

UNIVERSIDAD DE CUENCA



FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIO DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL "R" DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

MONOGRAFÍA PREVIA A LA
OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
ESPECIALISTA EN ANÁLISIS Y
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
ACERO Y HORMIGÓN ARMADO

AUTOR:

ING. JUAN CARLOS ALVARADO ABAD

DIRECTOR:

DR. ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA – ECUADOR

JUNIO – 2015

RESUMEN

El propósito del presente proyecto es desarrollar el tema Estudio de los coeficientes de reducción de respuesta estructural R de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, encaminado a mejorar el nivel de comprensión y una correcta adopción de este importante factor por medio del cual se obtiene el espectro inelástico a partir del espectro elástico, con el propósito de que no se sobreestime o subestime la acción sísmica. Para este fin se efectuó una revisión del estado del arte, se analizaron los componentes que forman el factor de reducción R, y la manera como se presenta este factor en la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción y en los códigos precedentes.

Finalmente, se analizaron la norma colombiana NSR-10 y el código de construcción de los Estados Unidos de América ASCE 7-10, efectuando una comparación con la normativa ecuatoriana, llegando a conclusiones y efectuando recomendaciones sobre futuras líneas de investigación.

Palabras Clave: Factor de reducción de respuesta R, norma ecuatoriana de la construcción, espectro de diseño, código, norma, deriva de piso, cortante basal, ductilidad, sobre-resistencia, redundancia, espectro elástico, espectro inelástico, nivel de resistencia, nivel de servicio, sismo-resistente.

ABSTRACT

The purpose of this project is to develop the theme Study of the coefficients for reducing structural response R from Ecuadorian Building Standard, aimed at improving the level of understanding and proper adoption of this important factor by which the inelastic spectrum is obtained from the elastic spectrum, in order to not overestimate or underestimate the seismic action. To this end a review of the state of the art was made, the components forming the reduction factor R analyzed, and how this factor is present in the current Ecuadorian Building Standard and to the previous codes.

Finally, the Colombian Standard NSR-10 construction and the building code of the United States of America ASCE 7-10 analyzed, making a comparison to the Ecuadorian legislation, drawing conclusions and making recommendations for future research.

Keywords: Response reduction factor R , Ecuadorian Building Standard, design spectrum, code, rule, derived from floor, base shear, ductility, on-resistance, redundancy, elastic spectrum, inelastic spectrum resistance level, service level, design codes.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1	15
INTRODUCCIÓN	15
1.1 ANTECEDENTES	15
1.2 JUSTIFICACIÓN	16
1.3 OBJETIVOS	17
1.3.1 Objetivo General	17
1.3.2 Objetivos Específicos	18
1.4 METODOLOGÍA APLICADA	18
1.5 ALCANCE	19
CAPÍTULO 2	20
EL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA “R”	20
2.1 ANTECEDENTES	20
2.2 Factor de Reducción de Respuesta “R”	22
2.3 Componentes del Factor de Reducción de respuesta “R” – Estado del Arte	24
2.3.1 Factor de Ductilidad R_u	27
2.3.2 Factor de Reducción por Ductilidad R_μ, Estado del Arte	29
2.3.3 Factor de Sobre-resistencia R_s	44
2.3.4 Factor de Redundancia R_R	51
2.4 Factores de Reducción aplicados en diferentes normativas	56
2.4.1 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10	56
2.4.2 Código de los Estados Unidos de América (MINIMUM DESIGN LOADS BUILDING AND OTHER STRUCTURES ASCE 7-10)	62
CAPÍTULO 3	64
LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN EN LO REFERENTE AL ANALISIS SISMO-RESISTENTE Y LA INFLUENCIA DEL FACTOR DE REDUCCION “R”	64
3.1 ANTECEDENTES	64
3.2 El factor de Reducción R en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC	65
3.2.1 Límites permisibles de las derivas de pisos	68
3.2.2 Efecto de la irregularidad estructural	69
3.2.3 Cortante Basal en la NEC	71
3.2.4 Factor de reducción de resistencia sísmica “R” en la NEC	73

3.3 El factor de Reducción R en los anteriores Códigos Ecuatorianos de la Construcción	77
3.3.1 Código Ecuatoriano de la Construcción 1977	77
3.3.2 Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2001	81
3.3.2.1 Límites permisibles de las derivas de pisos	86
3.3.2.2 Efecto de la irregularidad estructural	87
3.3.2.3 Cortante Basal en el CEC-2001	92
3.4 Propuestas para modificar el factor de reducción R en Ecuador	93
3.4.1 Aguiar y Guerrero (2006)	93
3.4.2 Aguiar y González (2006)	94
3.4.3 Aguiar, Romo y Aragón (2007, 1)	94
3.4.4 Aguiar, Romo y Aragón (2007, 2)	96
3.4.5 Aguiar (2007)	96
CAPÍTULO 4	99
ANÁLISIS COMPARATIVO, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	99
4.1 ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE CÓDIGOS	99
4.1.1 Derivas de Piso y Cortante Basal	103
4.1.2 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10	104
4.1.3 Código de los Estados Unidos de América (MINIMUM DESIGN LOADS BUILDING AND OTHER STRUCTURES ASCE 7-10)	107
4.1.4 ANÁLISIS COMPARATIVO	109
4.2 CONCLUSIONES	113
4.2.1 Derivas	116
4.2.2 Factor de reducción de demanda sísmica	117
4.3 FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN	119
BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DE INFORMACIÓN	123
ANEXOS	125
ANEXO 1	125
ANEXO 2	131

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA	PÁGINA
TABLA 2.1 Valores del factor de reducción de respuesta propuestos por Newmark y Veletsos, 1960	29
TABLA 2.2: Ecuaciones propuestas por Newmark & Hall (1973) para el factor $R\mu$	33
TABLA 2.3: Valores propuestas por Newmark & Hall (1973) para diferentes tipos de suelo	34
TABLA 2.4: valores obtenidos por Wu y Hason (1989)	38
TABLA 2.5: valores obtenidos por Nassar y Krawinkler (1991)	38
TABLA 2.6: Ecuaciones para $R\mu$ propuestas por Vidic (1994)	39
TABLA 2.7: Valores propuestos por Lobo, Vielma y Rivero (2004)	42
TABLA 2-8: Valores para la sobre-resistencia RS propuestos por varios autores	48
TABLA 2-9: Factores de reserva de resistencia en las diferentes etapas de un proyecto	49
Tabla 2.10: Factores de reducción por redundancia, ATC (1995) y Bertero (1999)	53
TABLA 2.11: Valores del coeficiente de Reducción Básico R_0 , para sistemas estructurales duales	61
TABLA 2.12: Valores del coeficiente de Reducción R , de la norma ASCE 7-10	63
TABLA 3.1 Deriva de piso máxima en la NEC (Valores expresados como fracción de la altura de piso)	68
TABLA 3.2: Coeficientes de irregularidad en planta en la NEC	69
TABLA 3.3: Coeficientes de irregularidad en elevación en la NEC	70
TABLA 3.4: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura, en la NEC	72
Tabla 3.5: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R ,	74



de la NEC, para sistemas estructurales dúctiles	
Tabla 3.6: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R , de la NEC, para sistemas estructurales de ductilidad limitada	75
Tabla 3.7: Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación	76
TABLA 3.8: Valores del coeficiente K en el CEC-77	78
TABLA 3.9: Variables para el cálculo del cortante basal en el CEC-77	80
TABLA 3.10: Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructura " R ", del CEC-2001	82
TABLA 3.11: Valores del factor de reducción de respuesta estructura " R " para estructuras diferentes a las de edificación, del CEC-2001	83
TABLA 3.12: Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso del CEC-2001	87
TABLA 3.13: Irregularidades en planta y coeficientes de configuración en el CEC-2001	87
TABLA 3.14: Irregularidades en elevación y coeficientes de configuración en el CEC-2001	89
TABLA 3.15: Coeficiente de suelo S y coeficiente C_m , utilizados en el CEC-2001	92
TABLA 3.16: Variables utilizadas por Aguiar y González para cada tipo de suelo	94
TABLA 3.17: Valores utilizados por Aguiar, Romo y Aragón (2007, 1) en función de la ductilidad y perfil del suelo	95
TABLA 3.18: Valores de la variable a, utilizadas por Aguiar, Romo y Aragón (2007, 2), para cada tipo de suelo	96
TABLA 3.19; valores del factor de reducción de fuerzas sísmicas " R ", Aguiar, 2007	97
TABLA 3.20: Valores de T₀ para diferentes tipos de suelos, Aguiar 2007	97
TABLA 4.1: Coeficiente de reducción " R " para sistemas duales en los códigos analizados	101

TABLA 4.2: Coeficiente de reducción R para sistemas resistentes a momentos en los códigos analizados	101
TABLA 4.3: Coeficiente de reducción R para estructuras diferentes a las de edificación en los códigos analizados	102
TABLA 4.4: Deriva máxima en el NSR-10	106
TABLA 4.5: Coeficiente k del NSR-10	107
TABLA 4.6: Límites para la deriva de piso del ASCE 7-10	108
TABLA 4.7: Deriva máxima en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC	109
TABLA 4.8: Límites para la deriva de piso en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC	110
TABLA 4.9: Cortante basal en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC	110
TABLA 4.10: Distribución Horizontal del Cortante Basal en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC	110
TABLA 4.11: Distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC	111
TABLA 4.12: Coeficiente de reducción R para sistemas resistentes a momentos en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC	112
TABLA 4.13: Derivas máximas y desplazamientos inelásticos en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC	112

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA	PÁGINA
FIGURA 2.1: Espectro elástico e inelástico	24
FIGURA 2.2: Curva fuerza – desplazamiento	28
FIGURA 2.3: Criterio de igual desplazamiento	30
FIGURA 2.4: Criterio de igual energía	31
FIGURA 2.5: Valores del Factor R propuestos por Newmark & Hall (1973).	33
FIGURA 2.6: modelos constitutivos para hormigón y acero utilizados en el diseño	46
FIGURA 2.7: Modelo “real” de Park para el acero	47
FIGURA 2.8: Modelo “real” de Park para el hormigón	47
Figura 2.9: Curva de capacidad sísmica y Factores de Sobre-resistencia y Ductilidad	50
FIGURA 2.10: Secuencia de formación de rótulas plásticas y su influencia en el factor de redundancia estructural	54
Figura 2.11: Resistencias características para el cálculo del factor de reducción por redundancia	56
FIGURA 2.12: Variación del factor R detallados en la normativa NSR-10	57
FIGURA 3.1: Espectro de respuesta en la NEC	66
FIGURA 3.2: Espectro sísmico elástico del CEC-2001, que representa el sismo de diseño	85
FIGURA 3.3: Irregularidades en planta del CEC-2001	89
FIGURA 3.4: Irregularidades en elevación del CEC-2001	91
FIGURA 4.1: Definición de deriva	103
FIGURA 4.2: Factor de Reducción de la Demanda Sísmica R_{ξ} de la NEC	118

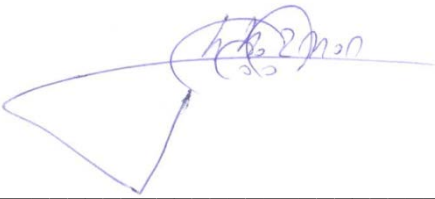
RELACIÓN DE SIGLAS Y ABREVIATURAS UTILIZADAS

ABREVIATURA	SIGNIFICADO
ρ	Cuantía
μ	Ductilidad
ACI	American Concrete Institute
ASCE 7-10	Código de los Estados Unidos de América (MINIMUM DESIGN LOADS BUILDING AND OTHER STRUCTURES ASCE 7-10)
ATC	Applied Technology Council
CEC-2001	Código ecuatoriano de la construcción de 2001
CEC-77	Código ecuatoriano de la construcción de 1977
D	Carga muerta
DBD	Diseño basado en desplazamientos
DBF	Diseño basado en fuerzas
E	Carga sísmica
I	Coefficiente de importancia
K	Coefficiente de modificación de acuerdo al código ecuatoriano de la construcción de 1977
km	Kilómetro
L	Carga viva
MIDUVI	Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda
N°	Número
NA	No aplica
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción
NSR-10	Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente
R	Factor de reducción de respuesta estructural
R_0	Coefficiente de disipación de energía básico
RR	Factor de reducción por redundancia
RS	Factor de reducción por sobre-resistencia
R_μ	Factor de reducción de respuesta por ductilidad

R_{ξ}	Factor de reducción de respuesta por amortiguamiento
R_{ξ}	Factor de reducción de demanda sísmica en la norma ecuatoriana de la construcción
S1, S2, S3, S4	Perfiles de suelo
Sa	Aceleraciones en el espectro
T	Período
U	Combinaciones de carga
V	Cortante basal de diseño
Vb	Cortante en la base de diseño
Ve	Cortante en la base elástico
Vu	Cortante en la base último
W	Carga sísmica reactiva
Δd	Desplazamiento característico usado en el diseño basado en desplazamientos
ΔE	Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño en forma elástica
ΔM	Deriva máxima inelástica
Δy	Desplazamiento en estado de fluencia
$\Delta \mu$	Desplazamiento último
ξ	Amortiguamiento

Juan Carlos Alvarado Abad, autor de la tesis ESTUDIO DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL “R” DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN”, 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 ESPECIALISTA EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO Y HORMIGÓN ARMADO. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 19 de Junio de 2015

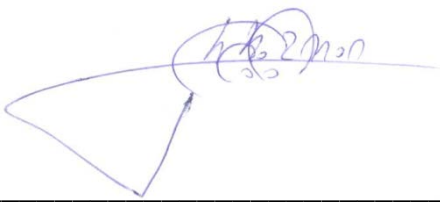


Juan Carlos Alvarado Abad

C.I: 030095736-2

Juan Carlos Alvarado Abad, autor de la tesis ESTUDIO DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL “R” DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN”, certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 19 de Junio de 2015



Juan Carlos Alvarado Abad

C.I: 030095736-2

AGRADECIMIENTO

A mi esposa Fernanda y a mis hijas Anahí y Karlita, gracias por su apoyo y en especial por su paciencia durante el tiempo dedicado a este trabajo, recuerden siempre que todo esfuerzo de superación de mi parte está basado principalmente en ustedes. Las amo.

A mi madre, siempre a mi lado en el camino de mi vida.

Un agradecimiento especial a mi tutor en esta monografía, el Dr. Roberto Gamón Torres, por su paciencia y apoyo desinteresado en la realización de este proyecto.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

La incidencia de los sismos ha estado presente durante toda la historia de la humanidad y en prácticamente todas las regiones del planeta; ante esta problemática, conducidos por el afán de superación en los conocimientos de los fenómenos de la naturaleza y la realidad objetiva, el hombre ha desarrollado teorías, métodos y tecnologías que han permitido a los ingenieros crear modelos matemáticos para diseñar y construir edificaciones seguras antes la eventualidad de un fenómeno sísmico. Es de vital importancia propender a realizar investigación científica para de esta manera conocer cada vez más la realidad objetiva del aspecto investigado y así aportar al desarrollo de la sociedad orientado a brindar seguridad a la misma. Por esta razón la presente monografía está orientada a analizar un factor relevante dentro de la formulación establecida por los códigos para el diseño sismo-resistente para la evaluación de las fuerzas sísmicas en una edificación, siendo el Factor de Modificación de Respuesta, "**R**", muy importante dentro del cálculo de dichas fuerzas. Este estudio se concentra en analizar el factor indicado en lo que corresponde a la Normativa Ecuatoriana de la Construcción, así como una revisión de la información que se dispone en la actualidad y una comparación con otros códigos importantes y/o de países vecinos, dado el carácter regional de este fenómeno.

El análisis sismo resistente de las construcciones cada día va mejorando dado el progreso científico-técnico del hombre y conduce al desarrollo tecnológico más adecuado al caso, de un mundo globalizado en donde nos desenvolvemos. Para ello debemos desarrollar métodos prácticos donde el ingeniero civil sea el propio gestor de su modelo estructural, donde pueda aplicar todos los conocimientos referentes a fuerzas sísmicas aplicadas a una

edificación, para hacer el diseño suficientemente seguro y racionalmente económico y así no encarecer los costos de la misma innecesariamente.

Los grandes sismos que se han producido a nivel mundial, y que han ocasionado importantes pérdidas humanas y materiales, también han permitido obtener importante información que a su vez posibilita a la ingeniería sismo-resistente lograr importantes avances, los cuales han contribuido a la constante actualización de los códigos sismo-resistentes, volviéndolos más rigurosos para el cálculo y diseño de estructuras.

El propósito del trabajo investigativo es desarrollar el tema: “*Estudio de los coeficientes de reducción de respuesta estructural R de la Norma Ecuatoriana de la Construcción*”, encaminado a mejorar el nivel de comprensión y una correcta adopción de este factor, con la finalidad de aplicar los resultados para la eficiencia estructural y en general la calidad en la edificación.

1.2 JUSTIFICACIÓN

En las normativas para el análisis y diseño estructural sismo-resistente se recomiendan valores máximos del Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas “ R ”, con el cual se obtiene el espectro de diseño inelástico. Estos valores están definidos para varias tipologías estructurales y para diferentes niveles de diseño sismo-resistente. Lamentablemente, no están suficiente documentados, ni se indica la forma de cálculo de los mismos. De ahí que es importante profundizar en el estudio de ellos para que no se sobreestime o subestime la acción sísmica.

En las últimas décadas se ha efectuado una importante investigación sobre la validez y pertinencia de estos factores de reducción, que han permitido hacer aplicable el diseño de estructuras mediante el aprovechamiento de una característica particular de estas, que consiste en incursionar en el rango de comportamiento plástica sin pérdida sustancial de resistencia, y sufriendo daños que resultan reparables desde el punto de vista tecnológico y también

económico. El procedimiento que permite efectuar este tipo de estructuras con una respuesta no lineal, mediante el uso de herramientas informáticas, ha sido posible gracias a la formulación de los factores de reducción de respuesta.

La mayor parte de estas normativas establecen un espectro elástico y factores de reducción de las fuerzas sísmicas “**R**”, para diferentes tipologías estructurales, con los cuales se obtiene un espectro inelástico de diseño a partir del espectro elástico. Las fuerzas que se obtienen con el espectro inelástico son más bajas con respecto a las que se encuentran con el espectro elástico.

Si se seleccionan valores del factor “**R**” muy altos, las fuerzas sísmicas para el diseño serían bajas y por consiguiente también lo serán las dimensiones de los elementos estructurales; si la selección no fue la adecuada, las deformaciones en la estructura podrían llegar a ser excesivas, y, aunque no se presente el fracaso en la edificación, si se presentaran daños indeseables que representarían elevados costos de reparación. Por el contrario, al usar valores del factor “**R**” muy bajos, o al diseñar en el rango elástico, es probable que la estructura no sufra ningún daño significativo ante un evento sísmico severo, sin embargo, el costo de la edificación sería muy elevado, ya que las dimensiones de los elementos estructurales serían muy grandes.

Por lo indicado, resulta fundamental una adecuada selección del factor de reducción “**R**”.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo General

El objetivo general del presente trabajo investigativo es el de estudiar los Coeficientes de Reducción de Respuesta Estructural “**R**”, de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para aportar un mejor nivel de comprensión y aplicación del mismo.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Estudiar la literatura existente sobre el factor de modificación de la respuesta sísmica “**R**”, para ubicar el estado actual del conocimiento alcanzado (estado del arte).
- Analizar la situación actual de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, en lo que respecta al factor “**R**” y su evolución, en cada una de las actualizaciones efectuadas.
- Identificar su influencia en la determinación del cortante basal.
- Identificar la variación del factor “**R**”, de acuerdo al tipo de estructura a utilizar.
- Investigar las normas referentes al factor “**R**” en los códigos de países vecinos y algunas propuestas que han surgido al respecto.
- Analizar las propuestas que se han generado para efectuar modificaciones al Factor de Reducción “**R**” en Ecuador.

1.4 METODOLOGÍA APLICADA

La investigación a efectuarse será informativa, comparativa y explicativa. Una vez recopilada la información disponible se estudiará el Factor de Reducción “**R**” que consta en la normativa ecuatoriana de la construcción vigente y la propuesta en los códigos anteriores. La investigación abarcará además, el análisis de las normativas de países de la región relacionadas con el factor “**R**”, así como algunas de las propuestas sugeridas para su determinación.

Con los resultados de la investigación, se efectuará un análisis comparativo que permita llegar a conclusiones razonables y a efectuar recomendaciones encaminadas a una mejor aplicación del factor “**R**” y, de esa manera, mejorar la eficiencia estructural y la calidad de las edificaciones.

1.5 ALCANCE

El presente proyecto está compuesto por cuatro capítulos: El **Capítulo 1** que introduce el tema a tratar, define los objetivos planteados, así como la metodología empleada. **Capítulo 2** en el que se realiza una definición del factor de reducción de respuesta, se analizan sus componentes y se hace una revisión a la historia del arte, así como a la aplicación del factor R en diferentes normativas internacionales. El **Capítulo 3** que trata del factor de reducción en la norma ecuatoriana de la construcción, y se analiza cómo se trató este factor en los códigos ecuatorianos precedentes, así como algunas de las propuestas realizadas para modificar el factor R en el Ecuador. Finalmente, el **Capítulo 4**, en el que se efectúa un análisis comparativo del factor R en la normativa ecuatoriana y los códigos colombiano y de los Estados Unidos de Norteamérica, para llegar a conclusiones y sugerencias para futuras líneas de investigación.

CAPÍTULO 2

EL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA “R”

2.1 ANTECEDENTES

Para el análisis y diseño sismo-resistente de edificaciones es necesario introducir simplificaciones o aproximaciones que permitan determinar la equivalencia entre el análisis elástico, a partir del cual se realiza el diseño de las estructuras, y el comportamiento elasto-plástico, que representa un modelo más real del comportamiento de las estructuras cuando éstas son sometidas a la acción de los terremotos, diseñándolas de manera que dispongan de una resistencia lateral inferior a la resistencia elástica, mediante la aplicación de espectros de diseño inelásticos obtenidos a partir de los espectros elásticos.

Actualmente, las normativas para el análisis y diseño estructural sismo-resistente permiten la existencia de deformaciones inelásticas en edificios y otro tipo de estructuras durante los sismos de gran magnitud; como resultado, las fuerzas laterales que se utilizan en el diseño de las estructuras no corresponden a las necesarias para mantenerlas dentro del rango elástico durante sismos severos, sino que corresponden a fuerzas reducidas, que en algunos casos podrían ser muy bajas. En la mayoría de los reglamentos, la reducción de fuerzas se hace a través del llamado Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas “**R**”, con el cual se obtiene el espectro de diseño inelástico. Los códigos recomiendan valores máximos del Factor “**R**”, estos valores están definidos para varias tipologías estructurales y para diferentes niveles de diseño sismo-resistente. Lamentablemente, no están suficiente documentados, ni se indica la forma de cálculo de los mismos. De ahí que es importante profundizar en el estudio de ellos para que no se sobreestime o subestime la acción sísmica.

El concepto del factor de reducción de respuesta se basa en la premisa de que un sistema estructural bien detallado es capaz de sostener grandes

deformaciones sin llegar a colapsar. Es uno de los parámetros de mayor importancia en el cálculo de las cargas sísmicas inelásticas utilizadas en el proceso de diseño o evaluación estructural de un edificio, reduciendo la intensidad de las cargas elásticas usadas para diseño a niveles inelásticos.

Si el valor del factor “**R**” es alto, las fuerzas sísmicas serán bajas, en tanto que, si el valor de R es bajo las fuerzas sísmicas serán altas. Por lo tanto, el fijar valores lo más reales posible al factor de reducción “**R**”, constituye la base para la estimación de las fuerzas sísmicas de diseño.

La mayor parte de estas normativas establecen un espectro elástico y factores de reducción de las fuerzas sísmicas “**R**”, para diferentes tipologías estructurales, con los cuales se obtiene un espectro inelástico de diseño a partir del espectro elástico. Las fuerzas que se obtienen con el espectro inelástico son más bajas con respecto a las que se encuentran con el espectro elástico.

Al diseñar para fuerzas reducidas se esperan daños en la estructura ante la acción del sismo especificado en la normativa. Se espera con el diseño que el daño que se produzca se pueda reparar pero no debe colapsar la edificación, esto se debe a que los espectros de diseño de los códigos sísmicos tienen un período de retorno de 475 años, cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja durante la vida útil de la estructura; razón por la cual las estructuras se diseñan para sufrir daños sin llegar al colapso ante el espectro de diseño, pero proporcionándole a la estructura una adecuada y suficiente ductilidad.

De manera general se puede decir que los principios para el diseño sismo-resistente de estructuras son los siguientes:

- La estructura debe soportar sismos severos y no colapsar ni causar graves daños a las personas durante los sismos (estado último).
- La estructura debe soportar sismos moderados, experimentando daños aceptables (estado de servicio).

De esta manera el Factor de Reducción de las fuerzas sísmicas “ R ”, debe tomar en cuenta la disipación de energía, el incremento de amortiguamiento, la sobre resistencia que tiene la estructura y la redundancia, fundamentalmente.

De acuerdo a lo indicado, el Factor de Reducción “ R ”, que permite pasar del espectro elástico al espectro inelástico, depende de una serie de variables; una inadecuada selección del mismo podría ocasionar que el proyectista estructural diseñe para fuerzas sísmicas muy bajas, lo que generaría daños mayores a los esperados y, en casos extremos, el colapso de la estructura.

2.2 Factor de Reducción de Respuesta “ R ”

Como se indicó, el concepto del Factor de Reducción “ R ” se basa en la premisa de que un sistema estructural bien detallado es capaz de sostener grandes deformaciones sin llegar a colapsar.

El Factor de Reducción de Respuesta Sísmica, “ R ”, es conceptualmente desarrollado como un medio para tomar en cuenta dos aspectos de la respuesta estructural ante demandas sísmicas: Primeramente su capacidad para disipar energía, al incursionar en el rango inelástico y en segundo término la sobre resistencia inherente de los sistemas estructurales y sus materiales constitutivos.

En las últimas décadas se han realizado varias investigaciones sobre la pertinencia y validez de los factores de reducción, que han permitido hacer aplicable el proyecto de estructuras, aprovechando la característica que estas poseen para incursionar dentro del rango del comportamiento plástico sin pérdida sustancial de resistencia, y sufriendo daños reparables desde el punto de vista tecnológico. El procedimiento que permite proyectar edificios que tienen una respuesta no lineal aplicando herramientas de análisis lineales ha sido posible gracias a la formulación de factores de reducción de respuesta.

El mencionado Factor “**R**” ha venido siendo determinado en base a tres fuentes: Por observación del desempeño estructural ante sismos pasados; por procedimientos técnicos en base a ciertos principios y por criterios planteados por experimentados investigadores en el tema.

La determinación del valor de “**R**” es importante, pues no solamente define la capacidad de resistencia lateral de nuestra estructura, sino que también influye en su probable desempeño ante un sismo severo.

Cuanto mayor es el valor de “**R**”, menor es la capacidad de resistencia lateral de la estructura y mayor es la demanda de deformación inelástica, lo que a su vez implica mayor posibilidad de daño estructural. De otra parte, las consideraciones de carácter económico, también se ven afectadas por el valor del Factor de Reducción “**R**”, pues si bien se diseña con una menor fuerza, los detalles que se requieren en los componentes estructurales para permitir disipar la energía, se vuelven más sofisticados y costosos, por lo que resulta evidente la importancia que tiene una determinación adecuada del valor de “**R**”, para que una estructura tenga el comportamiento sismo-resistente que se requiere.

Por medio del factor de reducción “**R**” se pasa del espectro elástico al espectro inelástico, conforme se indica en la figura 2.1. Dividiendo las ordenadas del espectro elástico para el factor “**R**”, pudiendo notar que si el valor de “**R**” es alto, las fuerzas sísmicas serán bajas y viceversa.

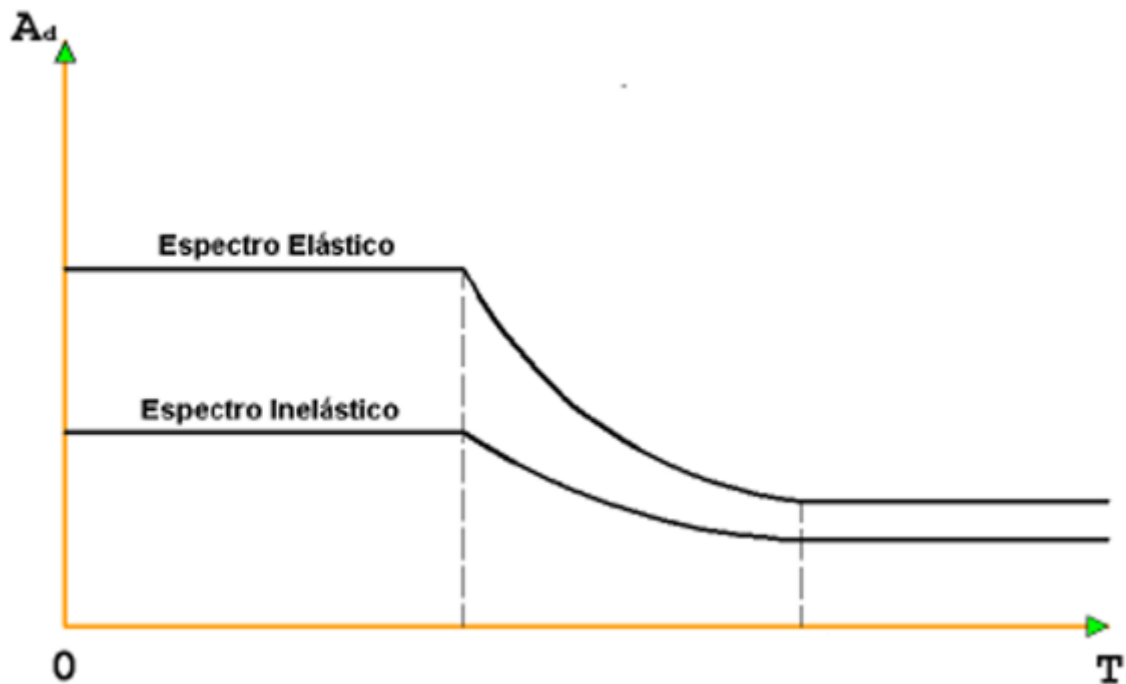


FIGURA 2.1: Espectro elástico e inelástico

2.3 Componentes del Factor de Reducción de respuesta “*R*” – Estado del Arte

Entre los estudios desarrollados para determinar los componentes del factor de reducción de respuesta “*R*”, podemos citar los siguientes:

- **Bertero (1986)**

Propuesta que fue apoyada posteriormente por Witthaker (1999), y considera a la redundancia estructural como un factor independiente en la determinación de los factores de reducción de respuesta. La propuesta se basa en la siguiente expresión:

(2.1)

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_{VG} \cdot R_{SR}$$

Siendo:

- R_S factor de reducción por resistencia
- R_μ factor de reducción por ductilidad
- R_{VG} factor de reducción por múltiples grados de libertad
- R_{SR} factor de reducción por redundancia

- **Berkeley (1987)**

Investigadores de Berkeley (1987) estimaron que el factor de reducción de respuesta es el producto de tres factores interrelacionados entre sí:

(2.2)

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_\xi$$

Dónde:

R_S representa el factor de reducción por resistencia que contiene las reducciones debidas a las consideraciones conservadoras asumidas en el proyecto en general;

R_μ representa la influencia de la ductilidad; y,

R_ξ incluye el efecto de amortiguamiento propio de los materiales que constituyen la estructura.

De estos tres factores los dos primeros pueden determinarse directamente de la curva de capacidad, en base a la relación de las fuerzas cortantes en la base, de ese modo el factor de sobre-resistencia R_S es:

(2.3)

$$R_S = \frac{Vu}{Vb}$$

Siendo Vu el cortante en la base último y Vb el cortante en la base de diseño.

La determinación del factor por ductilidad R_{μ} considera la relación entre los cortantes en la base elástico V_e y último V_u de la curva de capacidad de la estructura, de modo que:

(2.4)

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_u}$$

Donde los valores del factor de reducción de respuesta " R " están acotados, para todas las ductilidades y amortiguamientos:

(2.5)

$$T = 0 \rightarrow R_{\mu} = 1$$

$$T = \infty \rightarrow R_{\mu} = \mu$$

Siendo T el período de la estructura. Ver figura 2.9.

- **Witthaker (1987)**

Esta propuesta, similar a la desarrollada por investigadores de Berkeley, estima el factor de reducción como el producto de 3 factores interrelacionados entre sí:

(2.6)

$$R = R_S \cdot R_{\mu} \cdot R_{\xi}$$

Para el cálculo de los factores de reducción por amortiguamiento R_{ξ} la propuesta de Witthaker incluye las características dinámicas de la estructura, representadas por el período fundamental, y el amortiguamiento de los materiales que constituyen la estructura.

- **ATC-19 (1995)**

En 1995 la ATC (Applied Technology Council - 1995. Structural response modification factors. Report ATC-19. Redwood City), efectuó una propuesta en la que no figura el factor de amortiguamiento, considerando al factor "**R**" como el producto de los factores de reducción por resistencia **R_S**, el factor de reducción por ductilidad **R_μ**, y de un tercer factor denominado factor de redundancia **R_R**.

(2.7)

$$R = R_S \cdot R_{\mu} \cdot R_R$$

De los tres factores indicados, los dos primeros son dependientes del período, por lo que resulta conveniente representarlos como espectros para posibles aplicaciones en el proyecto, mientras que los valores del factor de redundancia suelen presentarse como valores fijos sugeridos para distintos tipos estructurales, sin que exista claridad en cuanto a su determinación ya que suele incluirse en el factor de reserva de resistencia y en algunos casos ni siquiera es señalado.

A continuación un análisis de los tres últimos factores señalados, como componentes del factor de reducción **R**, esto es: Ductilidad, Sobre-resistencia y Redundancia.

2.3.1 Factor de Ductilidad R_{μ}

El Factor de Reducción por Ductilidad R_{μ} define el comportamiento dúctil de la estructura y se define como la relación entre la carga máxima elástica V_e que puede resistir una estructura y la carga máxima inelástica V_u que puede resistir esa misma estructura si tuviese un comportamiento inelástico, de la curva de capacidad de la estructura.

(2.8)

$$R\mu = \frac{Ve}{Vu}$$

$$T = 0 \rightarrow R\mu = 1$$

$$T = \infty \rightarrow R\mu = \mu$$

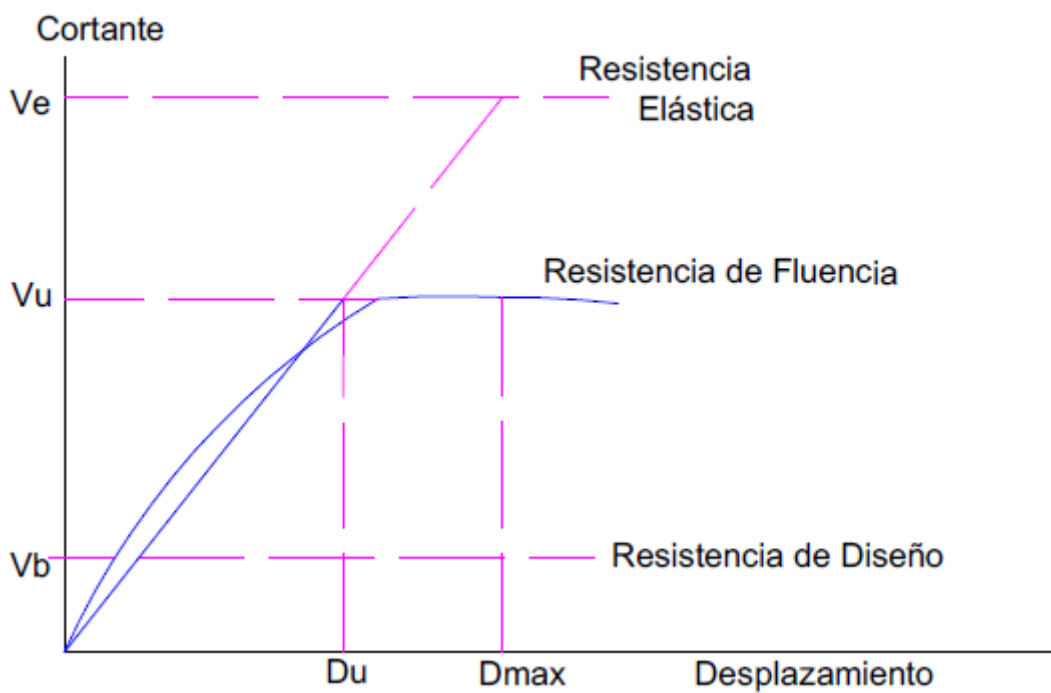


FIGURA 2.2: Curva fuerza – desplazamiento

En vista de la evidente importancia de los factores de reducción basados en la ductilidad R_u en el cálculo de los factores de reducción de respuesta, se incluye una revisión del estado del arte que contempla un resumen de algunos de los trabajos realizados.

2.3.2 Factor de Reducción por Ductilidad R_{μ} , Estado del Arte

Newmark y Veletsos (1960)

Los primeros en proponer un factor de reducción que vincule los factores de respuesta o reducción de fuerzas sísmicas con los valores esperados de ductilidad global de desplazamientos, fueron Newmark y Veletsos (1960), que vincularon los factores de reducción de respuesta con los valores esperados de ductilidad global de desplazamiento, de acuerdo con los rangos de períodos dentro del espectro de aceleraciones, y en base a criterios de igual desplazamiento e igual energía absorbida, lo que les permitió plantear los siguientes valores para el factor de ductilidad, representados en la tabla 2.1:

TABLA 2.1 Valores del factor de reducción de respuesta propuestos por Newmark y Veletsos, 1960

R_{μ}	Período T
$R_{\mu} = 1$	Para $T=0$
$R_{\mu} = \mu$	Para el rango de los períodos cortos
$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1}$	Para el rango de los períodos moderados
$R_{\mu} = \mu$	Para el rango de los períodos largos

Siendo μ la ductilidad global de la estructura.

Criterio de igual desplazamiento (períodos largos de vibración)

De acuerdo a los autores, en base a la curva fuerza-desplazamiento descrita anteriormente (figura 2.2), se puede generalizar para estructuras con períodos naturales mayores a 1 segundo que existe una relación entre el factor “ R_{μ} ” y la ductilidad μ , de forma que se puede establecer la siguiente relación:

$$R_{\mu} = \mu$$

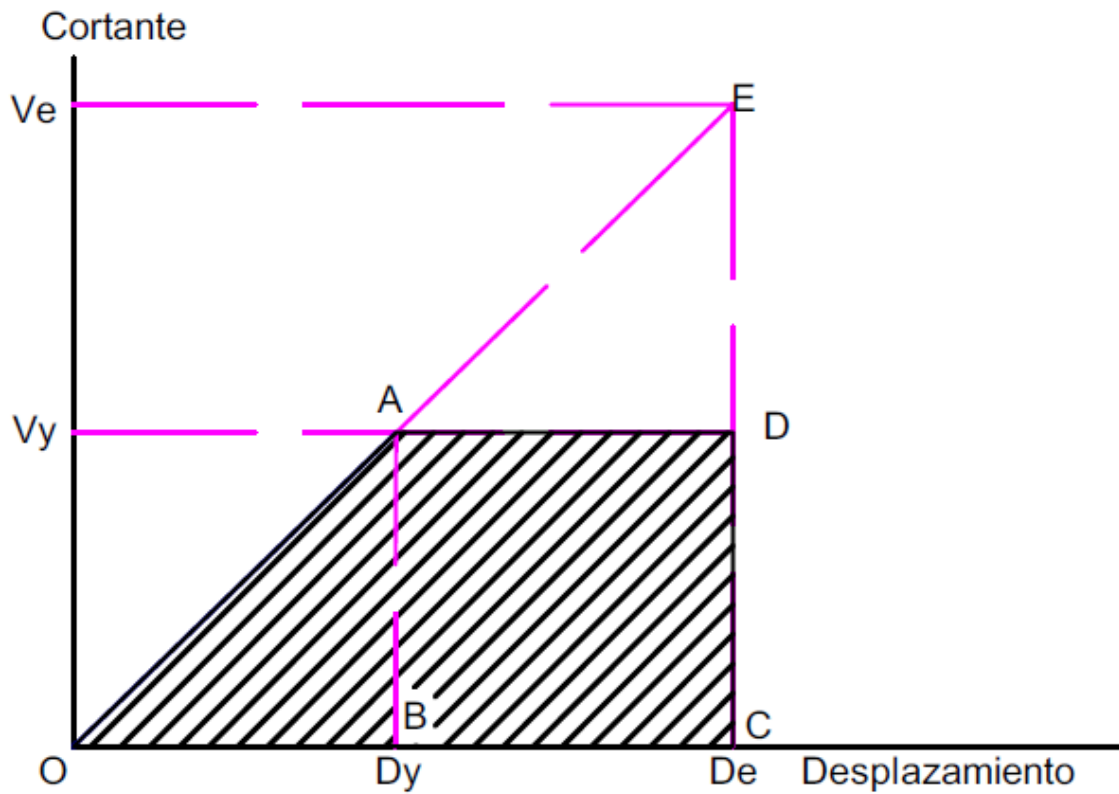


FIGURA 2.3 Criterio de igual desplazamiento

$$OEC = OAB + ABCD + AED$$

$$R = \frac{V_e}{V_y} ; \mu = \frac{D_e}{D_y}$$

$$\frac{1}{2} * D_e * V_e = \frac{1}{2} * D_y * V_y + (D_e - D_y) * V_y + \frac{1}{2} * (D_e - D_y) * (V_e - V_y)$$

Dividiendo todos los términos para $D_y * V_y$ se obtiene:

$$R = \mu$$

Criterio de igual energía (períodos cortos $0,12 \text{ s} \leq T \leq 0,5 \text{ s}$)

Para estructuras de período moderado, la energía obtenida por el sistema elástico en su desplazamiento máximo es aproximadamente igual a la obtenida por un sistema elástico, es decir, que el área bajo la curva de comportamiento elástico debe ser igual al área bajo la curva de comportamiento elasto-plástico:

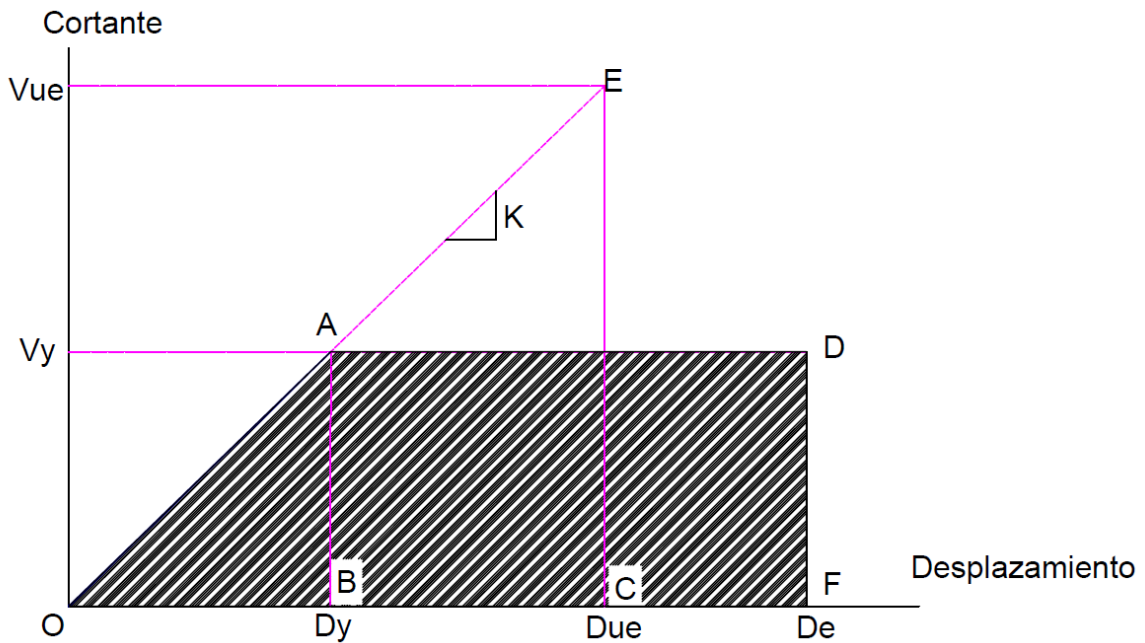


FIGURA 2.4 Criterio de igual energía

$$OEC = OAB + ABDF$$

$K = \text{Rigidez}$

$$K = \frac{Vue}{Due} = \frac{Vy}{Dy}$$

$$R = \frac{Vue}{Vy}$$

$$\frac{1}{2} * D_{ue} * V_{ue} = \frac{1}{2} * D_y * V_y + (D_e - D_y) * V_y$$

Dividiendo todo para $\frac{1}{2} * D_y * V_y$ y desarrollando se obtiene:

$$R = \sqrt{(2\mu - 1)}$$

Es importante observar que existen rangos de períodos que estas ecuaciones no cubren. De acuerdo a los investigadores, para períodos estructurales muy bajos, menores a 0,03 segundos, debe considerarse $R\mu = 1$. En tanto que para períodos entre 0,03 y 0,12 segundos, y 0,50 y 1,00 segundos, los autores recomiendan como válido efectuar una interpolación lineal.

Pese a que esta propuesta fue realizada a mediados del siglo pasado ha mantenido su vigencia en los códigos de diseño sismo-resistente debido al buen desempeño de las estructuras diseñadas con este método, principalmente para $T=0$ y para períodos largos. Posteriores investigaciones, como las efectuadas por Ordaz y Pérez-Rocha en 1998, han demostrado que aplicar los factores indicados redundaría en diseños poco seguros para el rango de períodos bajos y excesivamente conservador en períodos intermedios.

Newmark & Hall (1973)

Una ampliación al trabajo de Newmark y Veletsos (1960), en el que se llegaron a construir un espectro inelástico a partir de un espectro elástico, y se definieron diferentes períodos.

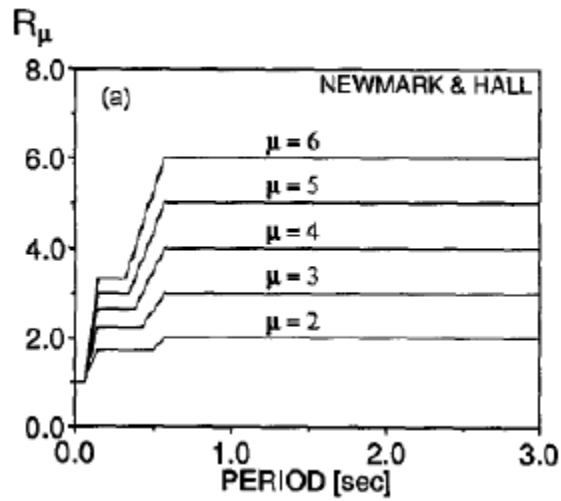


FIGURA 2.5: Valores del Factor R propuestos por Newmark & Hall (1973).

TABLA 2.2: Ecuaciones propuestas por Newmark & Hall (1973) para el factor R_μ

$R_\mu = 1$	$0 \leq T \leq \frac{T_1}{10}$
$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \left[\frac{T_1}{4T} \right]^{2.531 \log \left[\frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \right]}$	$\frac{T_1}{10} \leq T \leq \frac{T_1}{4}$
$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$	$\frac{T_1}{4} \leq T \leq T_1'$
$R_\mu = \frac{T\mu}{T_1}$	$T_1' \leq T \leq T_1$
$R_\mu = \mu$	$T_1 \leq T \leq T_2$
$R_\mu = \mu$	$T_2 \leq T \leq 10$

Las regiones espectrales están limitadas por:

(2.9)



$$T_1 = 2\pi \frac{\alpha_v V}{\alpha_a A} \quad T_1' = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad T_2 = 2\pi \frac{\alpha_d D}{\alpha_v V}$$

Donde:

A, V, D : son los valores máximos de la aceleración, velocidad y desplazamiento del terreno.

$\alpha_a, \alpha_v, \alpha_d$: son los factores de amplificación.

Newmark & Hall (1973) recomiendan los siguientes valores considerando un amortiguamiento del 5%:

α_a	α_v	α_d
2,6	1,9	1,4

	$\frac{V}{A}$	$\frac{AD}{V}$	μ
Suelos firmes	120 cm/s/g		
Registros en roca	80 y 90 cm/s/g		
Todo tipo de suelo		6	$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

TABLA 2.3: Valores propuestas por Newmark & Hall (1973) para diferentes tipos de suelo.

Siendo:

μ la ductilidad de desplazamiento;

Δ_u el desplazamiento último;

Δ_y el desplazamiento en estado de fluencia.

Vale destacar que los valores fueron obtenidos en base a los sismos registrados en la costa oeste de los Estados Unidos, en zonas cercanas a la

falla de San Andrés en California, y que además consideran una distancia epicentral de 100 km.

Ridell y Newmark (1979)

El factor de reducción por ductilidad $R\mu$, propuesto por Riddell y Newmark (1979), incorpora el factor de amortiguamiento ξ . De tal manera que se estaría hablando de un factor $R\mu, \xi$, pero se seguirá denominado $R\mu$. Es muy importante esto ya que de alguna forma están relacionados la ductilidad con el factor de amortiguamiento.

En este modelo, los valores de los períodos de las esquinas del espectro, son:

(2.10)

$$T_1 = 2\pi \frac{\alpha_v V}{\alpha_a A} \qquad T_1' = T_1 \frac{(p_a \mu - q_a)^{r_a}}{(p_v \mu - q_v)^{r_v}}$$

$$T_2 = 2\pi \frac{\alpha_d D}{\alpha_v V} \qquad T_2' = T_2 p_d \mu^{-r_d} (p_v \mu - q_v)^{r_v}$$

Para un amortiguamiento del 5% Riddell y Newmark (1979) recomiendan:

α_a	α_v	α_d
2,77	2,15	2,10

Las variables restantes propuestas son:

(2.11)

$$p_a = q_a + 1 \qquad q_a = 3.0 \xi^{-0.3} \qquad r_a = 0.48 \xi^{-0.08}$$

$$p_v = q_v + 1 \qquad q_v = 2.7 \xi^{-0.4} \qquad r_v = 0.66 \xi^{-0.04}$$

$$p_d = 0.87 \xi^{0.055} \qquad r_d = 1.07$$

Los factores $R\mu$ son:

(2.12)

$0 \leq T \leq 0.0303$	$R_\mu = 1$	
$0.0303 \leq T \leq 0.125$	$R_\mu = (p_a \mu - q_a)^{r_a} \left[\frac{1}{8T} \right]^{-1.625 \log[(p_a \mu - q_a)^{-r_a}]}$	
$0.125 \leq T \leq T_1'$	$R_\mu = (p_a \mu - q_a)^{r_a}$	
$T_1' \leq T \leq T_1$	$R_\mu = \frac{T}{T_1} (p_v \mu - q_v)^{r_v}$	
$T_1 \leq T \leq T_2'$	$R_\mu = (p_v \mu - q_v)^{r_v}$	
$T_2' \leq T \leq T_2$	$R_\mu = \frac{T}{T_2 p_d \mu^{-r_d}}$	$1.5 \leq \mu \leq 10$
$T_2 \leq T \leq 10 s.$	$R_\mu = \frac{1}{p_d \mu^{-r_d}}$	$1.5 \leq \mu \leq 10$

$$\frac{V}{A} = 88,9 \text{ cm/s/g, y } \frac{AD}{V^2} = 5,9.$$

Newmark & Hall (1982)

Newmark & Hall (1982) proponen calcular el factor de ductilidad $R\mu$ en función del período natural de la estructura, y del tipo de suelo, para lo que se requiere conocer las relaciones V/A y AD/V^2 en cada tipo de suelo.

(2.13)

$R_\mu = 1$	$T < T_a = 1/33 s$	
$R_\mu = (2\mu - 1)^{\beta}$	$1/33 \leq T \leq T_b = 0.125 s.$	
$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$	$T_b \leq T \leq T_c'$	$\beta = \frac{\log(T/T_a)}{2 \log(T_b/T_a)}$
$R_\mu = \mu \frac{T}{T_c}$	$T_c' < T < T_c$	
$R_\mu = \mu$	$T \geq T_c$	$T_c' = \frac{\sqrt{2\mu - 1}}{\mu} T_c$

Siendo T_c el período en el cual la aceleración espectral deja de ser constante y empieza la zona descendente.

Bertero (1986)

La propuesta fue apoyada por Witthaker et al. (1999), e incluye la redundancia estructural como un factor independiente en la determinación de los factores de reducción de respuesta. La propuesta es:

(2.14)

$$R = R_s \cdot R_\mu \cdot R_{VG} \cdot R_{SR}$$

La expresión anterior señala que el factor de Reducción “**R**” sería el producto de cuatro factores: el factor de reducción por sobre-resistencia R_s , el factor de reducción por ductilidad R_μ , el factor de reducción por múltiples grados de libertad R_{VG} y el factor de reducción por redundancia R_{SR} .

Wu y Hason (1989)

Se basan en la respuesta de un sistema de un grado de libertad, con un modelo perfectamente plástico; estos autores proponen una expresión para calcular $\Psi_{\mu,\xi}$ para cualquier valor de ductilidad μ y de amortiguamiento ξ . Para calcular se necesita definir los valores de p , q , r , s los mismos que se establecen en función del período.

(2.15)

$$\Psi_{\mu,\xi} = p \ln(q \cdot \frac{\xi}{\xi_0}) [r \cdot \mu - (r - 1)]^s$$

$$R_\mu = \frac{\Psi_{\mu-1,\xi-0.05}}{\Psi_{\mu,\xi}}$$

TABLA 2.4: valores obtenidos por Wu y Hason (1989)

T_(s)	p	q	r	s
0,1	-0,35	0,10	2,9	-0,24
0,5	-0,55	0,42	1,8	-0,56
0,5 – 0,3	-0,47	0,52	1,5	-0,70
3,0	-0,48	0,48	1,0	-1,0
10	-0,29	0,05	1,0	-1,0

El factor $R\mu$ es igual a la relación entre el factor Ψ evaluado para $\mu = 1$ y $\xi = 0,05$ con respecto al valor Ψ calculado para un determinado valor de μ y de ξ .

Nassar y Krawinkler (1991)

Basaron su estudio en la acción producida por 15 sismos registrados en California, tanto en suelo firme como aluvial, y considerando sistemas de un grado de libertad definieron la siguiente ecuación para hallar $R\mu$:

(2.16)

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c}$$

$$c = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T}$$

TABLA 2.5: valores obtenidos por Nassar y Krawinkler (1991)

α	a	B
0,00	1,00	0,42
0,02	1,00	0,37
0,10	0,80	0,29

Cuando $\alpha = 0$ corresponde a un modelo elasto perfectamente plástico. α proporciona la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica de un sistema de un grado de libertad.



Nassar y Krawinkler (1992)

Basaron su estudio en el uso de un modelo plástico bilineal en el cálculo de respuesta inelástica de sistemas de un grado de libertad, para diferentes niveles de ductilidad global.

(2.17)

$$R\mu = [c(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}}$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^\alpha}{1 + T^\alpha} + \frac{b}{T}$$

Dónde:

T es el período estructural

μ la ductilidad global

α el endurecimiento post-cedente

b y c son parámetros que dependen de la rigidez post-cedente α

Vidic (1994)

Propone valores de $R\mu$ como espectros obtenidos a partir de modelos histeréticos poligonales, mediante parámetros de ajuste calculados de las características del material de la estructura:

TABLA 2.6: Ecuaciones para $R\mu$ propuestas por Vidic (1994)

$R\mu = C1(\mu - 1)^{CR} * \frac{T}{T0} + 1$	$T < T0$
$R\mu = C1(\mu - 1)^{CR} + 1$	$T \geq T0$

El período característico de la estructura $T0$ depende de la ductilidad global μ , la relación entre la demanda-capacidad de la estructura y el tipo de material. Los parámetros $C1$ y CR dependen del comportamiento histerético y del amortiguamiento respectivamente.

Miranda y Vertero (1994)

El modelo propuesto considera un análisis no lineal en el suelo para hallar la respuesta en la superficie, para ello utilizaron un modelo elastoplástico para el análisis inelástico de la estructura, considerada como un sistema de un grado de libertad. Los autores llegaron a las siguientes ecuaciones:

(2.18)

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \geq 1.0$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp[-1.5(\ln T - 0.6)^2]$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp[-1.5(\ln T - 0.2)^2]$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp\left[-3\left(\ln \frac{T}{T_g} - 0.25\right)^2\right]$$

ϕ es un factor que depende del período y tipo de suelo, T_g es el período característico del suelo.

Priestley (1995)

Proponen una ecuación para estimar el factor por resistencia R_{μ} que depende del período predominante del sismo T_g :

(2.19)

$$R_{\mu} = 1 + \frac{(\mu - 1)}{1.5T_g} T \quad T \leq 1.5 T_g$$

$$R_{\mu} = \mu / \quad T > 1.5 T_g$$

Lee, Han y Oh (1999)

En base a un modelo histerético que considera el incremento de la rigidez en la post fluencia.

(2.20)

$$R_{\mu} = R(T, \mu) \times C_{\alpha 1} \times C_{\alpha 2} \times C_{\alpha 3} \times C_{\alpha 4}$$

Las variables usadas son:

$\alpha 1$ incremento de rigidez

$\alpha 2$ deterioro de resistencia

$\alpha 3$ deterioro de la rigidez

$R(T, \mu)$ es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

Miranda (2000)

La ecuación de Miranda (1999, 2000) se basó en el estudio de 264 acelerogramas registrados en Estados Unidos de América, sobre suelo firme, considerando sistemas de un grado de libertad. La ecuación que obtuvo es:

(2.21)

$$C_{\mu} = \left[1 + \left[-1 + \frac{1}{\mu} \right] \exp(-12T\mu - 0.8) \right]^{-1}$$

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{C_{\mu}}$$

Lobo, Vielma y Rivero (2004)

Los factores de $R\mu$ propuestos por Lobo, Vielma y Rivero fueron obtenidos a partir de espectros promedios menos una desviación estándar para tener valores menores de $R\mu$ y por tanto valores mayores de la acción sísmica, para cuatro tipologías estructurales:

- Estructuras de hormigón armado sin muros de corte;
- Estructuras de hormigón armado sin muros de corte y con mampostería;
- Estructuras de acero, y;
- Estructuras de hormigón armado con muros de corte.

Adicionalmente consideraron la ubicación de las estructuras con respecto a las fallas geológicas como: cercanas, intermedias y lejos de la falla. Las ecuaciones propuestas fueron:

(2.22)

$$R_{\mu} = 1 + \frac{\mu T}{a T_g} \quad T < T_g$$

$$R_{\mu} = 1 + \frac{\mu}{a} + b(T - T_g) \quad T \geq T_g$$

T_g es el período característico del suelo, a , b son parámetros obtenidos en el estudio.

Todos estos factores dependen de la tipología estructural, la ductilidad y el tipo de suelo.

Los valores se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 2.7: Valores propuestos por Lobo, Vielma y Rivero (2004)

Suelo	μ	Cerca de la falla			Intermedio a la falla			Lejos a la falla		
		T_g	a	b	T_g	a	b	T_g	a	b
S1	2	0.11	2.703	0.030	0.19	2.469	0.002	0.19	2.469	0.002
	4	0.15	1.778	-0.011	0.24	1.650	-0.013	0.24	1.650	-0.013
	6	0.23	1.644	-0.128	0.28	1.618	-0.063	0.28	1.618	-0.063
S2	2	0.20	3.792	0.061	0.23	3.230	0.032	0.23	3.230	0.032
	4	0.25	1.963	0.012	0.27	1.866	0.007	0.27	1.866	0.007
	6	0.33	1.894	-0.026	0.37	1.769	-0.025	0.37	1.769	-0.025
S3	2	0.24	3.355	0.061	0.28	2.697	0.027	0.28	2.697	0.027
	4	0.28	1.768	0.002	0.32	1.719	0.010	0.32	1.719	0.010
	6	0.34	1.763	-0.024	0.43	1.650	0.019	0.43	1.650	0.019
S4	2	0.32	3.908	0.097	0.34	2.698	0.040	0.34	2.698	0.040
	4	0.46	1.784	0.028	0.44	1.747	0.043	0.44	1.747	0.043
	6	0.54	1.881	0.001	0.64	1.662	0.126	0.64	1.662	0.126

Chakraborti y Gupta (2004)

Presentan un enfoque similar al de Ordaz y Pérez Rocha, incorporando la degradación de la estructura y características del sitio mediante espectros de diseño (aceleraciones) previamente normalizados respecto a la aceleración máxima alcanzada en el terreno. Los espectros de $R\mu$ poseen una dependencia explícita respecto al período estructural:

(2.23)

$$R\mu = \beta(T) \left(\frac{PSA(T)}{PGA} \right)^{\alpha(T)} + \mu \left(\frac{T}{10} \right)^{\beta}$$

Dolsek y Fajfar (2004)

Investigación realizada sobre la degradación de estructuras de hormigón armado y mampostería. Consideran la influencia de la degradación de estructuras de hormigón armado y mampostería, efectuando un estudio paramétrico mediante un modelo poligonal representativo de la degradación combinada de ambos materiales. Las expresiones obtenidas hacen énfasis en dos aspectos: la influencia de las degradaciones y que los espectros inelásticos

de diseño toman una forma diferente a la clásica en los códigos de diseño. La expresión propuesta es la siguiente:

(2.24)

$$R\mu = c(\mu - \mu_0) + R_0$$

Dónde:

R_0 es la reducción que depende del período y de la ductilidad aportada por la mampostería.

c es un coeficiente que depende del período.

μ es la ductilidad global.

μ_0 es la ductilidad complementaria que es función del aporte de ductilidad de la mampostería.

2.3.3 Factor de Sobre-resistencia R_s

Generalmente la respuesta lateral máxima de una estructura suele ser mayor que la resistencia de diseño.

El factor de sobre-resistencia R_s se origina por la diferencia existente entre el cortante en la base (cortante basal) de diseño V_b y el cortante en la base último V_u , la cual es el resultado de proyectar para grupos de fuerzas mayoradas de forma estadística con base en la dispersión que estas presentan (mayores a las resistidas por la estructura durante su vida útil), conjuntamente con propiedades minoradas de los materiales. Además, el diseño de los elementos sismo-resistentes implica satisfacer condiciones de desplazamientos máximos (derivas de piso) y el detallado de partes de la estructura para mejorar su capacidad de disipación dúctil.

(2.25)

$$R_s = \frac{V_u}{V_b}$$

Existen muchos factores que intervienen en la sobre-resistencia haciendo difícil de cuantificar a nivel de cada elemento estructural, razón por la cual no es incorporada de forma racional en los códigos de diseño sismo-resistente, sin embargo se trata de un factor de mucha importancia en el mejoramiento de respuesta de los edificios, un mejor conocimiento del fenómeno permitiría su aplicación desacoplada del factor de reducción de respuesta R.

De manera general podemos identificar dos tipos de sobre-resistencia, una a nivel de elementos y otra a nivel de la estructura. La sobre-resistencia se produce debido a los factores de seguridad que intervienen en la estructura y que se pueden agrupar en los siguientes:

- Sobre resistencia en el Diseño.
- Sobre resistencia en el Análisis.
- Sobre resistencia en el modelado y construcción.

La conocida fórmula para determinar la cuantía se expresa de la siguiente manera:

(2.26)

$$\rho = 0.85 * \frac{f'c}{fy} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f'c * b * d^2}} \right]$$

En la obtención de los formularios para el diseño a flexión de una viga se considera el bloque rectangular de Whitney (1942) para el comportamiento del hormigón y el modelo elasto perfectamente plástico para el acero, los mismos que se indican en la siguiente figura 2.6.

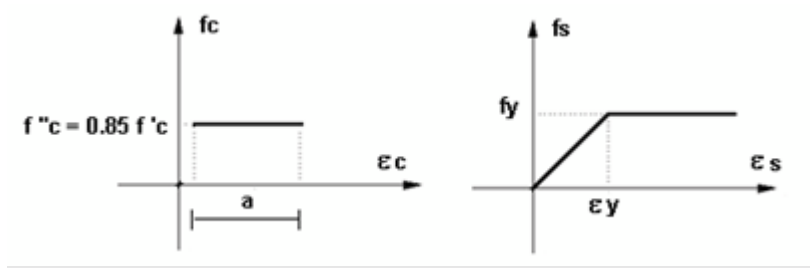


FIGURA 2.6: modelos constitutivos para hormigón y acero utilizados en el diseño

En el modelo de Whitney el esfuerzo máximo del hormigón es de $f''c = 0.85 \cdot f'c$, siendo $f'c$ la resistencia máxima del hormigón a compresión. Por su parte, el modelo elasto plástico del acero indica que $f_s = f_y$, donde f_y es el esfuerzo de fluencia del acero. Con base a estos modelos se deduce la ecuación para hallar la armadura longitudinal A_s de una viga de la siguiente forma:

(2.27)

$$A_s = \rho * b * d$$

Siendo b la base de la viga, d el peralte efectivo de la viga, M_u el momento último de diseño y Φ el factor de minoración de esfuerzos, equivalente a 0,9 para flexión.

Las ecuaciones indicadas constituyen una aproximación empleada para el cálculo, sin embargo, el comportamiento del hormigón y del acero “reales” deben considerar un modelo que tome en cuenta el confinamiento dado por el acero transversal y un modelo trilineal que considere el incremento de resistencia en la zona de endurecimiento, tal como se indica en las siguientes figuras:

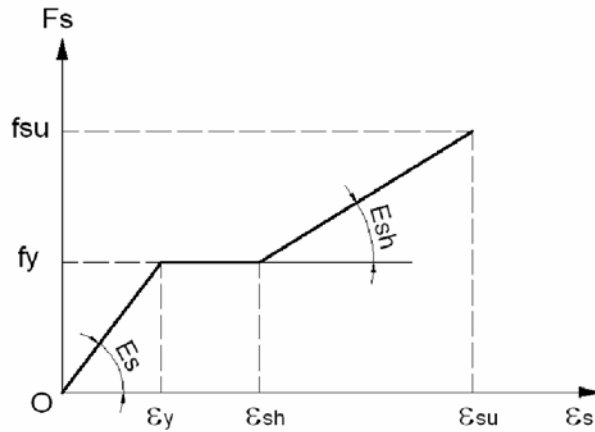


FIGURA 2.7 Modelo “real” de Park para el acero

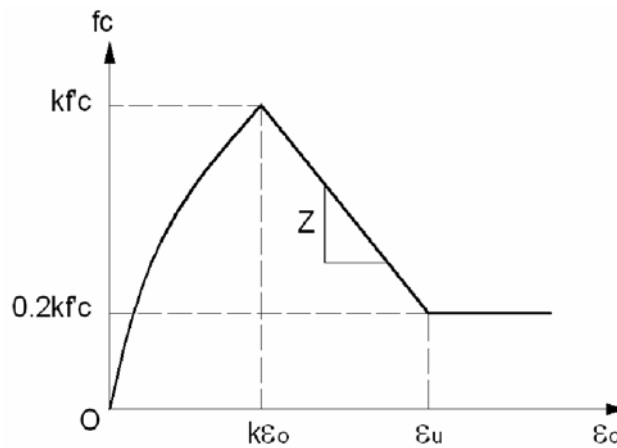


FIGURA 2.8 Modelo “real” de Park para el hormigón

Como puede apreciarse en la figura 2.8, la resistencia máxima del hormigón es $kf'c$, siendo k un valor mayor a 1, y que puede determinarse con la siguiente expresión:

(2.28)

$$k = 1 + \frac{\rho_v * f_{yv}}{f'c}$$

Dónde: ρ_v es la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el hormigón confinado, y f_{yv} es la fluencia del refuerzo transversal, constituyéndose en otro de los factores que dan origen a la sobre-resistencia.

En cuanto al acero, podemos concluir que el diseño se efectúa para un momento último M_u , cuando en realidad los elementos diseñados soportan un momento mayor M_u^* , que constituye otro factor para la sobre-resistencia.

Varios autores han efectuado estudios en edificio de Hormigón Armado para calcular la sobre-resistencia, entre los que destacan los indicados en la siguiente tabla:

TABLA 2-8: Valores para la sobre-resistencia R_S propuestos por varios autores

Autor	Casos estudiados	R_S
Osteraas y Krawinkler (1990)	Pórticos distribuidos resistentes a momento.	2.1 – 6.5
	Pórticos perimetrales	1.8 – 3.5
	Pórticos con diagonales concéntricas	2.2 – 2.8
Freeman (1990)	Edificio de 4 pisos	2.8
	Edificio de 7 pisos	4.8
Miranda y Bertero (1989)	Edificios de baja altura de México	2 – 5
Cassis y Bonelli (1992)	Edificios con muros y pórticos de Chile	3 – 5
Zhu <i>et al</i> (1992)	Edificio de 4 pisos. En 3 zonas sísmicas de Canadá.	1.23 – 1.71
Uang y Maarouf (1993)	Edificio de 6 pisos. Loma Prieta (1989)	1.9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de 4 pisos. Zona 2 del UBC	2.2
Fischinger <i>et al</i> (1994)	Edificios de mediana y baja altura	1.6 – 4.6
Jain and Navin (1995)	Edificios de 3, 6 y 9 pisos en Zona 5 de India	2 – 3
Panagiotakos y Fardis (1998)	Edificios de HoAo	2.0 – 2.5
Elnashai y Mwafi (2002)	Edificios de mediana altura e irregularidad vertical	2.0 – 3.0

La cuantificación de la sobre-resistencia se complica por efectos como la resistencia de los materiales (una vez que han incursionado en el comportamiento plástico o han incurrido en daño), efectos de confinamiento, presencia de elementos estructurales como losas de hormigón y elementos no estructurales que no se consideran en el análisis. Cabe señalar que no todos los efectos contribuyen favorablemente a la sobre-resistencia, como por ejemplo el incremento de la sobre-resistencia en vigas puede originar falla frágil por cizallamiento, elementos de cerramiento puede ocasionar defectos de

columna corta así como las irregulares distribuciones de las alturas de las columnas y la discontinuidad en las líneas resistentes verticales pueden producir el efecto de piso blando.

Vielma Pérez (*“Caracterización del Comportamiento Sísmico de Edificios de Hormigón Armado mediante la Respuesta no Lineal”*, Barcelona, 2008) presenta una lista que contiene los factores que proporcionan la reserva de resistencia, relacionándolos con la etapa del proyecto en la cual son incorporados. La tabla es la siguiente:

TABLA 2-9: Factores de reserva de resistencia en las diferentes etapas de un proyecto

Causas de la reserva de resistencia	Etapa del proyecto en la cual se incluye		
	Modelado	Análisis	Diseño
Diferencia de la resistencia actual y nominal de los materiales	X		
Diseño conservador y requerimientos por ductilidad			X
Factores de carga y múltiples casos de carga combinados		X	
Consideración de torsión accidental		X	
Provisiones para cumplir estado límite de servicio (flechas)			X
Participación de elementos no estructurales (losas)	X		
Cumplimiento de cuantías mínimas de acero			X
Diseño de secciones múltiplos de 5			X
Redundancia estructural	X		
Endurecimiento resistente	X		
Efectos del confinamiento	X		
Análisis en base al período elástico		X	
Diseño controlado por rigidez (derivadas)			X

Otro factor que contribuye a la sobre-resistencia es el efecto producido por la ductilidad global de diseño. Las secciones y la armadura de diseño para una

estructura con un alto nivel de ductilidad son mayores que si la misma estructura se diseñase para una ductilidad menor. De lo indicado se puede decir que es posible obtener valores de sobre-resistencia mayores en edificios de alta ductilidad que para edificios de baja ductilidad.

Mwafi y Elnashai (2002) señalan que la sobre-resistencia se debe fundamentalmente a tres fuentes principales:

- Las características resistentes reales de los materiales que forman la estructural
- La utilización del período elástico en el cálculo de las demandas sísmicas
- El diseño de secciones de columnas utilizando flexión biaxial

Según los citados investigadores, de acuerdo a los factores señalados, el adoptar valores mínimos de sobre-resistencia igual a 2, conduce a resultados conservadores.

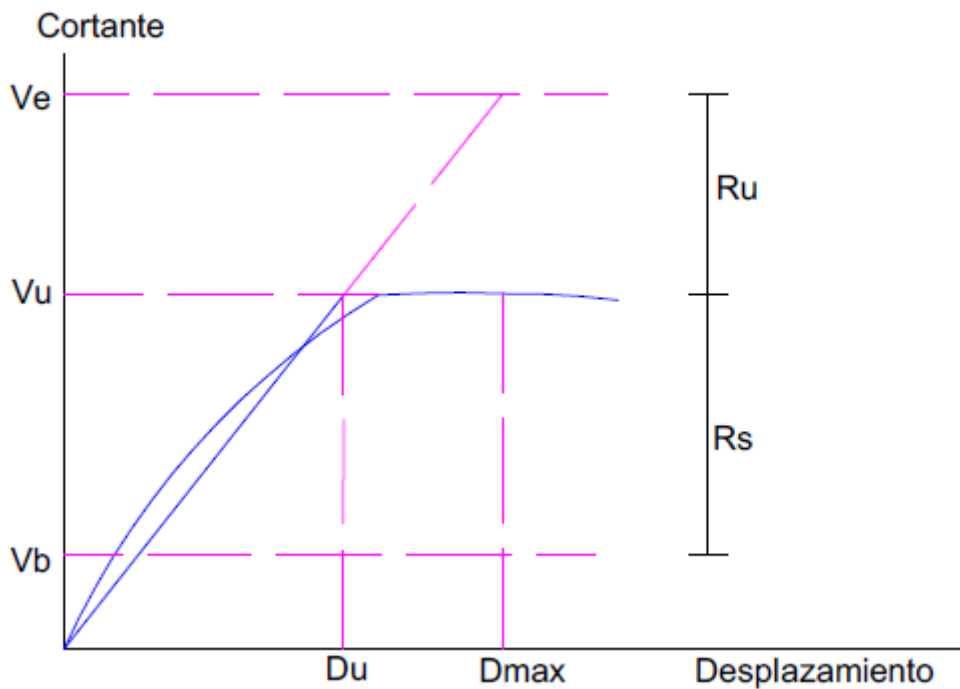


Figura 2.9: Curva de capacidad sísmica y Factores de Sobre-resistencia y Ductilidad

(2-29)

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_u}$$

$$R_s = \frac{V_u}{V_b}$$

2.3.4 Factor de Redundancia R_R

El factor de Redundancia mide la capacidad de la estructura de incursionar en el rango no lineal, es decir la capacidad de una estructura para redistribuir las cargas de los elementos con mayor sollicitación a los elementos con menor sollicitación. Mientras más elementos tenga una estructura tendrá mayor redundancia.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción define al factor de redundancia como la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal. La capacidad de una estructura en redistribuir las cargas de los elementos con mayor sollicitación a los elementos con menor sollicitación. Se evalúa como la relación entre el cortante basal máximo con respecto al cortante basal cuando se forma la primera articulación plástica.

De acuerdo a lo indicado, el factor de redundancia RR se determina como la relación entre el cortante basal máximo V_u con respecto al cortante basal cuando se produce la primera rótula plástica V_1 .

(2.30)

$$RR = \frac{V_u}{V_1}$$

La redundancia puede definirse como el parámetro que mide la redistribución de esfuerzos y momentos en los elementos estructurales, al entrar la estructura en el rango no lineal ante la presencia de cargas sísmicas.

La redundancia estructural ha cobrado importancia a partir de estudios efectuados sobre el comportamiento de edificios de hormigón armado durante los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995). De todos los factores el factor de reducción por redundancia es el menos estudiado, encontrándose entre las investigaciones resultados que en algunos casos son contradictorios, pese a que los investigadores del tema coinciden en el efecto beneficioso que tiene la redundancia en la adecuada respuesta de las estructuras ante acciones sísmicas.

El factor de reducción por redundancia resulta muy difícil de establecer y existen muy pocos estudios que ayuden a cuantificarlo. Los estudios efectuados tienden a demostrar que la redundancia tiene mucha relación con la cantidad de ejes de columnas (también llamadas líneas verticales) y principalmente con la cantidad de rótulas plásticas requeridas para formar el mecanismo de colapso de una estructura.

“La redundancia estructural es frecuentemente asociada con la supervivencia de algunos edificios frente a cargas catastróficas no previstas en el proyecto, tales como las ocurridas en los edificios World Trade Center (1993) y Murrah Building de Oklahoma (1995) en ambos casos por la acción de explosivos”. (Vielma Pérez, “Caracterización del Comportamiento Sísmico de Edificios de Hormigón Armado mediante la Respuesta no Lineal”, Barcelona, 2008)

La redundancia no tiene participación mientras las estructuras se mantienen intactas, sin embargo puede convertirse en un factor esencial cuando alguno o varios de los elementos de la estructura sufren suficiente daño que los vuelva incapaces de seguir recibiendo incrementos de carga o de mantener las cargas

que les corresponda transmitir, provocando una redistribución de estas cargas hacia el resto de elementos.

De acuerdo a lo indicado, varios autores sugieren dos tipos de redundancia: redundancia activa y redundancia pasiva. La primera implica que los elementos de un mismo tipo son capaces de recibir y distribuir cargas, en tanto que la segunda señala que ciertos componentes comienzan a funcionar una vez que ha ocurrido la falla en otros elementos de la estructura.

Se ha establecido como regla general que el factor de reducción por redundancia puede ser inferior a 1 y en aquellos sistemas con adecuada redundancia puede asumirse igual a 1,00.

De acuerdo al ATC (1995) y a Bertero (1999), para que una estructura disponga de un factor de reducción por redundancia al menos igual a la unidad, deberá disponer de por lo menos 4 líneas resistentes verticales (ejes de columnas), debido a la capacidad de rotación en secciones en las cuales ya ha ocurrido la plastificación y a que se evita el efecto de tamaño por concentraciones de sollicitaciones de grandes magnitudes en un número limitado de secciones o elementos resistentes. Los valores propuestos se señalan en la siguiente tabla:

Tabla 2.10: Factores de reducción por redundancia, ATC (1995) y Bertero (1999)

Líneas resistentes verticales (Número de ejes de columnas)	Factor RR
2	0,71
3	0,86
4	1,00

A continuación unas ilustraciones que evidencian la manera en que la reserva de resistencia contribuye a mejorar la respuesta de las estructuras, cuando

éstas sobrepasan el límite elástico, mediante la formación de rótulas plásticas y su influencia en el factor de redundancia estructural.

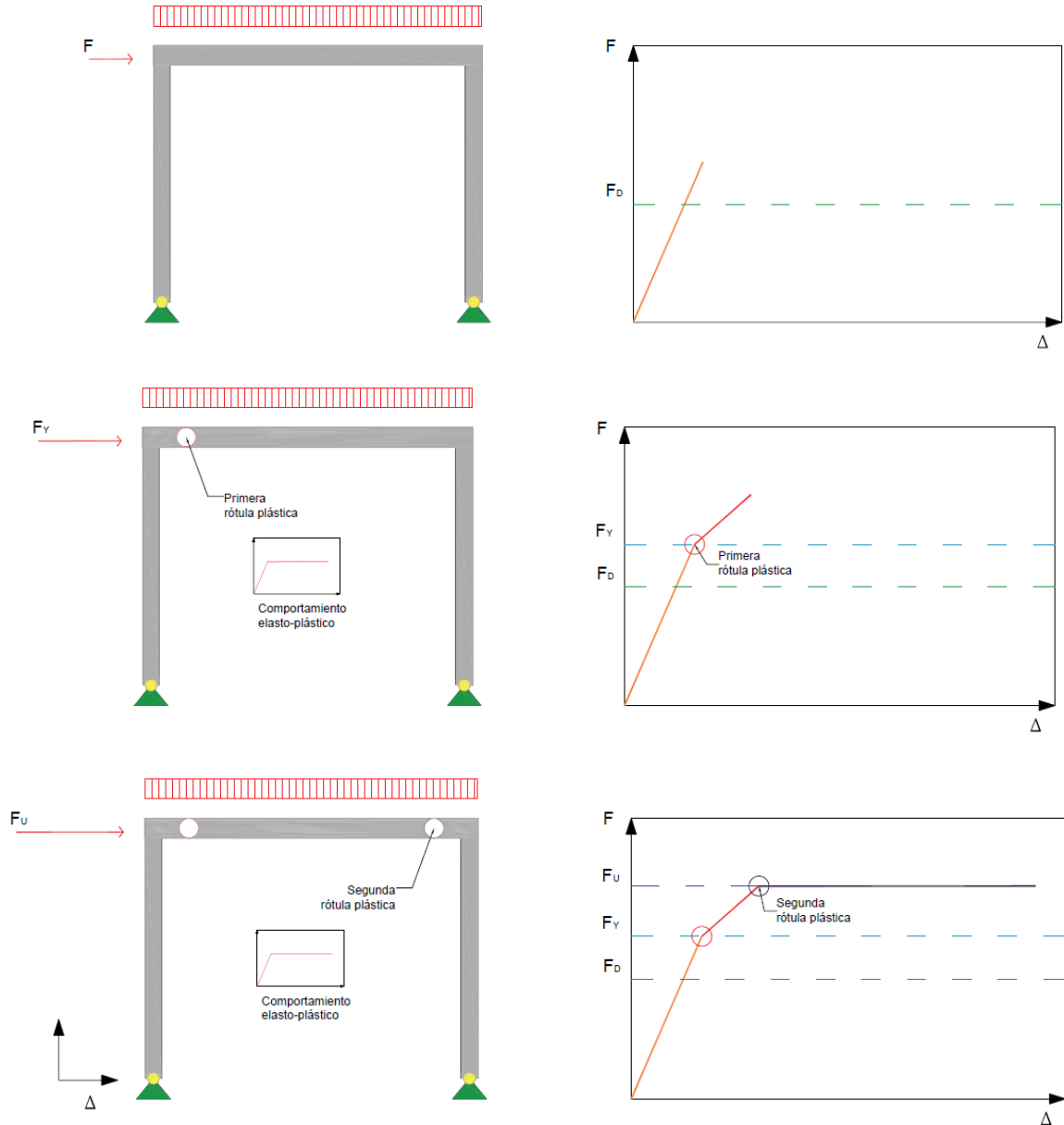


FIGURA 2.10: Secuencia de formación de rótulas plásticas y su influencia en el factor de redundancia estructural.

En la figura anterior se observa un pórtico sometido a la acción de cargas verticales constantes y a una carga lateral que se incrementa progresivamente. Las columnas se encuentran articuladas en sus extremos. Se considera que las

columnas sean más fuertes que la viga, por lo que se espera que en los extremos de esta se presenten rótulas plásticas. Se considera además que el comportamiento de los materiales corresponde a un comportamiento elasto-plástico perfecto.

A medida que la fuerza lateral se incrementa el desplome lateral de las columnas crece, al inicio de manera proporcional con un comportamiento plástico, hasta que la fuerza lateral aplicada alcanza un valor para el que se produce la plastificación en el extremo izquierdo de la viga, lo que indica la aparición de la primera rótula plástica. A partir de éste momento, la rigidez inicial de la estructura se reduce, pero manteniendo un valor que le permite a la estructura seguir recibiendo incrementos de la fuerza lateral, hasta alcanzar un valor máximo, a partir de la que el comportamiento se hace completamente plástico. La diferencia entre los valores de la fuerza de proyecto, señalada como F_D en la Figura, y la fuerza máxima F_U representa la reserva de resistencia total de la estructura, mientras que la diferencia entre la fuerza de plastificación F_Y y la fuerza máxima F_U es la reserva de resistencia atribuible a la redundancia estructural.

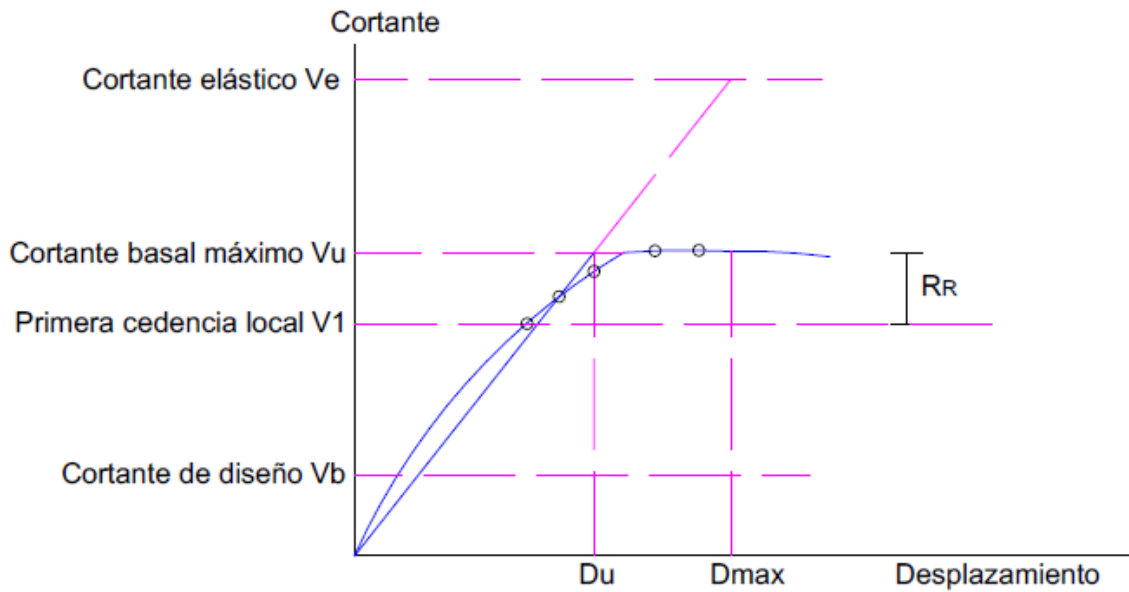


Figura 2.11 Resistencias características para el cálculo del factor de reducción por redundancia

De la figura anterior se obtiene la relación de resistencias para el cálculo del factor de reducción por redundancias estructural R_R :

(2.31)

$$R_R = \frac{V_u}{V_1}$$

2.4 Factores de Reducción aplicados en diferentes normativas

La NEC señala entre sus referencias para la adopción del factor de reducción de resistencia “ R ”, los códigos ASCE 7-10 y NSR-10, por lo que resulta pertinente realizar un breve análisis de los factores “ R ” aplicados en las citadas normativas sísmo-resistentes.

2.4.1 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, vigente desde enero de 2010 y llamado NSR-10, denomina “*coeficiente de disipación de*

energía” “**R**” a emplearse en el diseño, al producto del llamado “coeficiente de disipación de energía básico” **R0**, multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura, en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica:

(2.32)

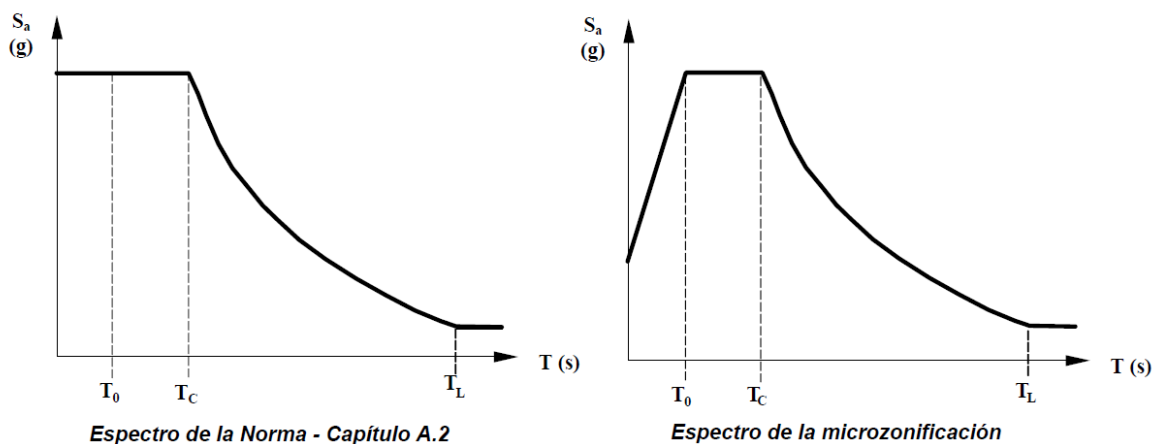
$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_0$$

Es decir, el “coeficiente de disipación de energía básico” **R0**, se reduce en el caso de estructuras calificadas como irregulares, a través de factores Φ_a que considera las irregularidades en altura, Φ_p debido a las irregularidades en planta y Φ_r que toma en cuenta la ausencia de redundancia en el sistema estructural.

Conforme lo señala el artículo A.2.9.4 de la citada normativa, se permite adoptar el empleo del coeficiente de disipación de energía “**Rc**”, cuando a través de un estudio de microzonificación sísmica se determinen espectros que tiendan a la aceleración del terreno, cuando el período de vibración tienda a cero; el valor de **Rc** se calculará con la siguiente ecuación:

(2.33)

$$R_c = (R - 1) \frac{T}{T_0} + 1 \leq R$$



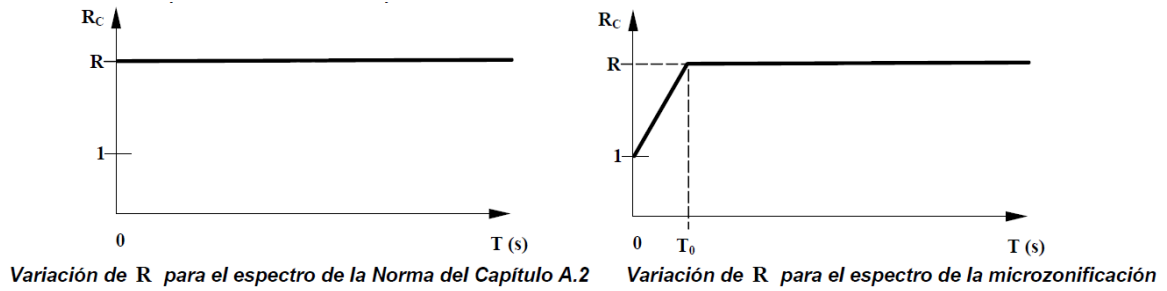


FIGURA 2.12: Variación del factor R detallados en la normativa NSR-10

Otro factor importante a tener en cuenta, es que la utilización de coeficientes de reducción en el Reglamento Colombiano, considera fuerzas sísmicas últimas, es decir que su espectro es con cargas últimas.

Los valores del coeficiente “**R**”, en el caso de estructuras de edificación varían entre 8 y 1, presentando además una tabla para estructuras especiales cuyos valores fluctúan entre 3,5 y 2, y consideran con detalle el tipo de estructura, el tipo de materiales, así como la zona de amenaza sísmica. El detalle completo de estas tablas se presenta en el anexo 01.

El apartado B.2.4.2 de la NSR-10 establece, entre otras, las siguientes combinaciones de cargas mayoradas a ser usadas con el método de resistencia:

(2.34)

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.0E$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

Siendo:

D: Carga muerta.

E: fuerzas sísmicas reducidas de diseño ($E = \frac{F_S}{R}$) que se emplean para diseñar los miembros estructurales.

L: cargas vivas debidas al uso y ocupación.

R: coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño, corresponde al coeficiente de disipación de energía básico multiplicado por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura y en planta, y por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica:

(2.35)

$$R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_0$$

Como se indicó, el espectro de la Norma Colombiana está a nivel de cargas últimas. Cabe señalar que la norma NSR-10 estipula una deriva máxima de piso del 1% (sección A.6.4).

Entre los valores del factor “R” de la NSR-10, los señalados en la tabla A.3-4 corresponden a sistemas estructurales duales. El sistema dual, conforme lo define la norma, es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos:

- a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales.
- b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de

disipación de energía de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base.

- c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales o los pórticos con diagonales puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

Tabla A.3-4
Sistema estructural dual (Nota 1)

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
d. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
i. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
j. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
k. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
m. Muros de cortante mixtos con placa de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.5	2.5	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
n. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DMI) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DMI) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DMO)	4.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite

TABLA 2.11: Valores del coeficiente de Reducción Básico R_0 , para sistemas estructurales duales

Un factor que resulta importante señalar en la norma colombiana, es que se permite el uso del coeficiente de sobre-resistencia, llamado Ω_0 , el cual es permitido cuando los requisitos para el material estructural y el grado de disipación de energía requieren que los elementos frágiles o las conexiones entre elementos se diseñen para fuerzas sísmicas, E , amplificadas por el coeficiente de sobre-resistencia Ω_0 , debiendo emplearse de la siguiente manera para obtener las fuerzas de diseño que incluyen los efectos sísmicos.

(2.36)

$$E = \frac{\Omega_0 * F_s}{R} \pm 0,5 * A_a * F_a * D$$

Donde **F_s** corresponde a las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis, **R** el coeficiente de reducción que se obtuvo de la ecuación $R = \phi_a * \phi_p * \phi_r * R_0$, y **D** corresponde a la carga muerta que actúa sobre el elemento.

2.4.2 Código de los Estados Unidos de América (MINIMUM DESIGN LOADS BUILDING AND OTHER STRUCTURES ASCE 7-10)

La tabla de valores para los factores de capacidad de disipación de energía **R** en el código ASCE 7-10, al igual que en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, se encuentra muy bien detallada, y es función del tipo de estructura, del tipo de material, así como del coeficiente de sobre-resistencia Ω_0 , y del factor de amplificación de la deflexión C_d ; incluye además la categoría de diseño sísmico.

En general, los valores del coeficiente **R** en la norma ASCE 7-10 se encuentran entre 8 y 1,5 para edificaciones. En el caso de estructuras diferentes a las edificaciones, los valores se encuentran entre 3 y 1,25. El detalle completo de las tablas empleadas se encuentra en el anexo 2.

El código ASCE 7-10 además realiza varias categorizaciones de las estructuras; por ejemplo, los pórticos resistentes a momentos se clasifican en ordinarios, intermedios y especiales, como puede apreciarse en la siguiente tabla tomada del código indicado:

TABLA 2.12: Valores del coeficiente de Reducción R , de la norma ASCE 7-10

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_0^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^b	NP ^b	NP ^b
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	β	3	NL	NL	NP ^f	NP ^f	NP ^f
5. Special reinforced concrete moment frames ^g	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ^h	14.1	3½	3 ^o	3½	35	35	35	35	35

CAPÍTULO 3

LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN EN LO REFERENTE AL ANALISIS SISMO-RESISTENTE Y LA INFLUENCIA DEL FACTOR DE REDUCCION “R”

3.1 ANTECEDENTES

La Constitución de la República en su artículo 375 establece que le corresponde al Estado Ecuatoriano ejercer la rectoría para la planificación, regulación, control, financiamiento y elaboración de políticas de hábitat y vivienda. En ese contexto, el 6 de abril de 2011, mediante Decreto Ejecutivo N° 705, publicado en el Registro Oficial N° 421, se conformó el Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, al que se le encargó expedir la Norma Ecuatoriana de la Construcción, la cual debía contemplar los requisitos mínimos a ser observados en el diseño, construcción y control en la ejecución de las obras, además de promover una mejora en la calidad de las edificaciones, orientadas principalmente a proteger la vida de las personas.

A través del Acuerdo Ministerial N° 0028, del Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda MIDUVI, expedido el 19 de agosto de 2014, fueron aprobados los seis primeros capítulos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC, y que corresponden a los siguientes:

1. NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)
2. NEC-SE-DS: Cargas Sísmicas y Diseño Sismo resistente
3. NEC-SE-RE: Rehabilitación Sísmica de Estructuras
4. NEC-SE-GM: Geotecnia y Diseño de Cimentaciones
5. NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado
6. NEC-SE-MP: Estructuras de Mampostería Estructural.

Se debe indicar que el MIDUVI ha señalado que progresivamente dispondrá la aplicación de los restantes capítulos que conforman la NEC.

El presente trabajo investigativo tiene relación directa con el capítulo 2 de la NEC, denominado: “*NEC-SE-DS Cargas Sísmicas, Diseño Sismo Resistente*”, capítulo que contiene los requerimientos técnicos y las metodologías que deben ser aplicadas para el diseño sismo-resistente de las edificaciones, mediante un conjunto de especificaciones básicas y mínimas adecuadas para el cálculo y el dimensionamiento de las edificaciones que se encuentran sujetas a los efectos de sismos o terremotos en algún momento de su vida útil.

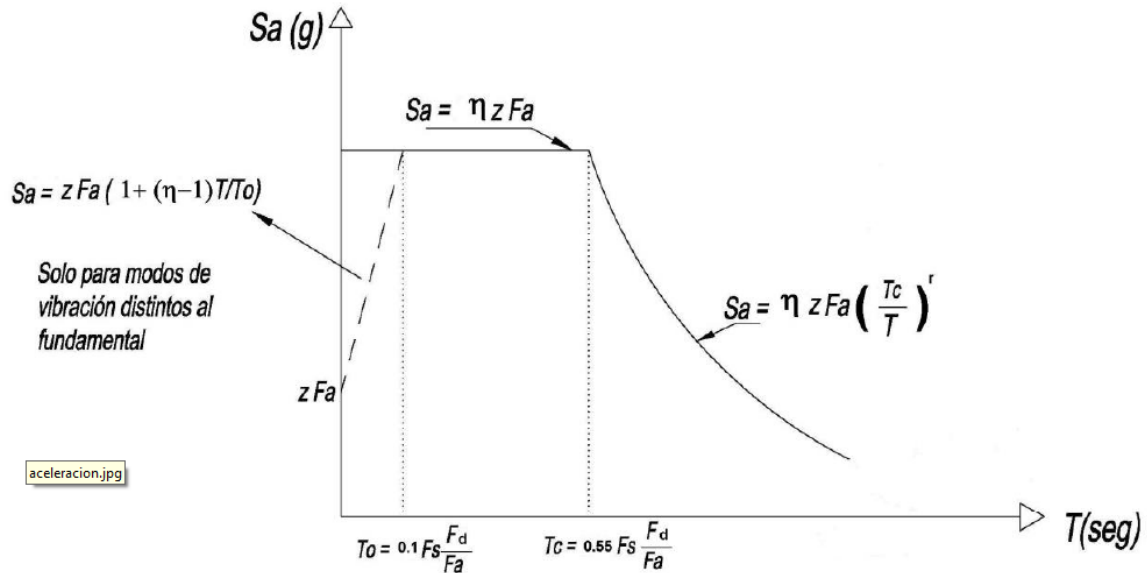
3.2 El factor de Reducción R en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, entendida como una actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción, pretende establecer la normativa en función de determinar las nuevas normas constructivas, acordes a los avances tecnológicos en el área de diseño y construcción, y se orienta al tratamiento de los siguientes temas:

- Definición de principios de diseño y montaje en la seguridad estructural de las edificaciones;
- El establecimiento de los parámetros mínimos de seguridad y salud en la calidad de las edificaciones;
- Mejoramiento de los mecanismos de control y mantenimiento de los procesos constructivos.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, al igual que la mayoría de las normas sismo-resistentes, considera las cargas sísmicas a **nivel de resistencia**, y no a nivel de servicio como se estableció en el Código precedente (CEC-2001), partiendo de la reducción de las ordenadas del espectro elástico mediante la aplicación de factores de reducción. En la figura 3.1 se muestra el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , conforme consta en el capítulo 2 de la NEC, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, consistente con

el factor de zona sísmica Z , el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura, la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .



Dónde:

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA (Peak Ground Acceleration = Aceleración sísmica máxima (pico) horizontal en roca) para el periodo de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Sa	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
T	Periodo fundamental de vibración de la estructura.
T₀	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
T_c	Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

El espectro obedece a una fracción de amortiguamiento del 5% respecto al crítico, y se obtiene de las siguientes ecuaciones que consideran 2 rangos para el periodo de vibración estructural:

(3.1)

$$Sa = \eta Z F a, \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c$$

(3.2)

$$Sa = \eta Z F a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r, \quad \text{para } T > T_c$$

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

Como se indicó, el espectro que utiliza el NEC es a nivel de resistencia. Las combinaciones de carga utilizadas corresponden a las del código de ACI-318-08 que, entre otras, son:

(3.3)

$$U = 1.4(D + F + T) + 1.7(L + H) + 0,5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1.2D \pm 1.0E + 1.0L \pm 0.2S$$

$$U = 0.90D \pm 1.0E \pm 1.6H$$

Donde D , L , E son los estados de carga muerta, viva y sísmica respectivamente.

3.2.1 Límites permisibles de las derivas de pisos

La NEC define a la deriva de piso como el “desplazamiento lateral relativo de un piso - en particular por la acción de una fuerza horizontal - con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso”.

La norma establece, como requisito constructivo, que la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites establecidos en la siguiente tabla, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

TABLA 3.1 Deriva de piso máxima en la NEC
(Valores expresados como fracción de la altura de piso)

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

La norma establece además, límites para la deriva máxima inelástica ΔM de cada piso mediante la siguiente relación:

(3.4)

$$\Delta M = 0,75.R.\Delta E$$

Dónde:

ΔM es la deriva máxima inelástica, y

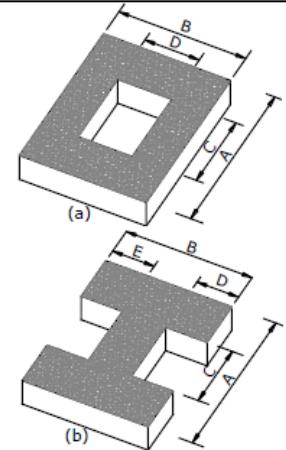
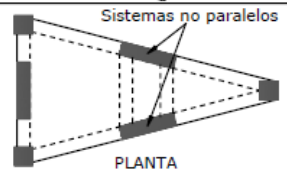
ΔE representa el desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño, suponiendo que la estructura se comporte elásticamente.

3.2.2 Efecto de la irregularidad estructural

La irregularidad en planta es penalizada en la NEC mediante coeficientes que dependen del tipo de irregularidad y que se resumen en la siguiente tabla:

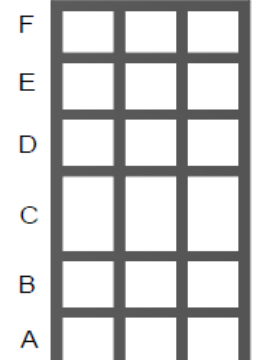
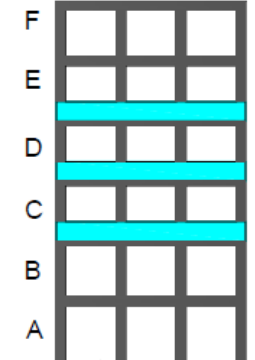
TABLA 3.2: Coeficientes de irregularidad en planta en la NEC

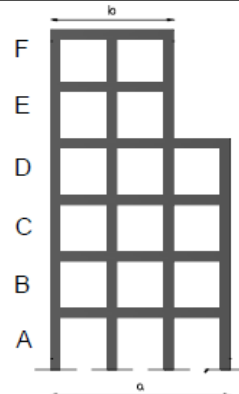
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. 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.</p>	

<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</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>Tipo 4 - 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>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

De igual forma, la irregularidad en elevación también es penalizada en función de los siguientes valores:

TABLA 3.3: Coeficientes de irregularidad en elevación en la NEC

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{Ei}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <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>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{Ei}=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <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>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{Ei}=0.9$ $a > 1.3 b$</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>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

3.2.3 Cortante Basal en la NEC

El cortante basal de diseño, es definido en la NEC como la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción. Como se mencionó, para que el valor del factor de reducción “**R**” pueda ser aplicado en el cálculo del cortante basal, la estructura debe ser diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo resistente

La NEC señala la siguiente expresión para determinar el cortante basal de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicado a la estructura en una dirección especificada, se determinará mediante la siguiente expresión:

(3.5)

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_P \phi_E} W$$

Dónde:

S_a (T_a)	Espectro de diseño en aceleración
ϕ_P y ϕ_E	Coeficientes de configuración en planta y elevación
I	Coeficiente de importancia

R	Factor de reducción de resistencia sísmica
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva
Ta	Periodo de vibración

El coeficiente de importancia *I* tiene como finalidad incrementar la demanda sísmica en estructuras cuyas características de utilización o importancia, deban permanecer operativas durante y después de un sismo, sufriendo daños menores.

TABLA 3.4: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura, en la NEC

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente 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

La carga sísmica reactiva o carga reactiva por sismo *W*, se calculará mediante la siguiente expresión:

(3.6)

$$W = D + 0,25.Li$$

Siendo D la carga muerta total de la estructura y Li la carga viva del piso i.

Para el caso de bodegas y almacenaje la expresión cambia a:

(3.7)

$$W = D + 0,50.Li$$

3.2.4 Factor de reducción de resistencia sísmica “*R*” en la NEC

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, en el literal b) del numeral 6.3.4, define al factor de reducción de resistencia sísmica “*R*”, de la siguiente manera:

*“El factor *R* permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que 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.-En el caso del método DBF, se considerara como parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural.”.*

DBF = Diseño basado en fuerzas.

La NEC considera dos tipos de sistemas estructurales, los dúctiles y los sistemas estructurales de ductilidad limitada. La norma permite reducir las fuerzas sísmicas de diseño mediante el factor de reducción “*R*”, únicamente cuando la estructura y sus conexiones desarrollen una adecuada ductilidad y un mecanismo de falla.

Adicionalmente, en la norma se efectúan dos acotaciones importantes:

1. La utilización del factor “*R*” considera las cargas sísmicas a **nivel de resistencia**, y no del nivel de servicio como estaba establecido en el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC.
2. El factor de reducción “*R*” permite una disminución importante de la ordenada elástica espectral, proporcionando a la estructura un adecuado

comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, y proveyendo de ductilidad y disipación de energía suficientes tales que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos.

Según lo indicado, las combinaciones de carga que utilice el diseñador deben ser congruentes con el diseño a nivel de resistencia.

A continuación se muestra la tabla contenida en la NEC en lo correspondiente al factor de reducción “**R**”:

Tabla 3.5: Coeficiente de reducción de respuesta estructural **R**, de la NEC, para sistemas estructurales dúctiles

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural <i>R</i> , Sistemas Estructurales Dúctiles	<i>R</i>
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6

Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones.	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 3.6: Coeficiente de reducción de respuesta estructural R , de la NEC, para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R , Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada.	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HA, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
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

Adicionalmente, la NEC establece, en el numeral 9.3.7, valores para el factor de reducción de fuerzas sísmica para estructuras diferentes a las de edificación, proponiendo los siguientes valores:

Tabla 3.7: Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las de edificación

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R para estructuras diferentes a las de edificación	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación.	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes.	3
Naves industriales con perfiles de acero.	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas).	3
Estructuras en forma de péndulo invertido.	2
Torres de enfriamiento.	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados.	3
Letreros y carteleras.	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos.	2
Otras estructuras no descritas en este documento.	2

3.3 El factor de Reducción R en los anteriores Códigos Ecuatorianos de la Construcción

El primer código del que se tiene conocimiento fue el Código Nacional de la Construcción publicado en 1951 y calificado como obligatorio en 1952. En este código se especificaban las reglas para las construcciones sismo-resistentes, sin embargo, no se tiene constancia de que el código indicado haya sido aplicado como normativa obligatoria en el período de su vigencia.

3.3.1 Código Ecuatoriano de la Construcción 1977

El 30 de junio de 1977, se publicó en el Registro Oficial N° 369, el acuerdo mediante el cual se oficializaba, con carácter de obligatorio y emergente, las dos primeras partes del Código Ecuatoriano de la Construcción, llamadas: Requisitos Generales de Diseño y Requisitos de Hormigón Armado, elaborados por el INEN. Conforme dispone el acuerdo, el objetivo era el de incrementar la seguridad y mejorar la calidad de las construcciones que se realizan en el país.

Este código se preparó basado en el ACI 318-71 (American Concrete Institute)

El cálculo del cortante basal se efectuaba con la siguiente fórmula:

(3.8)

$$V = I.K.CS.W$$

El coeficiente **K**, que de acuerdo al código depende del tipo de construcción, corresponde al factor de reducción "**R**", o más concretamente, al inverso de "**R**".

Conforme lo señala la norma, el coeficiente **K** depende del tipo de sistema estructural y de la naturaleza de la estructura en sí misma. Los valores "bajos" de **K** son asignados a las estructuras con buen comportamiento frente a eventos sísmicos, en tanto que, para estructuras que no tienen buen

comportamiento frente a los sismos, se les asignó valores altos al coeficiente **K**.

La tabla de los valores del coeficiente **K** propuesto en el CEC-77 se transcribe a continuación:

TABLA 3.8: Valores del coeficiente K en el CEC-77

K	Tipo de estructura
1,00	Todos los sistemas de estructuras de edificios, excepto los que se indican a continuación. Para cumplir con los requisitos dúctiles $K = 1,25$
1,33	Sistema de caja: Es un sistema estructural, sin un pórtico espacial completo, resistente a cargas verticales. En este tipo de estructuras, las fuerzas laterales exigidas son resistidas por diafragmas o pórticos arriostrados. Generalmente las construcciones con paredes soportantes, como las paredes en las cuales se apoyan las vigas de los pisos, son del sistema de caja. Para cumplir con los requisitos dúctiles $K = 1,65$.
0,80	Edificios con un doble sistema que conste de un pórtico espacial resistente a flexión dúctil y diafragmas o pórticos arriostrados. Los pórticos arriostrados y diafragmas deberán resistir la fuerza lateral total, también cuando actúan independientemente de los pórticos espaciales resistentes a flexión dúctil. El pórtico espacial resistente a flexión dúctil deberá resistir por lo menos el 25% del total de la fuerza lateral.
0,67	Edificios con un pórtico espacial resistente a flexión dúctil que resiste la totalidad de la fuerza lateral.
2,00	Estructuras que no sean edificios; como por ejemplo: puentes, viaductos, postes, chimeneas separadas y tanques elevados, más todo su contenido, apoyados en cuatro o más pilares arriostrados entre sí o soportados por un edificio.

Como puede apreciarse, los valores de K , incluidos los tipos de estructuras diferentes de las edificaciones, varían entre 0,67 y 2,00.

El coeficiente C_S , considera la interacción suelo-estructura, según señala el CEC-77, y depende del período de vibración de la estructura T y del período de vibración del suelo T_s sobre el que se construye.

El coeficiente C se halla con la siguiente ecuación y no debe exceder de 0,12:

(3.9)

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}}$$

El valor de S se obtiene con las siguientes ecuaciones:

(3.10)

$$S = 1.0 + \frac{T}{T_g} - 0.5 \left(\frac{T}{T_g} \right)^2 \quad \text{Para } \frac{T}{T_g} \leq 1$$

$$S = 1.2 + 0.6 \frac{T}{T_g} - 0.3 \left(\frac{T}{T_g} \right)^2 \quad \text{Para } \frac{T}{T_g} > 1$$

Siendo T_g el período característico del suelo. Cuando no se conoce T_g , el valor de $S=1,5$.

Los valores de T_s considerados en el código son:

$T_s=0,50$: Roca firme y conglomeraciones totalmente cementadas, lechos de roca firme.

$T_s=1,50$: Lugares medios, arena y suelos granulares y tierras ligeramente arcillosas de 3 a 20 metros de profundidad.

Ts=2,50: Todos los terrenos arenosos y granulares con una profundidad mayor de 20 m.

El producto $CS \leq 0,14$.

El coeficiente de importancia I varía entre 1,50 y 1,00.

W representa la carga muerta total de la edificación.

A continuación se presenta una tabla con los valores de las diferentes variables según especifica el CEC-77:

TABLA 3.9: Variables para el cálculo del cortante basal en el CEC-77

	I		K		CS		W
V =	1,00		0,67		0.14 y calculado		Carga muerta
	1,25	x	0,80	x			
	1,50		1,00(1,25)				
			1,33(1,65)				
			2,00				

Las combinaciones de carga utilizadas en el CEC-77, corresponde a las del ACI 318-71 y son, entre otras, las siguientes:

(3.11)

$$U = 1,4D + 1,7L$$

$$U = 0,75 (1,4D + 1,7L + 1,87E)$$

El código además señala que, en el caso de pórticos espaciales resistentes a flexión dúctil se usará la siguiente fórmula:

(3.12)

$$U = 1,40D + 1,40 L + 1,40 E$$

$$U = 0,90 D + 1,40 E$$

Siendo D la carga muerta, L la carga viva y E la fuerza sísmica, conforme lo define el CEC-77.

3.3.2 Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2001

Luego del sismo producido en Pujilí en 1996, el Gobierno Ecuatoriano expidió el Decreto Ejecutivo N° 3970, el 15 de julio de ese mismo año, a través del cual se creó el Comité Ejecutivo del Código Ecuatoriano de la Construcción. Este comité redactó el primer capítulo del código llamado *“Peligro Sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente”*, que fue oficializado como de uso obligatorio mediante acuerdo ministerial N° 01243 de 13 de junio de 2001, y publicado en el Registro Oficial N° 382, el 2 de agosto del mismo año. Ese capítulo tenía como objetivo principal establecer un conjunto de especificaciones básicas adecuadas para el diseño de estructuras sujetas a los efectos de sismos que podrían presentarse en algún momento durante su vida útil.

La filosofía del CEC-2001 era la de proporcionar un adecuado diseño sismo-resistente para:

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

Para cumplir con los objetivos indicados, los requisitos que debía cumplir la estructura, según lo establece el CEC-2001, eran los siguientes:

- Tener la capacidad suficiente para resistir las fuerzas especificadas en el código;
- Que las derivas de piso que se presenten ante dichas cargas, sean inferiores a las admisibles;
- Que la estructura puede disipar la energía de deformación inelástica, dado que el sismo de diseño produce fuerzas mucho mayores que las equivalentes especificadas en el código.

En lo que corresponde al factor de reducción “**R**” del CEC-2001, resulta interesante recalcar que este estaba en función únicamente de su tipología estructural. Al respecto, el código señala:

“...Si bien se conoce claramente que los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de muchas variables, entre otras, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del período de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobrerresistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite, se ha simplificado a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural...”

Está clara la simplificación que se hacía en el código para el factor “**R**”, reconociendo que éste depende de otras muchas variables, además de la tipología estructural.

La tabla para el factor de reducción “**R**” que presenta el CEC-2001, se detalla a continuación:

TABLA 3.10: Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructura “**R**”, del CEC-2001

Sistema Estructural	R
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras. (*).	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3

(*) = Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.

Para el caso de estructuras diferentes a las de edificación, el CEC-2001 propone los siguientes valores:

TABLA 3.11: Valores del factor de reducción de respuesta estructura “R” para estructuras diferentes a las de edificación, del CEC-2001

Sistema Estructural	R
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas, soportadas mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	3
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes	5

Sistema Estructural	<i>R</i>
continuas desde la cimentación.	
Estructuras tipo cantiliver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes.	4
Torres en celosía (autoportantes o atirantadas)	4
Estructuras en forma de péndulo invertido	3
Torres de enfriamiento	5
Depósitos elevados soportados por un pila o por apoyos no arriostrados	4
Letreros y carteleras	5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	3
Otras estructuras no descritas en este código	3

Como puede apreciarse de las tablas anteriores, el CEC-2001 presenta valores del coeficiente “*R*” expresados de forma muy general.

Espectro del Código CEC-2001:

El espectro de respuesta para diseño utilizado en el CEC-2001, especifica que se trata de un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

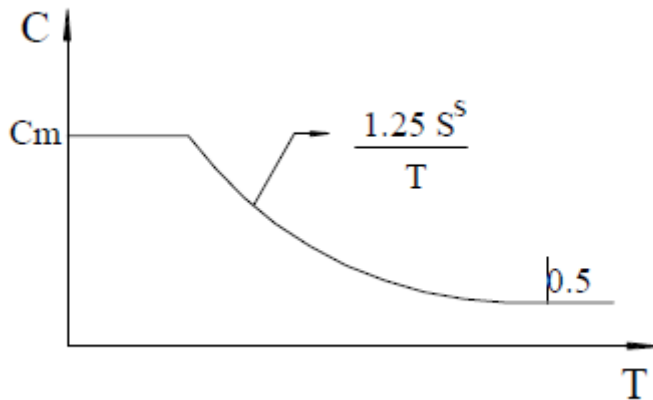


FIGURA 3.2: Espectro sísmico elástico del CEC-2001, que representa el sismo de diseño

S representa el coeficiente de suelo, el cual se establece de acuerdo a lo especificado en la tabla 3.15; dicho coeficiente se establece analizando el perfil que mejor se ajuste a las características locales. El código sugiere el uso del perfil de suelo tipo S3, en los casos donde las propiedades del suelo sean poco conocidas. De igual manera, el coeficiente Cm depende del perfil de suelo utilizado.

El espectro que utiliza el CEC-2001 es a nivel de servicio. Las combinaciones de carga utilizadas corresponden a las del código de ACI-318-99 que, entre otras, son:

(3.13)

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$U = 1.05D \pm 1.28L \pm \mathbf{1.40 E}$$

$$U = 0.90D \pm \mathbf{1.43E}$$

Donde D , L , E son los estados de carga muerta, viva y sísmica respectivamente. Debido a que el espectro es a nivel de servicio, se debe notar que las fuerzas y momentos debidos al estado de carga sísmico son

mayorados por 1.4 y por 1.43 en las combinaciones segunda y tercera respectivamente.

Si consideramos una conversión para utilizar el espectro último, los valores de “**R**” indicados en la tabla 3.10 deberían multiplicarse por 0,7 que es el coeficiente que resulta de invertir los coeficientes de mayoración 1,4 y 1,43 de las combinaciones de carga indicadas.

3.3.2.1 Límites permisibles de las derivas de pisos

El CEC-2001 define a las derivas de piso como el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

Establece además que para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño. Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas (Δ_E), para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico estático de la estructura, pudiendo también calcularse mediante un análisis dinámico establecido en el código. El cálculo de las derivas de piso debe incluir las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales, y los efectos P - Δ . Adicionalmente, en el caso de pórticos con estructura metálica, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso.

En cuanto a los límites de la deriva, el código establece el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura con la siguiente expresión:

(3.14)

$$\Delta_M = R\Delta_E$$

Siendo, ΔE las derivas obtenidas con la aplicación de las fuerzas laterales de diseño estáticas.

Los valores máximos considerados se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 3.12: Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso del CEC-2001

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,020
De mampostería	0,010

Si comparamos las tablas 3.1 y 3.12, de los códigos NEC y CEC-2001, podremos apreciar que son las mismas, siendo en ambos casos de un máximo del 2% para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera.

3.3.2.2 Efecto de la irregularidad estructural

El CEC-2001 incluía una tabla con seis irregularidades en planta e igual número de irregularidades en elevación. Vale destacar que el código consideraba una penalización por simultaneidad de efectos, esto es, los efectos de configuración, en planta o elevación, se penalizan en forma independiente y luego se considera en el cálculo del cortante basal en donde el efecto negativo se acumula.

Irregularidades en planta y coeficientes de configuración en el CEC-2001:

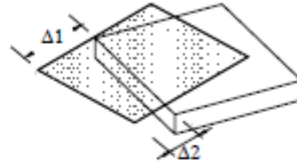
TABLA 3.13:

Tipo	Descripción de las irregularidades en planta	Φ_{pi}
1	<p><i>Irregularidad torsional</i> Existe irregularidad por torsión, 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. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	0,9
2	<p><i>Entrantes excesivos en las esquinas</i> La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. 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.</p>	0,9
3	<p><i>Discontinuidad en el sistema de piso</i> 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>	0,9
4	<p><i>Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales</i> Una estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>	0,8
5	<p><i>Ejes estructurales no paralelos</i> 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>	0,9
6	<p><i>Sistema de piso flexible</i> Cuando la relación de aspecto en planta de la edificación es mayor que 4:1 o cuando el sistema de piso no sea rígido en su propio plano se deberá revisar la condición de piso flexible en el modelo estructural</p>	-

IRREGULARIDADES EN PLANTA

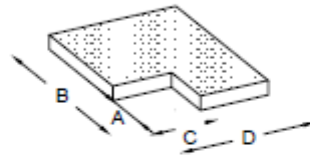
Tipo 1-Irregularidad torsional- $\phi_{P_i} = 0.9$

$$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$$

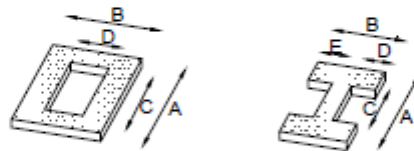


Tipo 2-Retrocesos excesivos en las esquinas - $\phi_{P_i} = 0.9$

$$A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$$



Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso - $\phi_{P_i} = 0.9$



$$1) C \times D > 0.5A \times B$$

$$2) (C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$$

Tipo 4 - Desplazamiento de los planos de Acción - $\phi_{P_i} = 0.8$
de elementos verticales



Tipo 5 - Ejes estructurales no paralelos - $\phi_{P_i} = 0.9$

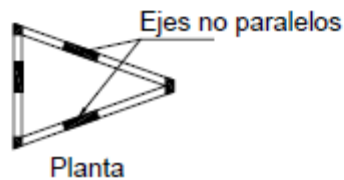


FIGURA 3.3: Irregularidades en planta del CEC-2001

Irregularidades en elevación y coeficientes de configuración en el CEC-2001:

TABLA 3.14:

Tipo	Descripción de las irregularidades en elevación	Pórticos espaciales y pórticos con vigas banda ΦE_i	Sistemas duales o con diagonales ΦE_i
1	<i>Piso blando (irregularidad en rigidez)</i> 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.	0,9	1,0
2	<i>Irregularidad en la distribución de las masas</i> 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.	0,9	1,0
3	<i>Irregularidad geométrica</i> 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.	0,9	1,0
4	<i>Desalineamiento de ejes verticales</i> La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Se exceptúa la aplicabilidad de este requisito cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos.	0,8	0,9
5	<i>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</i> La estructura se considera irregular cuando la resistencia del piso es menor que el 70%de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).	0,8	1,0
6	<i>Columnas cortas</i> Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.	-	-

IRREGULARIDADES EN ELEVACION

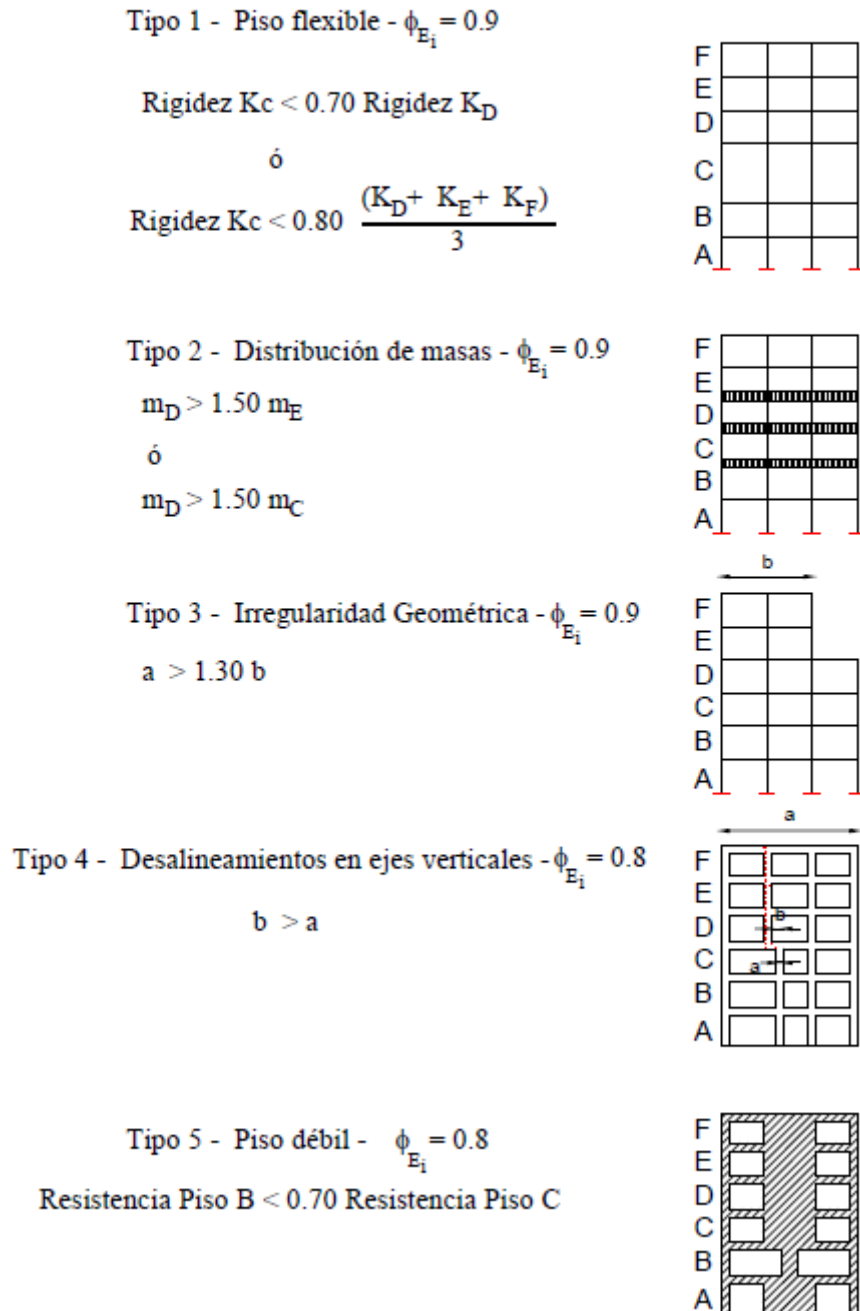


FIGURA 3.4: Irregularidades en elevación del CEC-2001

3.3.2.3 Cortante Basal en el CEC-2001

El cortante basal de diseño es definido en el código como la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción.

Para el cálculo del cortante basal de diseño V , el CEC-2001 proporciona las siguientes fórmulas:

(3.15)

$$V = \frac{ZIC}{R\Phi_p\Phi_E} W$$

$$C = \frac{1,25S^S}{T}$$

Dónde:

Z = Aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño.

I = Factor de importancia de la estructura.

C = coeficiente que no debe exceder el valor C_m utilizado dependiendo del tipo de perfil de suelo y no debe ser menor a 0,5.

R = Factor de reducción de respuesta estructural.

Φ_p y Φ_E = factores de configuración estructural en planta y en elevación.

Los valores de S y C_m se exponen en la siguiente tabla:

TABLA 3.15: Coeficiente de suelo S y coeficiente C_m , utilizados en el CEC-2001

Perfil tipo	Descripción	S	C _m
S1	Roca o suelo firme	1,0	2,5
S2	Suelos intermedios	1,2	3,0
S3	Suelos blandos y estrato profundo	1,5	2,8
S4	Condiciones especiales de suelo	2,0*	2,5

(*) = Este valor debe tomarse como mínimo, y no substituye los estudios de detalle necesarios para construir sobre este tipo de suelos.

El CEC-2001 Establece además que el factor “**R**” a utilizarse para el cálculo del cortante basal aplicado a una estructura de edificación, en cualquier dirección de cálculo, podrá aplicarse siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo-resistente acordes con la filosofía del código.

3.4 Propuestas para modificar el factor de reducción R en Ecuador

Son varias las propuestas efectuadas en el Ecuador para modificar el factor de reducción sísmica “**R**”, en base a estudios efectuados y tomando en consideración los diversos estudios realizados a nivel mundial. Entre las más destacadas se refieren con carácter informativo, las siguientes:

3.4.1 Aguiar y Guerrero (2006)

Aguiar y Guerrero trabajaron con 63 acelerogramas de eventos sísmicos registrados en Colombia, Perú, Chile y Argentina, con aceleraciones del suelo mayores a 0,15 g., pero sin conocer con precisión el tipo de suelo en el cual fueron registrados. Las ecuaciones a las que llegaron fueron las siguientes:

(3.16)

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c}$$

$$c = \frac{T^{2.07}}{1 + T^{2.07}} + \frac{0.381}{T} \quad \text{para } \alpha = 0.0$$

$$c = \frac{T^{1.247}}{1 + T^{1.247}} + \frac{0.248}{T} \quad \text{para } \alpha = 0.05$$

Siendo α la relación entre la rigidez post fluencia con respecto a la rigidez elástica en un sistema de un grado de libertad. En caso de un modelo elasto perfectamente plástico el valor de α es cero.

3.4.2 Aguiar y González (2006)

Los investigadores Aguiar y González generaron 28 sismos artificiales compatibles con los cuatro tipos de suelo del CEC-2001, es decir, 7 sismos artificiales para cada tipo de suelo. Considerando la zona de mayor peligrosidad sísmica con una aceleración máxima de 0,4g., los resultados a los que llegaron son:

(3.17)

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{1 + \left[\left(\frac{a}{\mu^b} + c \right) \left(\frac{T}{T^*} \right)^d \right]^{-1}}$$

Los valores de las variables a , b , c y d para cada uno de los tipos de suelos fueron:

TABLA 3.16: Variables utilizadas por Aguiar y González para cada tipo de suelo

Perfil de Suelo	a	b	c	d
S1	30,00	1,34	-1,49	0,60
S2	71,80	2,00	-1,50	0,50
S3	81,04	2,00	-2,55	0,50
S4	86,00	2,10	-2,60	0,48

Los autores indican que la ecuación 3.17 es válida para cualquier valor de ductilidad μ , sin embargo, a pesar que toma en cuenta el tipo de suelo, para ciertos casos en que el período tiende a cero, presenta algunos inconvenientes.

3.4.3 Aguiar, Romo y Aragón (2007, 1)

En base a 80 acelerogramas registrados en el Ecuador, con aceleraciones menores al 10% de la aceleración de la gravedad, y 112 sismos artificiales para las cuatro zonas de peligrosidad sísmica del CEC-2000, obtuvieron una ecuación para C_{μ} siguiendo la metodología propuesta por Chopra (2005).

(3.18)

$$C_{\mu} = \left\{ 1 + \left[\lambda \left(\frac{a}{\mu^b} \right) * \left(\psi \frac{T}{T^*} \right)^c \right]^{-1} \right\}^{0.30103}$$

$$R_{\mu} = \frac{\mu}{C_{\mu}}$$

En la siguiente tabla 3.17 se indican los valores de las variables para ductilidades de 2, 3 y 4, y los cuatros perfiles de suelos del CEC-2001:

TABLA 3.17: Valores utilizados por Aguiar, Romo y Aragón (2007, 1) en función de la ductilidad y perfil del suelo

Ductilidad 2					
Perfil del Suelo	a	b	c	λ	ψ
S1	0,35	-3,50	1,40	0,17	0,87
S2	0,60	-2,90	1,31	0,17	0,82
S3	3,40	-1,00	1,50	0,21	1,00
S4	2,10	-1,40	1,00	0,12	1,70
Ductilidad 3					
S1	1,00	-2,70	1,40	0,04	0,15
S2	1,00	-1,20	1,40	0,05	0,49
S3	3,00	-1,00	1,80	0,07	0,73
S4	15,00	-0,08	1,40	0,07	0,30
Ductilidad 4					
S1	1,30	-1,50	1,76	0,03	0,25
S2	7,80	1,00	1,40	0,02	0,50

S3	1,30	-0,20	1,41	0,01	0,93
S4	0,23	-0,60	1,80	0,04	2,91

3.4.4 Aguiar, Romo y Aragón (2007, 2)

Siguiendo los lineamientos del ATC-19 (1995), obtuvieron el factor de ductilidad mediante la siguiente ecuación:

(3.19)

$$R_{\mu} = 1 + (\mu - 1) \left[\frac{aT(1-0.165\mu)}{aT(1-0.165\mu)+4900} \right]$$

Los valores de la variable a, para cada tipo de suelo del CEC-2001, son:

TABLA 3.18: Valores de la variable a, utilizadas por Aguiar, Romo y Aragón (2007, 2), para cada tipo de suelo

Variable	Suelo S1	Suelo S2	Suelo S3	Suelo S4
a	100500	91000	73600	38900

3.4.5 Aguiar (2007)

Efectúa dos propuestas para el cálculo del factor de reducción sísmica “R”, la primera considerando el factor de “R” constante y una segunda con “R” cuya variable de dependencia sea el período T. Las propuestas, considerando el CEC-2001, son:

Propuesta con factor R constante:

Aguiar recomienda valores para el factor “R” para tres niveles de diseño, en términos de energía disipada que los denomina Elevada, Moderada y Baja,

considerando derivas de piso máximas de 1,5%, siendo “R” no dependiente del período.

TABLA 3.19; valores del factor de reducción de fuerzas sísmicas “R”, Aguiar, 2007

Nivel de Diseño	Disipación de Energía	Perfil de Suelo			
		S1	S2	S3	S4
ND3	Elevada $\mu = 4$	6.0	6.0	6.0	5.0
ND2	Moderada $\mu = 3$	4.5	4.5	4.0	4.0
ND1	Baja $\mu = 2$	3.0	3.0	2.5	2.5

Propuesta con factor R dependiendo del período:

La ecuación propuesta es la siguiente:

(3.20)

$$R = 1 + \frac{T}{0.5 T_0 + \frac{T}{8}}$$

Donde T es el período de vibración de la estructura, T_0 el periodo de vibración en función del tipo de suelo y “R” el factor de reducción de fuerzas sísmicas. El autor recomienda que esta ecuación sea utilizada siempre y cuando la deriva máxima sea menor o igual a 0,015 y en estructuras con elevada disipación de energía.

Los valores de T_0 se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 3.20: Valores de T_0 para diferentes tipos de suelos, Aguiar 2007

Perfil de suelo	S1	S2	S3	S4
Valor de T_0 (s)	0.12	0.13	0.18	0.25

En referencia a las derivas máximas, Aguiar hace las siguientes puntualizaciones:

“...Lo importante es notar que si puede ser mayor a 7 el factor R cuando se trabaja con un espectro de cargas últimas siempre y cuando la deriva máxima permitida sea menor o igual al 1%. -...el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R puede ser mayor a 10 si la estructura tiene una capacidad de ductilidad de 4 y si la deriva de piso, máxima permitida es menor o igual al 0,5%...”

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS COMPARATIVO, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE CÓDIGOS

Para efectos de comparación, se consideraron los factores de reducción de resistencia sísmica de los Estados Unidos de América ASCE 7-10 y de Colombia NSR-10, y los códigos ecuatorianos CEC-2001 y NEC. Se han considerado las estructuras en sistemas duales, pórticos resistentes a momentos y estructuras diferentes a las de edificación.

De las cuatro normativas indicadas, la única que considera el espectro a nivel de servicio es el CEC-2001, el cual utiliza las combinaciones de carga presentadas en el código de ACI-318-99 que, entre otras, son:

(4.1)

$$U = 1.4D + 1.7L$$

$$U = 1.05D \pm 1.28L \pm 1.40 E$$

$$U = 0.90D \pm 1.43E$$

Donde D , L , E son los estados de carga muerta, viva y sísmica respectivamente. Debido a que el espectro utilizado en el CEC-2001 es a nivel de servicio, se debe notar que las fuerzas y momentos debidos al estado de carga sísmico son mayorados por 1,4 y por 1,43 en las combinaciones segunda y tercera respectivamente.

En razón de lo indicado, los valores del coeficiente " R " del código indicado CEC-2001, han sido multiplicados por el factor 0,7, que corresponde al inverso de los coeficientes de mayoración señalados.

Sistema Dual: Conforme lo define la norma NEC, un sistema dual es un sistema resistente de una estructura compuesta tanto por pórticos especiales sismo resistentes como por muros estructurales adecuadamente dispuestos espacialmente, diseñados todos ellos para resistir fuerzas sísmicas. Se entiende como una adecuada disposición ubicar los muros estructurales lo más simétricamente posible, hacia la periferia y que mantienen su longitud en planta en todo lo alto de la estructura. Para que la estructura se considere como un sistema dual se requiere que los muros absorban al menos el 75 % del corte basal en cada dirección.

Pórticos resistentes a momentos: se trata de una estructura formada por vigas y columnas, resistentes a cargas verticales y sísmicas, en la que el pórtico y las conexiones viga-columna están diseñadas para resistir las fuerzas indicadas, así como para presentar un comportamiento estructural dúctil.

Estructuras diferentes a las de edificación en este grupo se incluyen todas las estructuras auto-portantes que no se tratan de edificios, y que soportan cargas verticales y fuerzas sísmicas. En este grupo se incluyen, entre otros: reservorios, tanques, torres de transmisión, silos, tuberías, estructuras hidráulicas, naves industriales, etc. Estas estructuras tienen un comportamiento dinámico diferente a las edificaciones, y deben diseñarse para resistir fuerzas laterales mínimas.

A continuación las tablas comparativas con los valores del coeficiente “**R**” de los diferentes códigos indicados:

TABLA 4.1: Coeficiente de reducción “R” para sistemas duales en los códigos analizados

Coeficiente de reducción R				
Sistemas Duales				
	NSR 10	ASCE 7-10	CEC 2001	NEC
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado.	8	7	8,4 (*)	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8 - 6	8 - 7	8,4 (*)	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	6	6 - 8	8,4 (*)	7
(*) Valor de R inferido				

TABLA 4.2: Coeficiente de reducción R para sistemas resistentes a momentos en los códigos analizados

Coeficiente de reducción R				
Sistemas Resistentes a Momentos				
	NSR 10	ASCE 7-10	CEC 2001	NEC
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	7	8	7 (*)	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	7	8	7 (*)	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	7	8	7 (*)	6

Coeficiente de reducción R				
Sistemas Resistentes a Momentos				
	NSR 10	ASCE 7-10	CEC 2001	NEC
(*) Valor de R inferido				

TABLA 4.3: Coeficiente de reducción R para estructuras diferentes a las de edificación en los códigos analizados

Coeficiente de reducción R				
Estructuras diferentes a las de edificación				
	NSR 10	ASCE 7-10	CEC 2001	NEC
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2	2	2,1 (*)	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3,5	3	3,5 (*)	3,5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3	3	2,8 (*)	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3	NA	2,8 (*)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2	2	2,1 (*)	2
Torres de enfriamiento	3,5	3,5	3,5 (*)	3,5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3	3	2,8 (*)	3
Letreros y carteleras	3,5	3,5	3,5 (*)	3,5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2	2	2,1 (*)	2
Otras estructuras no descritas en este documento	3	NA	2,1 (*)	2
(*) Valor de R inferido				

4.1.1 Derivas de Piso y Cortante Basal

Conforme lo señala la NEC, la deriva de piso se define como el desplazamiento lateral relativo de un piso - en particular por la acción de una fuerza horizontal - con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

(4.2)

$$\gamma_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i}$$

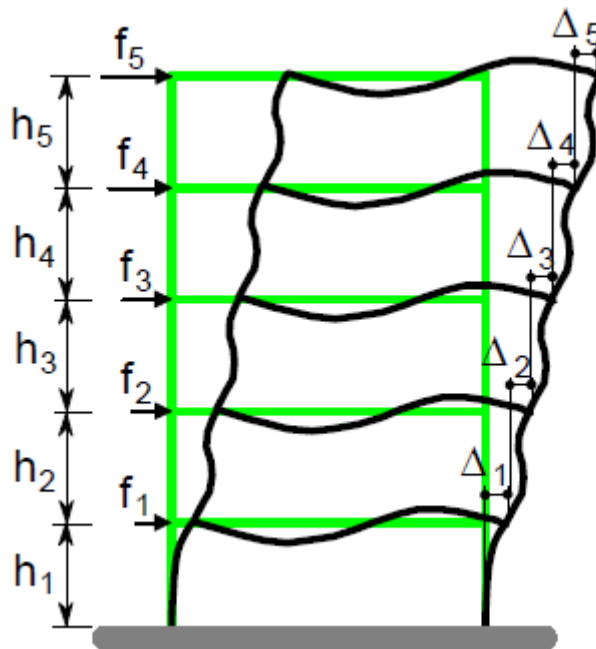


FIGURA 4.1: Definición de deriva

Los límites para las derivas deben ser convenientemente especificados en los códigos sismo-resistentes. Su cálculo y verificación es muy importante, ya que estas se asocian a la deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales, estabilidad global de la estructura, al daño de elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los

elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc. y también a la alarma y pánico entre las personas que ocupen la estructura (NSR 10).

Su uso incorrecto puede originar varios problemas estructurales en caso de ocurrencia de un sismo de gran magnitud, tales como el choque entre edificios, si no existiera la suficiente separación entre edificios adyacentes, así como daños por interacción entre elementos estructurales y no estructurales.

De manera general mientras menor sea la deriva máxima permisible establecida en los códigos, la exigencia del diseño será más estricta.

El cortante basal de diseño corresponde a la fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, como resultado de la acción sísmica.

La determinación de estos parámetros, tanto en la NSR-10 como en la ASCE 7-10, se indica a continuación:

4.1.2 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10

Derivas de Piso:

De acuerdo al Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, el control de la deriva está asociada a los siguientes efectos durante un sismo:

- Deformación inelástica de los elementos estructurales y no estructurales.
- Estabilidad global de la estructura.
- Daño a los elementos estructurales que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica y a los elementos no estructurales, tales como muros divisorios, particiones, enchapes, acabados, instalaciones eléctricas, mecánicas, etc.

- Alarma y pánico entre las personas que ocupen la edificación.

Por las razones indicadas se considera fundamental llevar a cabo durante el diseño un estricto cumplimiento de los requisitos de deriva, con el fin de garantizar un adecuado comportamiento de la estructura y su contenido.

La Deriva Máxima para cualquier piso en edificaciones regulares e irregulares que no tengan irregularidades en planta o edificaciones con diafragma flexible se obtiene con las siguientes ecuaciones:

(4.3)

$$\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2}$$

Dónde:

(4.4)

$$\delta_{tot,j} = |\delta_{cm,j}| + |\delta_{t,j}| + |\delta_{pd,j}|$$

$\delta_{cm,j}$ = Es el desplazamiento horizontal del centro de masa en la dirección bajo estudio.

$\delta_{t,j}$ = Es el desplazamiento adicional causado por los efectos torsionales en la dirección bajo estudio cuando el diagrama sea rígido.

$\delta_{pd,j}$ = Es el desplazamiento adicional causado por el efecto P- Δ en la dirección bajo estudio.

Alternativamente, para edificaciones de diez pisos o más y cuando el índice de estabilidad, Q_i , es menor de 0,10 en todos los pisos donde sería aplicable este procedimiento alternativo, la deriva máxima se la calcula con la siguiente ecuación:

(4.5)

$$\Delta_j^i = \delta_{cm,j}^i - 0,5 \left[\frac{(\delta_{cm,j}^{i-1} - \delta_{cm,j}^{i-2})(h_p^i + h_p^{i-1})}{h_p^{i-1}} + \delta_{cm,j}^{i-2} \right] - 0,5 \delta_{cm,j}^{i-1}$$

Límites de Deriva:

La deriva máxima para cualquier piso no puede exceder los límites establecidos en la siguiente tabla, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso **h_{pi}**:

TABLA 4.4: Deriva máxima en el NSR-10

Estructuras de:	Deriva máxima
Concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería	1.0% ($\Delta_{max}^i \leq 0.010 h_{pi}$)
De mampostería	0.5% ($\Delta_{max}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

Cuando se utilicen secciones fisuradas, tanto en concreto reforzado, como en mampostería y en el caso de estructuras mixtas con acero, las derivas pueden multiplicarse por 0,7 antes de hacer la comparación con los límites dados en la tabla anterior.

Cortante basal:

Por su parte, el cortante sísmico en la base, denominado *V_s* en el NSR-10, y que equivale a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección de estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

(4.6)

$$V_s = S_a \cdot g \cdot M$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad, del espectro de la estructura.

La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección de estudio, se determina con la ecuación:

(4.7)

$$F_x = C_{vx} V_s$$

y

(4.8)

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

Siendo k un exponente relacionado con el período fundamental T , de la edificación, de forma que:

TABLA 4.5: Coeficiente k del NSR-10

Para	$k =$
$T < 0,5$ segundos	1
$0,5 < T < 2,5$ segundos	$0,75 + 0,5T$
$T > 2,5$ segundos	2

4.1.3 Código de los Estados Unidos de América (MINIMUM DESIGN LOADS BUILDING AND OTHER STRUCTURES ASCE 7-10)

Derivas de Piso:

El ASCE 7-10 establece los límites para la deriva de piso mediante la siguiente tabla:

TABLA 4.6: Límites para la deriva de piso del ASCE 7-10

Tipo de Estructura	Categoría de riesgo		
	I ó II	III	IV
Estructuras distintas a muros de mampostería, estructuras de 4 pisos o menos por encima de la base, con paredes interiores, particiones, techos y sistemas de paredes exteriores	0,025 hs_x	0,020 hs_x	0,015 hs_x
Muros de mampostería en voladizo	0,010 hs_x	0,010 hs_x	0,010 hs_x
Muros de mampostería	0,007 hs_x	0,007 hs_x	0,007 hs_x
Otras estructuras	0,020 hs_x	0,015 hs_x	0,010 hs_x

Siendo hs_x la altura correspondiente al piso x .

Cortante basal:

El cálculo del cortante basal en este código se obtiene a través de la siguiente ecuación:

(4.9)

$$V = C_s W$$

Siendo C_s el coeficiente sísmico:

(4.10)

$$C_s = \frac{SDS}{\frac{R}{I}}$$

SDS es el valor de la aceleración de un período corto leído en el espectro de la estructura;

I es el factor de importancia;

R es el coeficiente de reducción de resistencia sísmica.

La distribución horizontal de las fuerzas sísmicas se realiza con la siguiente ecuación:

(4.11)

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$$

Dónde:

F_i es la fracción de fuerza lateral total de diseño en la base de la estructura (V) que actúan en el nivel i .

4.1.4 ANÁLISIS COMPARATIVO

A continuación un resumen de la manera de calcular los parámetros señalados en los diferentes códigos analizados:

TABLA 4.7: Deriva máxima en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC

Deriva máxima			
NSR 10	ASCE 7-10	CEC 2001	NEC
$\Delta_{max}^i = \sqrt{\sum_{j=1}^2 (\delta_{tot,j}^i - \delta_{tot,j}^{i-1})^2}$ $\delta_{tot,j} = \delta_{cm,j} + \delta_{t,j} + \delta_{pd,j} $ <p>Estructuras de 10 pisos o más:</p> $\Delta_j^i = \delta_{cm,j}^i - 0,5 \left[\frac{(\delta_{cm,j}^{i-1} - \delta_{cm,j}^{i-2})(h_p^i + h_p^{i-1})}{h_p^{i-1}} + \delta_{cm,j}^{i-2} \right] - 0,5 \delta_{cm,j}^{i-1}$	-----	$\Delta_M = R \Delta_E$	$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$

TABLA 4.8: Límites para la deriva de piso en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC

Límites para la Deriva de piso				
Tipo de Estructuras:	NSR 10	ASCE 7-10 (*)	CEC 2001	NEC
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,01 hpi	0,025 hsx	0,02	0,02
De mampostería	0,005 hpi	0,007 hsx	0,01	0,01

(*) Se consideraron, para efectos de comparación, las estructuras de las categorías de riesgo I ó II.

TABLA 4.9: Cortante basal en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC

Cortante Basal			
NSR 10	ASCE 7-10	CEC 2001	NEC
$V_s = S_a \cdot g \cdot M$	$V = C_s W$ $C_s = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{T}}$	$V = \frac{ZIC}{R\phi_p\phi_E} W$ $C = \frac{1,25S^S}{T}$	$V = \frac{I S_a(T_a)}{R\phi_p\phi_E} W$

TABLA 4.10: Distribución Horizontal del Cortante Basal en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC

Distribución Horizontal del Cortante Basal			
NSR 10	ASCE 7-10	CEC 2001	NEC
$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$	$V_x = \sum_{i=x}^n F_i$	El cortante del piso V_x , en cualquier piso x , es la suma de las fuerzas F_t y F_x sobre ese piso (CEC 2001).	El cortante de piso V_x debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces,

Distribución Horizontal del Cortante Basal			
NSR 10	ASCE 7-10	CEC 2001	NEC
			considerando la rigidez del piso (NEC).

TABLA 4.11: Distribución vertical de las fuerzas sísmicas laterales en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC

Distribución Vertical de las fuerzas sísmicas laterales			
NSR 10	ASCE 7-10	CEC 2001	NEC
$F_x = C_{vx} V_s$ $C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)}$	$F_x = C_{vx} V$ $C_{vx} = \frac{m_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)}$	$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$ $F_t = 0,07TV$ $F_x = \frac{(V-F_t) w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$ $F_t \leq 0,25 V$	$V = \sum_{i=1}^n F_i$ $V_x = \sum_{i=x}^n F_i$ $F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V$

Para efectos de análisis se va a considerar una estructura con pórticos especiales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. Como se indicó, el espectro del CEC-2001 es a nivel de servicio, por lo que, de acuerdo a lo indicado, se efectuó la conversión del factor “R”.

De acuerdo a lo indicado en la tabla 4.2, los valores del coeficiente de reducción “R” para el tipo de estructura analizada, en los códigos detallados, son:

TABLA 4.12: Coeficiente de reducción R para sistemas resistentes a momentos en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC

Coeficiente de reducción R				
Sistemas Resistentes a Momentos				
	NSR 10	ASCE 7-10	CEC 2001	NEC
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	7	8	7 (*)	6
(*) Valor de R inferido				

TABLA 4.13: Derivas máximas y desplazamientos inelásticos en los códigos NSR-10, ASCE, CEC 2001 y NEC

	NSR 10	ASCE 7-10	CEC 2001	NEC
<i>R</i>	7	8	7 (*)	6
Deriva máxima	0,01	0,025	0,02	0,02
Desplazamiento Inelástico a partir del desplazamiento elástico	$\Delta M = R \cdot \Delta E$	-----	$\Delta M = R \cdot \Delta E$	$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$
Deriva máxima elástica (**)	0,00143	-----	0,00286	0,00444

(**) Valor de deriva inferido para control con desplazamientos elásticos.

El cálculo del desplazamiento inelástico a partir del desplazamiento elástico ($\Delta M=f(\Delta E)$), constituye una aproximación sencilla para un problema que resulta complejo, esto es, determinar desplazamientos inelásticos a través de un análisis no lineal.

Para efectos de comparación de las derivas máximas de piso en el tipo de estructuras indicado, se obtuvieron los valores de la derivas a partir de los desplazamientos elásticos, además de presentar el valor de “*R*” con espectros factorizados.

Se deber tener presente que los valores del coeficiente “**R**” indicados tanto en la norma colombiana NSR 10 como en la ASCE 7-10, corresponden a estructuras que tienen un gran detallamiento sísmico y cumplen los requerimientos del ACI, con exigencias mayores y métodos constructivos más exigentes que los utilizados en el país, por lo que resulta justificado que la norma NEC utilice un valor de “**R**” (igual a 6 en el caso analizado) menor que en las otras normativas, más aún si consideramos los límites para la deriva de piso que, en el caso de la norma colombiana, representa la mitad de lo permitido en Ecuador.

La última fila de la tabla anterior (4.13) se aprecia que a mayores valores del factor “**R**” el valor de la deriva máxima de piso calculada de forma elástica tiende a ser menor.

4.2 CONCLUSIONES

El Ecuador se encuentra en una zona geográfica ubicada en un sistema sísmico muy activo del planeta, denominado anillo circunpacífico, en una región donde convergen las Placas de Nazca y la Sudamericana. La actividad tectónica ha causado graves daños a varias poblaciones en el pasado y se espera que su incidencia vuelva a repetirse en el futuro.

Las normativas sísmicas a nivel mundial presentan un avance constante y permanente, situación que también se presenta en la norma ecuatoriana. El espectro de diseño se encuentra claramente especificado en su forma, a diferencia de lo que ocurría con el CEC-77.

Con la aparición del ACI 318S-05 y las versiones posteriores, los códigos sismo-resistentes, entre los que se incluye la NEC, utilizan combinaciones de carga últimas, a diferencia de lo que especificado en la CEC-2001. Las ecuaciones que presenta el ACI 318-08 son, entre otras:

(4.12)

$$U = 1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

$$U = 1.2D \pm 1.0E + 1.0L \pm 0.2S$$

$$U = 0.9D \pm 1.0E \pm 1.6H$$

Cabe señalar que durante la vigencia del CEC-2001 algunos proyectistas en el país utilizaron los factores de reducción del CEC-2001 pero con las combinaciones de carga últimas como las indicadas; al hacer esto estaban mezclando dos normativas y cometiendo un error ya que estaban diseñando para unas fuerzas sísmicas menores, es decir, subvalorando las cargas sísmicas.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC define al sismo de diseño como un evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. Para caracterizar este evento, puede utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño.

La aceleración de un espectro elástico es dividida para el factor de reducción "**R**", debido a que la estructura disipa una parte de las fuerzas sísmicas a través de deformaciones, incursionando en el rango inelástico, obteniéndose de esta manera las fuerzas con las que se efectuará el diseño.

El factor "**R**" posibilita una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que 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 (NEC).

Los valores del factor de reducción "**R**" de la nueva normativa ecuatoriana NEC se encuentran asociados con el espectro de diseño último, diferenciándose de la anterior normativa CEC-2001 que los consideraba a nivel de servicio.

Como se indicó, los componentes generalmente aceptados que conforman el factor de reducción R son tres, siendo estos el factor de reducción por ductilidad R_{μ} , el factor de reducción por sobre-resistencia R_S y el factor de reducción por redundancia R_R . De los tres factores, el más estudiado ha sido el primero, por lo que resultó frecuente encontrar en las normas de proyecto que no se distinga entre el factor de reducción "**R**" y el factor de reducción por Ductilidad R_{μ} . Sin embargo, la realidad de las normativas sísmicas en la actualidad es la incorporación del segundo de los componentes indicados, esto es, el factor de reducción por sobre-resistencia R_S , como ocurre, por ejemplo, en el caso de la normativa colombiana. El factor de reducción por redundancia R_R requiere un mayor estudio e investigación, aunque empieza a ser incorporado en estructuras que cumplan ciertas características de redundancia en sus elementos resistentes verticales.

La determinación de la sobre-resistencia se realiza mediante un análisis elástico no lineal (Análisis Pushover), el cual requiere de herramientas computacionales que permitan detectar paso a paso las fallas estructurales de los diferentes elementos, tomando generalmente a las derivas de piso y a la rotación máxima de las rótulas plásticas como parámetros de control. Debido a la importancia que tiene el análisis no lineal para el diseño de estructuras, su inclusión en los códigos sismo-resistentes como procedimiento obligatorio está empezando a darse.

Otro aspecto importante a destacar es el hecho de que en los códigos revisados los factores de reducción "**R**" tienen valores más altos en estructuras de acero que en estructuras de hormigón.

Las modificaciones a las normativas sismo-resistentes parecen indicar que los valores de los factores de reducción “**R**” han sido disminuidos progresivamente, y que las penalizaciones a las irregularidades estructurales, se han vuelto mayores.

En el caso de la normativa ecuatoriana NEC, al igual que en la norma precedente (CEC-2001), los factores de reducción “**R**” son función únicamente de la tipología estructural y del material predominante, factores de importancia como la sobre-resistencia y la redundancia no se encuentran definidos, aunque la misma normativa reconoce la influencia de otros parámetros en el factor “**R**”, señalando que este depende de variables tales como tipo de estructura, tipo de suelo, período de vibración, ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

En general podemos apreciar que los valores de los coeficientes de reducción “**R**” para un mismo tipo de estructura, son menores en la NEC comparándolas con los valores del coeficiente “**R**” en el CEC-2001, luego de efectuada la conversión a nivel de resistencia.

4.2.1 Derivas

En cuanto a las derivas de piso, parámetro íntimamente relacionado con el factor de reducción “**R**”, se debe indicar que no ha existido variación entre los límites fijados en el anterior código CEC y la normativa actual ecuatoriana NEC, siendo los valores máximos los mismos en ambos casos.

En este aspecto se debe recalcar que valores muy altos para las derivas de piso implicarían un importante daño en los elementos no estructurales, por lo que su reparación resultaría costosa. Por esta razón el proyectista debe establecer una suerte de equilibrio en su diseño, de forma tal que proporcione a la estructura la suficiente ductilidad y una adecuada sobre-resistencia y redundancia pero manteniendo en lo posible, valores bajos para las derivas de piso. Por otra parte, es igualmente importante considerar el factor económico,

ya que al limitar las derivas a valores bajos, la estructura resultante será rígida, y sus elementos estructurales serán de mayores dimensiones.

Debe tenerse presente durante el proceso de diseño, que el objetivo final es el de limitar las deflexiones a valores que no causen daño en los elementos estructurales y también en los no estructurales, no para el sismo de diseño sino para uno de menor intensidad.

Algunos investigadores, como los referidos en el capítulo 3, consideran que el factor de reducción "**R**" puede llegar al valor de 7, trabajando con cargas últimas como lo hace la norma NEC, pero limitando la deriva máxima permitida al 1%, límite que además es recogido por varios de los códigos sismo-resistentes analizados.

Vale recalcar que la exigencia de diseño es más estricta en tanto menor sea la deriva de máxima de piso fijada.

Por otra parte, independientemente de los materiales que se empleen, la dispersión que se presentan los diferentes códigos sismo-resistentes para los límites de las derivas de piso, el desplazamiento inelástico (que es igual a $0,75.R$ en nuestra normativa) y los factores de reducción "**R**" en general, indica que no existe un consenso en la comunidad internacional respecto a estos parámetros.

4.2.2 Factor de reducción de demanda sísmica

Existe un parámetro considerado en la normativa ecuatoriana NEC llamado factor de reducción de demanda sísmica **R_ξ**, el cual es utilizado con el método DBD (diseño basado en desplazamientos), que no debe confundirse con el factor de reducción sísmica "**R**" desarrollado en esta monografía.

La NEC establece, entre los parámetros utilizados con el método DBD (Diseño basado en Desplazamientos), el llamado Factor de reducción de demanda

sísmica R_{ξ} , el cual se determina en función de la demanda de ductilidad μ y se determina de la figura indicada a continuación.

El factor de reducción R_{ξ} no debe confundirse ni compararse con el factor de reducción “ R ”.

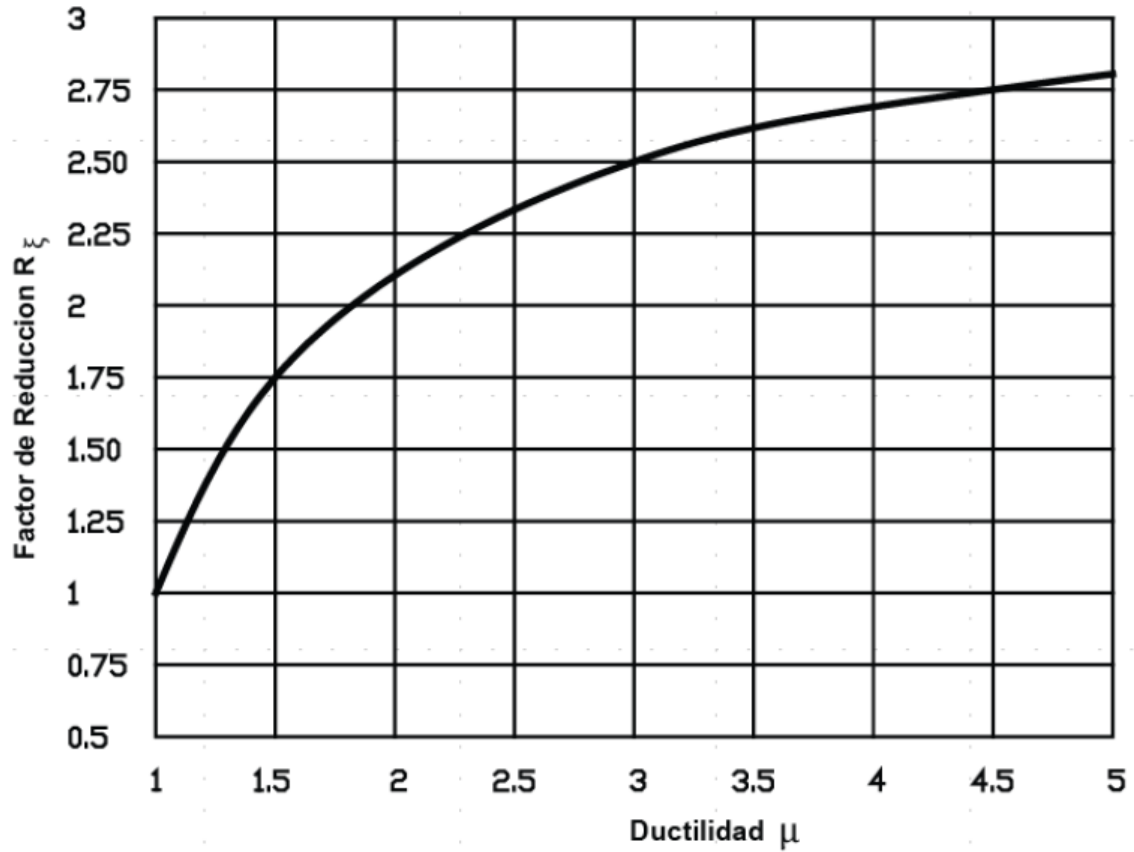


FIGURA 4.2: Factor de Reducción de la Demanda Sísmica R_{ξ} de la NEC

Siendo la ductilidad μ determinada con la ecuación:

(4.13)

$$\mu = \frac{\Delta d}{\Delta y}$$

Dónde:

μ Demanda por ductilidad

Δd Desplazamiento característico usado en el DBD

Δy Desplazamiento de fluencia.

4.3 FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

Resulta importante que el valor del factor de reducción “**R**” especificado en la NEC, sea determinado mediante procedimientos racionales, que además resulten verificables y convenientemente detallados, con el propósito de que puedan ser contrastados por diversos investigadores de manera que se considere sus aportes en futuras actualizaciones de la norma en los casos que ameriten. Es muy importante que el proyectista estructural se involucre en la determinación del factor “**R**” al considerar y aplicar el espectro y que además tenga la posibilidad de elegir los factores que mejor se adapten a las características particulares de su diseño.

Los valores del factor de reducción sísmica “**R**” son presentados en los códigos como el NEC para algunas tipologías estructurales, sin embargo la falta de comentarios sobre su importancia y la manera de obtenerlo puede ocasionar que se subestime la acción sísmica en caso de una inadecuada selección de “**R**”, por lo que toda investigación orientada en brindar un mejor nivel de comprensión sobre el tema puede resultar de gran importancia.

Las normativas sismo-resistentes actuales han empezado a incorporar varios factores sugeridos en recientes estudios, tales como los factores de reducción por sobre-resistencia y redundancia, cuando las estructuras cumplen con ciertas características previamente definidas. En el caso de la normativa ecuatoriana NEC, la elección del factor de reducción “**R**” es función únicamente de la tipología y el tipo de material predominante, por lo que, para futuras actualizaciones que se hagan del código, deberá considerarse los factores señalados y otros que se estimen pertinentes en función de nuestra realidad.

Los códigos sismo-resistentes a nivel mundial se están actualizando en muchos casos cada cinco años aproximadamente, e incorporan las constantes investigaciones y avances tecnológicos que se efectúan en esta materia. Este aspecto debe tenerse presente toda vez que, si bien la norma ecuatoriana NEC fue aprobada en el año 2014, sin embargo su estructuración y formulación corresponde al año 2011, aspecto que debe tenerse en cuenta para una próxima actualización.

Como se indicó, son muchos los factores que intervienen en la determinación del factor de reducción "**R**", varios de estos parámetros seguramente se considerarán e incorporarán a los códigos sismo-resistentes en forma paulatina, y constituyen por lo tanto en un campo amplio para la investigación. Entre estos factores tenemos: el tipo de suelo, la ductilidad local de los elementos que componen la estructura, la deriva de piso máxima permitida, parámetro íntimamente relacionado con el factor "**R**", la forma en la que se obtiene esa deriva en el rango no lineal, el índice de estabilidad de piso, además de factores como la sobre-resistencia y la redundancia que, como se indicó, están ya siendo incorporados en los códigos a nivel mundial.

Además de los indicados, existen otros factores que deberán ser investigados y posiblemente incorporados en futuros códigos sismo-resistentes, y se relacionan con parámetros tales como la fatiga progresiva de los materiales, la degradación de la rigidez, la disminución de la resistencia, el aumento progresivo de las deformaciones, el nivel de degradación acumulado entre sismos sucesivos, entre otros.

La norma ecuatoriana de la construcción NEC constituye un avance y un esfuerzo encaminado al diseño y construcción de edificaciones que proporcionen la seguridad necesaria a los usuarios de las mismas y la población en general. Corresponde a las autoridades locales y regionales, hacer cumplir con la Norma en todas las etapas integrantes del proceso constructivo, así como disponer la realización de ensayos y pruebas que certifiquen la calidad de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales

utilizados, verificando que éstos cumplan con las especificaciones y normativa correspondientes.

Es deber de los Gobiernos Autónomos Descentralizados Municipales o Metropolitanos, emitir la normativa técnica local, adicional y complementaria, que regule los procesos constructivos, a través de ordenanzas que observen las disposiciones de las normas establecidas como parte de la NEC, respetando que el contenido de estas no contravengan ni sean de menor exigibilidad y rigurosidad que los detallados en la norma ecuatoriana de la construcción.

La formulación de los factores de reducción “*R*” se han realizado sobre la base de criterios de expertos, siendo aplicados en muchas ocasiones sin que el proyectista disponga de los elementos necesarios que le permitan incluir características de importancia en la edificación como la ductilidad, reserva de resistencia y redundancia, entre otras, por lo que se hace absolutamente necesaria una mejor comprensión del tema que permita al calculista adoptar los valores más cercanos a las características particulares del proyecto analizado. Se ha tratado que esta monografía pueda constituir un aporte para lograr una mejor comprensión del tema analizado.

En virtud de lo indicado, se considera pertinente concluir el presente trabajo con una definición sobre los objetivos y la esencia misma del diseño sismo-resistente, citada por Roberto Meri Piralla (“Diseño Estructural”, Edición Revolucionaria, primera edición, 1986):

“...el arte del diseño contra los sismos no consiste en producir estructuras capaces de soportar conjuntos dados de fuerzas laterales, aunque esta capacidad es parte de un diseño sano. Implica producir sistemas que se caractericen por una óptima combinación de propiedades tales como resistencia, rigidez y capacidad para disipar energía y para deformarse dúctilmente. Estas propiedades les permitirán responder a sismos frecuentes y moderados sin sufrir daños

significativos y a sismos excepcionales y muy severos sin poner en peligro su propia estabilidad, su contenido y la seguridad de sus ocupantes. El logro de estos objetivos implica mucho más que la aplicación de requisitos reglamentarios; exige la comprensión de los factores básicos que determinan la respuesta sísmica de las estructuras, así como el ingenio necesario para producir sistemas que tengan las características adecuadas...”

BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DE INFORMACIÓN

- Actualización del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, modificaciones técnicas y científicas, Comisión Asesora Permanente Para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes (Creada por la Ley 400 de 1997)
- Acuerdo Ministerial 0028-2014, Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Ecuador
- Análisis comparativo de pórticos diseñados con varios códigos sismoresistentes, Marlon F. Valarezo Aguilar, Vinicio A. Suárez Chacón, Yorky P. Zapata, José L. Morocho
- Análisis de Estructuras, Alfaomega, James K. Nelson, Jr., y Jack C. McCormac (2006)
- Análisis y diseño sísmico de edificios, Roberto Rochel Awad
- Caracterización del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal, Tesis Doctoral, Juan Carlos Vielma Pérez, Barcelona, España
- Código Ecuatoriano de la Construcción 1977
- Código Ecuatoriano de la Construcción 2001
- Diseño Estructural, Roberto Meri Piralla, 1ra edición, 1986
- Ductilidad y diseño estructural de los edificios de concreto reforzado, Yoshiaki Nakano
- Estimating seismic demands for performance-based Engineering of buildings, Chopra A, (2005), IX Jornadas Nacionales de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, Chile
- Estudio y análisis del factor de sobre resistencia de estructuras de hormigón armado, José Torres Parrales
- Evaluación de los factores de reducción de resistencia por ductilidad para estructuras de mampostería cimentadas en terreno firme, Jorge Ruiz-García, Eduardo Miranda.
- Evaluation of Strength REduction Factors for Earthquake-Resistant Desing, Eduardo Miranda, Vitelmo V. Bertero.
- Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón

- armado sin muros de corte, Roberto Aguiar Falconí, Quito, 2007
- Factores de reducción de respuesta. Estado del arte y estudio comparativo entre códigos, Juan Carlos Vielma, Alex H. Barbat, Sergio Oller, Revista internacional de Ingeniería de Estructuras, vol. 11, 1, 77-106.
 - Minimum Design Loads for Building and Other Structures Supplement No.1
 - Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE 7-10, ASCE STANDARD, American Society of Civil Engineers
 - Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, NEC-SE-DS, Cargas Sísmicas, Diseño Sismo Resistente
 - Nueva propuesta del parámetro R_{μ} para el Ecuador, Roberto Aguiar, Marcelo Romo, Eduardo Aragón
 - Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, Comisión Asesora Permanente Para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes
 - Seismic response modification factors, Journal of Structural Engineering, Whittaker A, Hart G, (1999)

ANEXOS

ANEXO 1

Valores del coeficiente R para diferentes tipologías, materiales y zonas de amenaza sísmica en la normativa colombiana NSR-10

Tabla A.3-1
Sistema estructural de muros de carga (Nota 1)

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				alta		intermedia		Baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	Altura máx.
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	3.0	2.5	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	4.0	2.5	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	el mismo	3.5	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	el mismo	2.5	2.5	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	4.0	2.5	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i. Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	1.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I (Nota 3)	2 pisos
3. Pórticos con diagonales (las diagonales llevan fuerza vertical)									
a. Pórticos de acero estructural con diagonales concéntricas (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	24 m	si	30 m	si	Sin límite
b. Pórticos con diagonales de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
c. Pórticos de madera con diagonales	el mismo	2.0	2.5	si	12 m	si	15 m	si	18 m

Notas:

- El sistema de muros de carga es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo, en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales.
- Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por $\phi_a \cdot \phi_p$ y ϕ_r para obtener $R = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_0$ (Véase A.3.3.3).
- La mampostería no reforzada sólo se permite en las regiones de las zonas de amenaza sísmica baja donde A_a sea menor o igual a 0.05 cuando se trata de edificaciones del grupo de uso I, de uno y dos pisos.
- El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.

Tabla A.3-2
Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		baja	
		uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.		
1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMII)	7.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	Sin Límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMII)	6.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	sin Límite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo no se conecta a la columna	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo tiene conexión resistente a momento con la columna	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMII)	5.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	72 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	no se permite		si	72 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	18 m	si	27 m
d. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	72 m
e. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos losa-columna (Nota 3) con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	18 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	3.5	2.5	si	30 m	si	45 m	si	45 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
i. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	2.0	2.5	no se permite		Grupo I	18 m	Grupo I	21 m
j. Muros de mampostería confinada (DMO — capacidad moderada de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I	18 m
k. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	30 m	si	45 m
l. Muros de mampostería de cavidad reforzada (DES — capacidad especial de disipación de energía)	pórticos de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	2.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
m. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero resistente o no a momentos	7.0	2.0	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite

Tabla A.3-2 (continuación)
Sistema estructural combinado (Nota 1)

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
n. Muros de cortante compuestos con placa de acero y concreto	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.5	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	6.0	2.5	si	50 m	si	Sin límite	si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DMO) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistente o no a momentos	5.5	2.5	No se permite		No se permite		si	Sin límite
q. Muros de concreto reforzado (DM) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	45 m
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero no resistentes a momentos	5.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	60 m
b. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DM)	pórticos de acero no resistentes a momentos	4.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	60 m
c. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	5.0	2.0	si	50 m	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DM)	pórticos de acero resistentes o no a momentos	3.0	2.0	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	7.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas a pandeo, con conexiones viga-columna no resistentes a momento	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.5	si	30 m	si	45 m	si	Sin límite
g. Pórticos de concreto con diagonales concéntricas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m

Notas:

- El sistema combinado es un sistema estructural en el cual: (a) las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales, o (b) las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual.
- Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por $\phi_a \cdot \phi_p$ y ϕ_r , para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
- Los pórticos losa-columna incluyen el reticular celular.
- El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
- Se permite una altura de 20m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV.

Tabla A.3-3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)									
a. De concreto (DMF)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (DMF)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DMF)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							
4. Pórticos losa-columna (Incluye reticular celulado)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5 (Nota-3)	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5	2.0	si	Sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	1.5 (Nota-3)	2.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

Notas:

- El sistema de pórtico es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales.
- Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a , ϕ_p y ϕ_r , para obtener $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
- Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_0 debe multiplicarse por 0.90.
- El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
- Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de Uso IV.
- Los perfiles de lámina doblada y los perfiles tubulares estructurales que cumplen con los requisitos de F.2.2.4 para miembros no esbeltos que se diseñen con conexiones dúctiles calificadas de acuerdo a F.3.1.8 se podrán diseñar como pórticos resistentes a momentos convencionales.

Tabla A.3-4
Sistema estructural dual (Nota 1)

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		intermedia		baja	
		uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.		
1. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
d. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
h. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m
i. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
j. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.5	2.5	no se permite		si	30 m	si	30 m
k. Muros de cortante con placa de acero (DES)	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
m. Muros de cortante mixtos con placa de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.5	2.5	Si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
n. Muros de concreto reforzado (DES) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	Sin límite	si	Sin límite	si	Sin límite
o. Muros de concreto reforzado (DMI) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DES)	5.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
p. Muros de concreto reforzado (DMI) mixtos con elementos de acero	pórticos de acero con alma llena, con conexiones rígidas (DMO)	4.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
2. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales exocéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	Sin límite
b. Pórticos de acero con diagonales exocéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	7.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite

Tabla A.3-4 (Continuación)
Sistema estructural dual

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		intermedia		baja	
		uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.		
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	5.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos con diagonales concéntricas									
a. De acero con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	3.0	2.5	no se permite		si	60 m	si	sin límite
c. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	4.0	2.5	no se permite		si	24 m	si	30 m
d. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	6.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
e. Pórticos de acero con diagonales concéntricas restringidas al pandeo	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DES)	7.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
f. Pórticos de acero con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	10 m	si	sin límite
g. Pórticos mixtos con diagonales concéntricas (DES)	pórticos de acero con alma llena con conexiones rígidas (DMO)	5.5	2.5	si	50m	si	30 m	si	sin límite
h. Pórticos con diagonales concéntricas que resistan solo a tensión	El mismo	3.0	2.5	no se permite (nota 4)					

Notas:

- El sistema dual es un sistema estructural que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales. Para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual se deben cumplir los siguientes requisitos: (a) El pórtico espacial resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, debe ser capaz de soportar las cargas verticales. (b) Las fuerzas horizontales son resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (DES), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base. (c) Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales o los pórticos con diagonales puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.
- Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por $\phi_s \cdot \phi_p$ y ϕ_r , para obtener $R = \phi_s \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
- El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
- Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de uso IV.

ANEXO 2

Valores del coeficiente R especificados en la ASCE 7-10:

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_f^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{f, m}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^f	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ^f	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ^f	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ^f	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 ^k	40 ^k	40 ^k
6. Ordinary precast shear walls ^f	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1 and 14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	2	3¼	NL	NL	35 ^j	35 ^j	NP ^k

Continued

Table 12.2-1 (Continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_b^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h_s (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
4. Special reinforced concrete shear walls ^{f,g}	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ^f	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls ^f	14.2 and 14.2.2.8	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls ^f	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls ^f	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40 ^k	40 ^k	40 ^k
9. Ordinary precast shear walls ^f	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2 ½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	160	NP	NP	NP
19. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
22. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
23. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP
25. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	160	100
26. Steel special plate shear walls	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100



Table 12.2-1 (Continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_b^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^h	NP ^h	NP ^h
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP ⁱ	NP ⁱ	NP ⁱ
5. Special reinforced concrete moment frames ^g	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ^g	14.1	3½	3 ^o	3½	35	35	35	35	35
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls ^f	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls ^f	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL

Continued

Table 12.2-1 (Continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_0^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL
E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES	12.2.5.1								
1. Steel special concentrically braced frames ^f	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls ^g	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½	NL	NL	160	100	NP
6. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3½	2½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Ordinary reinforced concrete shear walls ^h	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLSⁱ	12.2.5.8 and 14.2	4½	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP



Table 12.2-1 (Continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_o^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR:	12.2.5.2								
1. Steel special cantilever column systems	14.1	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
2. Steel ordinary cantilever column systems	14.1	1¼	1¼	1¼	35	35	NP ^f	NP ^f	NP ^f
3. Special reinforced concrete moment frames ^g	12.2.5.5 and 14.2	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
4. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	1½	1¼	1½	35	35	NP	NP	NP
5. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	1	1¼	1	35	NP	NP	NP	NP
6. Timber frames	14.5	1½	1½	1½	35	35	35	NP	NP
H. STEEL SYSTEMS NOT SPECIFICALLY DETAILED FOR SEISMIC RESISTANCE, EXCLUDING CANTILEVER COLUMN SYSTEMS	14.1	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

^aResponse modification coefficient, R , for use throughout the standard. Note R reduces forces to a strength level, not an allowable stress level.
^bDeflection amplification factor, C_d , for use in Sections 12.8.6, 12.8.7, and 12.9.2.
^cNL = Not Limited and NP = Not Permitted. For metric units use 30.5 m for 100 ft and use 48.8 m for 160 ft.
^dSee Section 12.2.5.4 for a description of seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, h_n , of 240 ft (73.2 m) or less.
^eSee Section 12.2.5.4 for seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, h_n , of 160 ft (48.8 m) or less.
^fOrdinary moment frame is permitted to be used in lieu of intermediate moment frame for Seismic Design Categories B or C.
^gWhere the tabulated value of the overstrength factor, Ω_o , is greater than or equal to 2½, Ω_o is permitted to be reduced by subtracting the value of 1/2 for structures with flexible diaphragms.
^hSee Section 12.2.5.7 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.
ⁱSee Section 12.2.5.6 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.
^jSteel ordinary concentrically braced frames are permitted in single-story buildings up to a structural height, h_n , of 60 ft (18.3 m) where the dead load of the roof does not exceed 20 psf (0.96 kN/m²) and in penthouse structures.
^kAn increase in structural height, h_n , to 45 ft (13.7 m) is permitted for single story storage warehouse facilities.
^lIn Section 2.2 of ACI 318. A shear wall is defined as a structural wall.
^mIn Section 2.2 of ACI 318. The definition of "special structural wall" includes precast and cast-in-place construction.
ⁿIn Section 2.2 of ACI 318. The definition of "special moment frame" includes precast and cast-in-place construction.
^oAlternately, the seismic load effect with overstrength, E_{ob} , is permitted to be based on the expected strength determined in accordance with AISI S110.
^pCold-formed steel – special bolted moment frames shall be limited to one-story in height in accordance with AISI S110.