más corto y al coeficiente de respuesta C_s más grande de la ASCE 7 -10.

El cortante basal del que posteriormente se determinan las fuerzas laterales en la ASCE7-10 supera en 34 toneladas al cortante de la NEC-2015.

El coeficiente C_s que determina el porcentaje de la carga reactiva que se toma como cortante basal, tiene un mínimo establecido por la ecuación 32 en la ASCE, que se usa en este caso, mientras que la norma ecuatoriana no establece ningún tipo de límite inferior.

Requerimientos para resistencia de miembros estructurales		
Requerimiento	NEC-SE-DS 2015	ASCE 7 -10
Periodo aproximado, T_a	1.383	1.172
Periodo modificado, T	1.799	1.641
Coeficiente de respuesta, C_s	0.0285	0.0355
Coeficiente para el periodo, k	1.649	1.571
Cortante Basal, V	144.972	179.802

Tabla 70 Comparación de requerimientos de resistencia, sistema de pórticos.

Requerimientos para el control de derivas

Una de las diferencias más importantes radica en que la ASCE 7 -10 permite usar el periodo calculado para el diseño por requerimientos de derivas, además exige el uso de la ecuación 32 que da el valor mínimo para el coeficiente de respuesta, es así que se puede ver una reducción sustancial en las fuerzas de diseño para la verificación de las derivas, en la figura 23 se muestra las fuerzas laterales para resistencia y para derivas en toneladas por cada piso.



Requerimientos para control de derivas		
Requerimiento	NEC-SE-DS 2015	ASCE 7 -10
Periodo, T	1.799	2.652
Coefficiente de respuesta, Cs	0.0285	0.0210
Coefficiente para el periodo, k	1.649	2
Cortante Basal, V	144.972	106.267
Carga Total, W	5084.671	5061.621

Tabla 71 Comparación de requerimientos de derivas, sistema de pórticos.

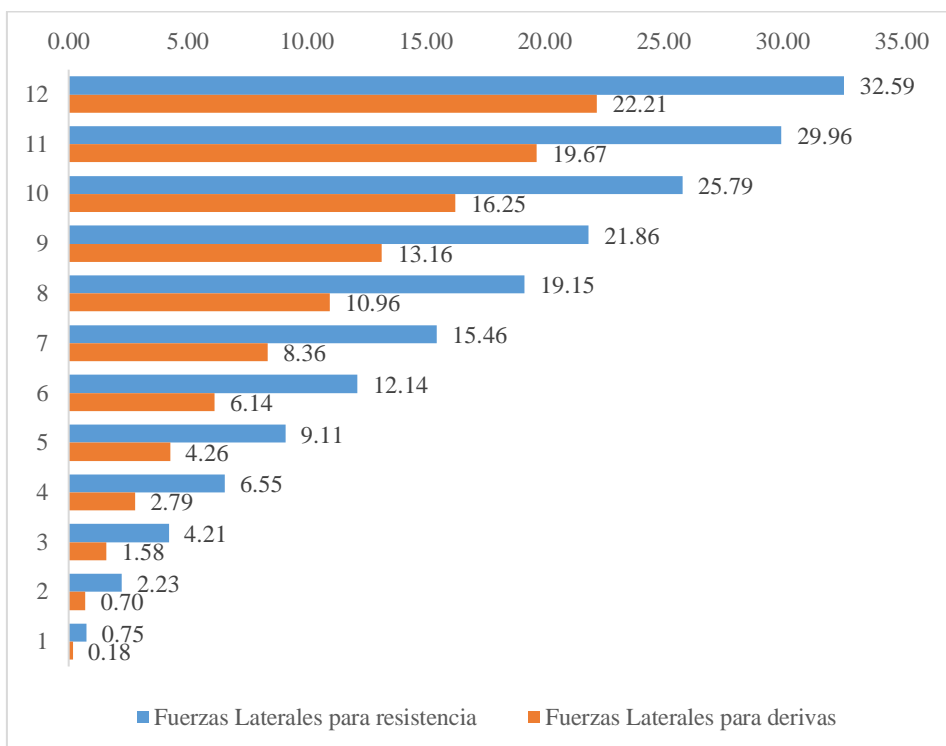


Figura 23 Comparación de magnitud de fuerzas laterales para derivas y resistencia, ASCE7-10

En función del peso de la estructura se observa que el costo de la edificación diseñada bajo las dos normas sería muy parecido aunque la ASCE7-10 tiene una ligera ventaja. La norma ecuatoriana necesitaría un volumen de hormigón 2118.613 m³ mientras que la norma estadounidense necesitaría 2109.008 m³.

4.1.2. Análisis de sistemas de muros estructurales, ASCE 7 -10 vs. NEC-DS-SE

Para el sistema de muros estructurales se puede observar un comportamiento semejante que del sistema de pórticos especiales.

En los requerimientos por resistencia (Tabla 72) la ASCE 7 – 10 es más exigente, tiene un periodo más corto y un coeficiente de respuesta sísmica mayor, no se usa el mínimo C_s como en el caso de pórticos especiales.

Requerimientos para resistencia de miembros estructurales		
Requerimiento	NEC-SE-DS 2015	ASCE 7 -10
Periodo aproximado, T_a	0.808	0.717
Periodo modificado, T	1.051	1.004
Coeficiente de respuesta, C_s	0.0781	0.0887
Coeficiente para el periodo, k	1.275	1.252
Cortante Basal, V	370.351	408.141

Tabla 72 Comparación de requerimientos de resistencia, sistema de muros estructurales

En los requerimientos por derivas la diferencia entre el cortante basal del norma ASCE y NEC es mucho más marcada que en el sistema de pórticos, respecto al peso total de las estructuras, el volumen de hormigón es de 1976.12 m³ para la norma ecuatoriana y 1916.59 m³ para la norma estadounidense.

Requerimientos para control de derivas		
Requerimiento	NEC-SE-DS 2015	ASCE 7 -10
Periodo, T	1.051	1.876
Coeficiente de respuesta, C_s	0.0781	0.0474
Coeficiente para el periodo, k	1.275	1.688
Cortante Basal, V	370.351	218.450
Carga Total, W	4742.694	4599.810

Tabla 73 Comparación de requerimientos de derivas, sistema muros estructurales.



4.1.3. Análisis de sistema de pórticos especiales perimetrales, ASCE7-10

Requerimientos de resistencia

Si todos los pórticos o no, forman parte del sistema sismoresistente, no afecta a la consideraciones con las que se obtiene las fuerzas para el diseño por resistencia, por lo tanto, como se puede ver en la tabla 74 los requerimientos son los mismos, obviamente excepto el cortante basal, pues depende del peso de la edificación que no es el mismo, ya que las secciones de los pórticos que trabajan solo a gravedad son menores y las secciones del sistema sismoresistente son mayores.

Requerimientos para resistencia de miembros estructurales		
Requerimiento	Pórticos no perimetrales	Pórticos perimetrales
Periodo aproximado, T_a	1.172	1.172
Periodo modificado, T	1.641	1.641
Coefficiente de respuesta, C_s	0.0355	0.0355
Coefficiente para el periodo, k	1.571	1.571
Cortante Basal, V	179.802	185.885

Tabla 74 Comparación de requerimientos de resistencia entre pórticos especiales perimetrales y no perimetrales, ASCE7-10

Requerimientos para el control de derivas

El sistema a gravedad dentro de la edificación hace que pierda rigidez, esta pérdida es corregida mediante los pórticos perimetrales sismoresistentes, sin embargo no completamente.

Es importante remarcar que en el sistema con pórticos perimetrales, se logra cumplir el límite máximo para las derivas con secciones menores a las usadas, pero, esas secciones deben ser incrementadas para cumplir con los requerimientos de columna fuerte – viga débil, al tener menos columnas y vigas que sean parte del sistema sismoresistente, esas vigas son grandes y ameritan secciones de columnas igualmente grandes, que tienen un aumento de peso considerable.

Requerimientos para control de derivas		
Requerimiento	Pórticos no perimetrales	Pórticos perimetrales
Periodo, T	2.652	2.736
Coefficiente de respuesta, C_s	0.0210	0.0204



Coefficiente para el periodo, k	2	2
Cortante Basal, V	106.267	106.500
Carga Total, W	5061.621	5232.866

Tabla 75 Comparación de requerimientos de derivas entre pórticos especiales perimetrales y no perimetrales, ASCE7-10

4.2. Evaluación cualitativa de las normas

Combinaciones de carga

Aunque las dos normas usan las mismas combinaciones de carga para el diseño por resistencia, la ASCE 7–10 modifica las combinaciones con componente sísmico para introducir el efecto vertical de los sismos, siempre que $S_{DS} > 0.125$. La NEC-SE-DS toma en cuenta efectos verticales solo si existen elementos que exceden los límites de las plantas de los pisos (voladizos) o son estructuras esenciales.

Entonces lugares de alta peligrosidad sísmica en Ecuador sin voladizos no tienen efectos verticales de los sismos, de hecho, si el límite de 0.125 fuese usado en Ecuador todas las estructuras deberían considerar efectos verticales.

Irregularidades en planta

La norma ecuatoriana ante la presencia de irregularidades en planta, cualquiera que sea, aumenta el cortante basal mediante el factor ϕ_p (Ec. 10) con el fin de proveer mayor resistencia a la estructura. Si hay más de un tipo de irregularidad horizontal simplemente el factor aumenta, si existiesen los 4 tipos de irregularidad en la misma estructura el factor sería $\phi_p = 0.81$, que amplificaría al cortante basal 23%, si existe una sola irregularidad de cualquier tipo el cortante aumenta en 11%.

La ASCE 7 – 10 ante las irregularidades horizontales, tiene requerimientos que dependen de la categoría de diseño sísmico, mientras la categoría es más alta a la par los requerimientos. Hay dos casos principales. En el caso de irregularidad torsional extrema, está prohibida para categorías E, F. Para la irregularidad torsional, discontinuidad del sistema de piso (aberturas), retrocesos en las esquinas y elementos fuera del plano en categoría de diseño D, E, F las fuerzas de diseño aumentan un 25% y es necesario un modelo tridimensional.

Irregularidades verticales

Las irregularidades verticales en la norma ecuatoriana tienen el mismo tratamiento que las horizontales, es decir amplifican al cortante basal. Se puede considerar que no existen

irregularidades verticales en un piso si la deriva máxima es menor del 130% de a deriva máxima del piso superior.

La ASCE 7 – 10 también considera de la misma forma las irregularidades verticales y horizontales, con requerimientos según la irregularidad y categoría de diseño. Se agrega que para la irregularidad de rigidez lateral – piso débil extrema que se da cuando la resistencia lateral de un piso es inferior al 65% de la resistencia del piso superior, la estructura se limita a 2 pisos o 9 metros de altura, este límite no se aplica cuando el piso débil resiste una fuerza sísmica total igual a Ω veces la fuerza de diseño.

Redundancia estructural

La norma ecuatoriana no tiene ninguna referencia a esta problemática y puede ser muy importante. Estructuras con pocos mecanismos alternativos de transmisión de cargas en una dirección son susceptibles a fallas totales si un miembro fracasa.



Figura 24. Edificios poco redundantes que presentaron daño estructural durante el sismo de Caracas. (Karl Steinbrugge, Web-Berkeley. 2010)

El número de articulaciones plásticas necesarias para causar la inestabilidad de la estructura, y por consiguiente el colapso, depende de la redundancia de la estructura. Por lo tanto, el grado de redundancia aumenta la capacidad de la estructura para incursionar en el intervalo no lineal. (Tena & Godínez, 2014).

La norma ASCE 7 – 10 cuando se verifica que la estructura tiene elementos que al perder la resistencia a momento en sus extremos en un elemento, tiene como resultado la reducción de más del 33% en la resistencia de piso, amplifica las fuerzas de diseño en un 30%.

Además las estructuras con un factor de redundancia 1.3, con sistema de pórticos y con categoría de diseño D, E o F tienen como deriva máxima Δ/ρ . Entonces la deriva máxima para estos sistemas sería:

Sistema Estructural	Categoría de riesgo		
	I o II	III	IV
Pórticos	0.0154 h	0.0115 h	0.0077 h

Tabla 76 Derivas máximas para pórticos poco redundantes



Clasificación del suelo

Las normas dan el mismo tratamiento a la clasificación del suelo, se definen 6 tipos de perfil de suelo, en función de la velocidad de onda de cortante esencialmente, pero la norma ASCE 7 – 10 permite el uso de suelo tipo D en caso de no conocer a detalle el tipo de suelo y poder descartar el tipo F.

Derivas inelásticas

Para las dos normas se estiman las derivas máximas inelásticas multiplicando las derivas obtenidas mediante un análisis estático por un factor adimensional que depende del sistema estructural. La norma ecuatoriana para obtener las derivas inelásticas usa un factor de $0.75 R$ que en el caso de pórticos equivale a 6 y en muros 3.75, la norma ASCE usa el factor de amplificación de desplazamientos Cd que en el caso de pórticos es 5.5 y en muros 5.

El comentario de la ASCE menciona que el coeficiente Cd tiene la intención de corregir la reducción del cortante basal por el coeficiente R , con el que fueron obtenidas las derivas, sin embargo, reconoce que el uso de valores de Cd menores que R subestima las deflexiones.

Entonces mientras el coeficiente para obtener las derivas inelásticas sea más cercano a R subestima menos las deflexiones (Tabla 77). Según el sistema la ASCE o la NEC subestiman más este efecto.

Sistema	ASCE 7 - 10		NEC-SE-DS 2015	
	R	Cd	R	0.75*R
Pórticos especiales de hormigón armado	8	5.5	8	6
Muros estructurales	5	5	5	3.75
Pórticos especiales con muros estructurales	7	5.5	8	6
Pórticos especiales de acero	8	5.5	8	6

Tabla 77 Diferencia entre el factor R y el coeficiente para derivas inelásticas.

Agrietamiento de secciones

La norma ecuatoriana establece valores fijos para las inercias agrietadas en las secciones de hormigón, siendo: 0.5 Vigas, 0.8 Columnas, 0.6 Muros. El ACI 318 – 14 establece como valores máximos: 0.5 Vigas, 0.875 Columnas y Muros.

Estas inercias agrietadas para vigas y columnas se aplican en todos los miembros de la estructura, mientras que para los muros, solo para los dos primeros pisos.



La norma ASCE 7 – 10 no establece valores fijos, pero dice que se deben considerar los efectos de las secciones agrietadas. Sugiere el cálculo de estas inercias en base al libro “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings” de Paulay y Priestley (1992).

Coefficiente de estabilidad

El coeficiente de estabilidad determina si deben considerarse los efectos P-Delta. Las dos normas usan la misma fórmula en su obtención, no obstante el rango en el que se considera los efectos difiere. El rango para la NEC es [0.1 - 0.3] mientras que conservadoramente para la ASCE es [0.1 - θ_{MAX}], donde θ_{MAX} se calcula por la ecuación 39:

$$\theta_{MAX} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25$$

Esta ecuación usa el factor de amplificación de desplazamientos C_d y la relación demanda/capacidad de cortante β . Este factor en esencia es el inverso de la sobrerresistencia, si se usa el valor de $\beta=1$ se tienen resultados muy conservadores, como advierte la ASCE 7 – 10, entonces usar valores de $\frac{1}{\beta} = 1.5$ debido a la sobrerresistencia de secciones más grandes por el control de derivas, control de columna fuerte – viga débil, endurecimiento por deformación y el límite de elasticidad real es viable.

Tomar $\frac{1}{\beta} = 1.5$ da el valor límite de $\theta_{MAX} = \frac{0.5}{\beta C_d} = 1.5 \frac{0.5}{C_d} = \frac{0.75}{C_d}$ que para el sistema de pórticos especiales equivale a [0.1-0.14] y para muros estructurales [0.1-0.15].

De esta forma, el valor máximo permitido de 0.3 de la norma ecuatoriana podría ser sujeto de revisión por tener valores considerablemente mayores a la norma estadounidense, un máximo de 0.3 correspondería a una sobrerresistencia de 2.5.



CAPITULO 5: CONCLUSIONES

- En la comparación de los sistemas de pórticos especiales de hormigón armado se obtiene diseños similares, es decir las secciones y las derivas máximas son semejantes, a pesar de que las fuerzas de diseño por resistencia en la norma ASCE 7 – 10 son más severos y las fuerzas de diseño para control de derivas son significativamente menores.
- En la comparación de sistemas de muros estructurales la diferencia es más marcada y el diseño por la norma ASCE 7 – 10 tiene longitudes menores de muros que cumplen todos los requerimientos. Una vez más se evidencia que las fuerzas de diseño por resistencia en la ASCE 7 – 10 son más severas y las fuerzas de diseño para control de derivas son significativamente menores.
- Para la estructura estudiada se concluye que el sistema de muros estructurales es la mejor opción para las dos normas en estudio, ya que es más rígida entonces los requerimientos de control de derivas se satisfacen fácilmente y tiene menos masa.
- Para esta estructura y con el sistema de pórticos, se verifica que el tamaño secciones depende del control de derivas y no de los requerimientos de resistencia, entonces el uso del periodo calculado y no del periodo aproximado como la NEC-SE-DS para el control de derivas, es beneficioso ya que no sobreestima los desplazamientos.
- Para el sistema de muros estructurales bajo la norma NEC-SE-DS, las secciones de los muros dependen del control de derivas, mientras que para la ASCE7-10 las secciones dependen de los requisitos de resistencia.
- En términos de costo no hay un beneficio al usar el sistema de pórticos perimetrales, es más, se necesita un mayor volumen de hormigón en este sistema, sin embargo desde la perspectiva arquitectónica si puede tener beneficios ya que todas las secciones internas que responden solo a requisitos de gravedad son de dimensiones considerablemente inferiores permitiendo una mejor distribución de espacios.
- La NEC-SE-DS no tiene ninguna consideración respecto de la redundancia o también llamado hiperestatismo estructural, es así que en estructuras que tengan pocos elementos sismoresistentes en una dirección, la falla de un elemento puede traer consigo la falla total de la estructura.
- El uso del método de Rayleigh para calcular el periodo fundamental siempre tiene valores muy cercanos al periodo modal obtenido por el software ETABS, entonces se concluye que es un método con una excelente aproximación al periodo fundamental mediante un proceso relativamente sencillo.
- La NEC-SE-DS podría reproducir el uso de categorías de diseño de las ASCE 7 -10 y así tener diferentes especificaciones según el nivel de peligrosidad sísmica. En la



ASCE para categorías C o más, se usa una carga principal al 100% más la carga ortogonal al 30% mientras que la NEC-SE-DS 2015 no tiene una restricción semejante.

- LA ASCE 7 – 10 cuando no se conoce a detalle el tipo de suelo y se puede descartar las arcillas se permite el uso del suelo tipo D, la NEC-SE-DS debería tener una restricción similar, puesto que en muchos proyectos pequeños y medianos, no se realizan estudios de suelo.



BIBLIOGRAFÍA

- Arango, S., Paz, A., & Duque, M. (2009). Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. *EIA*, 139-154.
- ASCE, & SEI. (2013a). Commentary for Chapters 11-22 (Seismic) ASCE 7 - 10. En *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (p. 608). Reston, VA. <http://doi.org/10.1061/9780784412916>
- ASCE, & SEI. (2013b). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7). Reston, VA: American Society of Civil Engineers. Recuperado a partir de <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/9780784412916>
- CAMICON, & MIDUVI. (2014). *NEC-SE-DS Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*. (MIDUVI, Ed.). Recuperado a partir de <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico.pdf>
- Charney, F. (2010). *Seismic Loads: Guide to the Seismic Load Provisions os ASCE 7-05*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Charney, F., Tola, A., & Atlayan, O. (2013). Structural Analysis: Example 1, Twelve-story Moment Resisting Steel Frame. En *FEMA P-751*.
- Instituto Geofísico. (2016). Observaciones del sismo del 16 de abril de 2016 de magnitud mw 7.8. Intensidades y aceleraciones. Recuperado 5 de marzo de 2017, a partir de <http://www.igepn.edu.ec/1324-informe-sismico-especial-n-18-2016.html>
- Kircher, C. (2012). FEMA P-751, 2012 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples, (September). Recuperado a partir de https://www.fema.gov/media-library-data/1393877415270-d563663961c9f40e88ce3ad673377362/FEMA_P-751.pdf
- Piscal, C., Lamus, F., & Araque, L. (2013). Herramienta computacional para el cálculo de fuerzas sísmicas usando el método de la fuerza horizontal equivalente. *Épsilon*, (2013), 215-235.
- Rondón, E., & Chio, G. (2009). Estimacion de las funciones de vulnerabilidad sismica en edificaciones en tierra. *Ingenieria y Desarrollo*, (25), 180-199.
- Tena, A., & Godínez, E. (2014). Importancia de la redundancia estructural en el diseño sísmico, (March 2015).