

# ANÁLISIS COMPARATIVO DE PORTICOS DISEÑADOS CON VARIOS CODIGOS SISMORESISTENTES.

**Marlon F. Valarezo Aguilar<sup>1</sup>, Vinicio A. Suárez Chacón<sup>2</sup>,  
Yorky P. Zapata<sup>3</sup>, José L. Morocho<sup>4</sup>**

<sup>1</sup>Docente Investigador del Área de Estructuras de la Universidad Técnica Particular de Loja, Loja-Ecuador, [mvalarezo@utpl.edu.ec](mailto:mvalarezo@utpl.edu.ec) (07) 2570 275 ext. 2939

<sup>2</sup> Director de la Unidad de Ingeniería Civil Geología y Minas de la UTPL, [vasuarez@utpl.edu.ec](mailto:vasuarez@utpl.edu.ec) (07) 2570275 ext 2928

<sup>3</sup>Docente Investigador del Área de Estructuras de la UTPL, Loja-Ecuador, [vpzapata@utpl.edu.ec](mailto:vpzapata@utpl.edu.ec) (07) 2570 275 ext. 2938

<sup>4</sup>Asistente de Investigación de la Unidad de Ingeniería Civil de la UTPL, Loja-Ecuador, [jlmorocho@utpl.edu.ec](mailto:jlmorocho@utpl.edu.ec)

*El diseño sismo-resistente en los países latinoamericanos y de aquellos que usan el código internacional IBC es gobernado por métodos basados en fuerzas. El objeto de estos métodos es encontrar una estructura que bajo fuerzas laterales reducidas cumpla con ciertos límites de deriva. En este documento se evalúa el desempeño de pórticos diseñados con estos métodos. Además con objeto de comparación, se aplican las metodologías de diseño basadas en desplazamientos, que propone el libro azul de la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California "SEAOC" denominadas: "Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)" y "Diseño Basado en Iguales Desplazamientos (EBD)". La muestra para la investigación se compone de 4 pórticos planos de 4, 6, 8 y 12 pisos, cada uno de los pórticos se diseño de acuerdo a los códigos vigentes de Colombia, Chile, Ecuador, Perú, Venezuela y el IBC que se basan en fuerzas. Así mismo se realizo el diseño de acuerdo al DDBD y EBD, obteniéndose en total 32 diseños diferentes. Luego el desempeño fue verificado mediante Análisis No Lineal de Historia en el Tiempo "ANHT" usando ocho acelerogramas compatibles con el espectro de diseño. La efectividad de los métodos es establecida en función de: 1) Deformada máxima del pórtico obtenida del ANHT, con respecto a la asumida en el diseño; y 2) Deriva obtenida de la verificación del ANHT, con respecto a la de diseño. También se hace una comparación de los diseños, de acuerdo al volumen de hormigón y acero requeridos por la estructura. Con los resultados obtenidos se detallan las fortalezas y debilidades de los métodos basados en fuerzas y los métodos basados en desplazamientos. Se encontró que los códigos de Perú y Colombia ofrecen los diseños más costosos. El DDBD es un método racional que resulta efectivo para el diseño sismo-resistente de estructuras.*

## 1. INTRODUCCIÓN

En general los métodos basados en fuerzas reducen la demanda elástica de fuerza de la estructura frente a un sismo, mediante un factor de modificación de respuesta R. El valor de R depende generalmente de la configuración en planta y elevación de la estructura y del índice de importancia de la misma. Además estos métodos establecen un límite máximo de deriva de piso. Estos métodos no consideran que la rigidez dependa de la resistencia.

Los métodos basados en fuerzas modelan a la estructura en su estado elástico antes que se formen rotulas plásticas. Se asume un periodo, una rigidez y se obtienen los desplazamientos. Mientras que DDBD considera a la estructura en estado de deformación limite, articulando los nudos en la base y con un momento que resista el cortante basal.

El EBD es un procedimiento que usa un diseño elástico y relaciona la respuesta elástica con la respuesta inelástica basado en el principio de iguales desplazamientos. De acuerdo a Newmark y Hall los desplazamientos de respuesta inelásticos de un sistema son aproximadamente iguales a los desplazamientos de respuesta elásticos de un sistema equivalente con igual rigidez inicial. Tanto el DDBD como el EBD parten de un desplazamiento de diseño y obtienen las fuerzas con las cuales se modela y diseña la estructura.

## 2. REVISIÓN DE LOS METODOS DE DISEÑO

A continuación se describen los métodos de diseño comparados en la presente investigación.

### 2.1 Método Estático de la Fuerza Lateral Equivalente

El proceso estático para el cálculo de la fuerza sísmica lateral equivalente, se emplea en los códigos de diseño de Colombia, Chile, Ecuador, Perú, Venezuela y en el código internacional IBC. El método parte desde la determinación del periodo elástico.

#### 2.3.1 Periodo

La estimación del periodo elástico  $T$  (Eq.1), esta en función de la altura total de la estructura  $h_n$ , y de  $C_t$ , valor que depende del tipo de edificación estructural. Para concreto reforzado se utiliza un valor de  $x$  igual a 0.75 en los códigos de Ecuador, Chile, Colombia y Venezuela y de 0.9 según el IBC. La ecuación 2 se emplea en el código de Perú.

$$T_1 = C_t \cdot hn^x \quad [1]$$

$$T_1 = \frac{hn}{C_T} \quad [2]$$

#### 2.3.2 Corte basal.

El Cortante basal de diseño  $V$ , se determina en función de la aceleración espectral  $S_a$ , el coeficiente de reducción de la fuerza sísmica  $R$  y el peso de la estructura  $W$ .

$$V = \frac{S_a}{R} W \quad [3]$$

La fuerza sísmica se la distribuye a los pisos y nudos en función de su peso y altura. Los códigos de Ecuador, Perú y Venezuela consideran la aplicación de una fuerza adicional  $F_t$  concentrada en el último nivel de la edificación (Eq.4-5).  $F_t$  esta en función del número de pisos y se calcula de acuerdo al código de cada país.

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad [4]$$

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad [5]$$

El código chileno incluye el factor por piso  $A_k$  en el cálculo de las fuerzas sísmicas (Eq.6).  $A_k$  depende de la altura y número de niveles del edificio. Así mismo en el código de Colombia y en el IBC se afecta a la altura de cada piso con el factor  $k$  (Eq.7), que está en función del periodo de la estructura.

$$F_x = \frac{A_x W_x}{\sum_{i=1}^n A_k W_i} V \quad [6]$$

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V \quad [7]$$

La tabla 1 detalla los parámetros que cada uno de los códigos emplean en el procedimiento de diseño basado en fuerzas.

### 2.3.3 Análisis estático

El análisis estático de la estructura se realiza modelando el pórtico con la geometría establecida en el predimensionamiento y las fuerzas laterales aplicadas en los nudos de cada piso. En el método se considera una reducción de la rigidez de los elementos estructurales. Así por ejemplo el código de Ecuador emplea para el modelamiento secciones agrietadas de 0.5 para vigas y 0.8 para columnas, en función de la inercia de la sección gruesa. Una vez obtenidos los desplazamientos se determina el periodo fundamental de la estructura  $T_2$  con la ecuación establecida por Rayleigh. La relación  $T_2/T_1$  no debe ser mayor a los valores estipulados en cada código.

$$T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot \delta_i^2}{g \cdot \sum f_i \delta_i}} \quad [8]$$

Con el nuevo periodo y el cortante basal de diseño recalculado se determinan los desplazamientos  $\delta_i$  y las derivas de piso  $\Delta_e$ . El chequeo de derivas se realiza con la respuesta inelástica máxima en derivas de la estructura. Las derivas inelásticas  $\Delta_i$  se obtienen al multiplicar las derivas elásticas  $\Delta_e$  por el factor de reducción de respuesta sísmica  $R$ , según cada código.

$$\Delta_e = \frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{h_x} \quad [9]$$

**Tabla 1. Parámetros de Diseño según códigos basados en Método de Fuerzas.**

PARAMETRO		ECUADOR	COLOMBIA	CHILE	PERU	VENEZUELA	IBC
PERIODO	$C_t$	0.08	0.08	-	35	0.07	0.044
	$T_2/T_1$	1.3	1.2	-	-	1.4	-
CORTANTE	$R$	10	7	5	8	6	5
	$F_t$	$0.07TV \leq 0.25V$ $T \leq 0.7 : F_t = 0$	$T \leq 0.5 : k=1$ $0.5 \leq T \leq 2.5 : k = 0.75+0.5T$ $2.5 \leq T : k=2$	$A_k = [1 - (Z_{k-1}/H)]^{1/2} - [1 - Z_k/H]^{1/2}$	$0.07TV < 0.15V$	$F_t = [0.06(T/T^*) - 0.02]V$ $0.04V \leq F_t \leq 0.10V$	$T \leq 0.5 : k = 1$ $T \geq 2 : k = 2$
Deriva inelastica		$R.\Delta e$	$R.\Delta e$	$R.\Delta e$	$0.75 R.\Delta e$	$R.\Delta e$	$R.\Delta e$
deriva máx.		0.02	0.01	0.015	0.007	0.018	0.015
restricciones metodo fuerza equivalente		-	edificaciones >20 niveles o 60m	edificaciones > 20m	edificaciones > 45m ó con muros portantes > 15 m	edificaciones > 10 pisos o 30m	edificaciones regulares

$\Delta e$  = deriva elástica

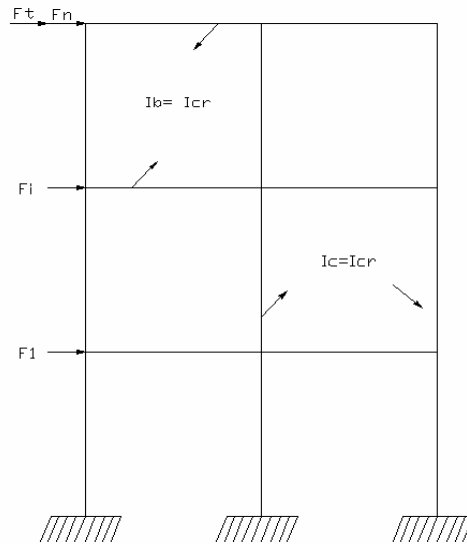
$A_c$  = area efectiva muros

$H$  = altura del nivel más alto sobre el nivel basal

$Z_k, Z_{k-1}$  = altura sobre la base de los niveles  $k$  y  $k-1$

$T^*$  = factor que depende del tipo de suelo

Si las derivas inelásticas obtenidas  $\Delta_I = R \cdot \Delta_e$ , son mayores a las derivas permitidas en cada código  $\Delta_m$ , se debe rediseñar la estructura, aumentando las secciones de los elementos. Con el cortante determinado y distribuido en los nudos se pueden encontrar las acciones de miembro individual y continuar con el diseño para las combinaciones de carga requeridas.



**Figura 1. Modelo de pórtico métodos basados en fuerzas.**

## 2.2 Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

El Diseño Directo Basado en Desplazamientos (SEAOC Blue Book 2000) es un procedimiento que permite obtener las fuerzas de diseño sísmico partiendo de un desplazamiento meta. Este método se basa en la transformación de la estructura real, en un sistema de un grado de libertad de masa equivalente, rigidez efectiva, periodo efectivo y amortiguamiento viscoso equivalentes.

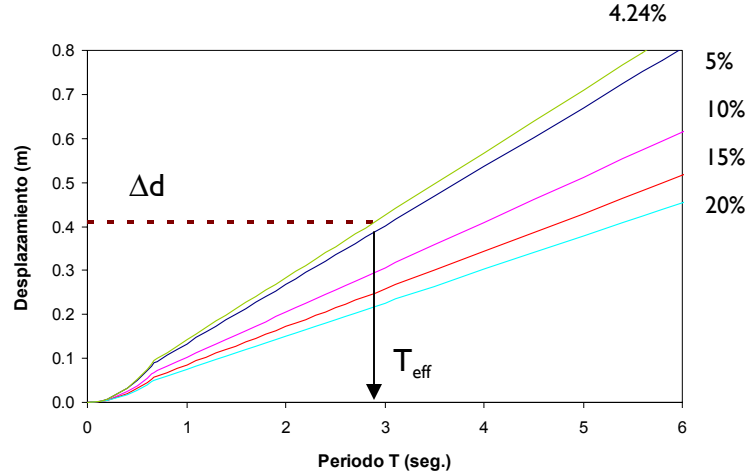
### 2.2.1 Desplazamiento meta

El desplazamiento meta  $\Delta_T$  se estima en función de: la deriva adoptada  $\delta_I$ , que depende del nivel de desempeño de la estructura; de la altura total de edificio  $h_R$ ; de  $k_1$ , factor relacionado con la altura del edificio (obtenido en base a la relación entre la estructura real y la estructura equivalente); y de  $k_2$ , factor que relaciona la forma del desplazamiento esperado con una forma lineal de desplazamiento.

$$\Delta_T = \delta_I h_R k_1 k_2 \quad [10]$$

### 2.2.2 Periodo efectivo

Con el desplazamiento meta determinado, ingresamos en el espectro de desplazamientos (Fig.2) y se procede a leer el periodo efectivo  $T_{eff}$ , para el nivel de amortiguamiento equivalente.



**Figura 2. Espectro de desplazamientos para varios niveles de amortiguamiento.**

El espectro de desplazamientos se obtiene del espectro de respuesta elástico para la demanda sísmica escogida, dividiendo la aceleración espectral  $S_a(g)$  para la frecuencia (Eq.9). El mismo espectro para diferentes niveles de amortiguamiento (Eq.10) se obtiene de acuerdo al eurocódigo 8 (1996).

$$\Delta_{T,5\%} = \frac{S_a}{W^2} = \frac{S_a}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2} \quad [11]$$

$$\Delta_{T,\xi\%} = \Delta_{T,5\%} \left( \frac{7}{2 + \xi_{eq}} \right)^{1/2} \quad [12]$$

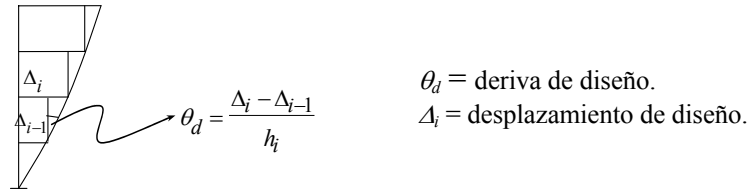
El amortiguamiento viscoso equivalente (Eq.11) es calculado según Dwairy (2004), en donde  $\xi_v$  es el amortiguamiento elástico correspondiente al 5% y  $\xi_{eq}$  es el amortiguamiento viscoso equivalente para el máximo desplazamiento.

$$\xi_{eq} = \xi_v + C_{LT} \left( \frac{\mu - 1}{\pi \mu} \right) \% \quad [13]$$

La demanda de ductilidad  $\mu$  se consigue dividiendo el desplazamiento de fluencia estimado  $\theta_d$  para el desplazamiento de fluencia  $\theta_y$ . El desplazamiento de fluencia se encuentra en función de la luz del claro  $l_b$ , el peralte de la viga  $h_b$  y la deformación unitaria del acero  $\varepsilon_y$  (Priestley 1998).

$$\mu = \theta_d / \theta_y \quad [14]$$

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y l_b / h_b \quad [15]$$



**Figura 3. Deriva y desplazamiento métodos basados en desplazamientos.**

### 2.2.3 Rigidez efectiva del sistema

Partiendo del principio de período fundamental de un oscilador simple (Eq.14), obtenemos la rigidez efectiva del sistema  $K_{eff}$ . En donde la masa efectiva  $m_{eff} = M.k_3$ , y  $k_3$  es un factor que relaciona la masa efectiva con la masa total del sistema.

$$K_{eff} = 4\pi^2 m_{eff} / T_{eff}^2 \quad [16]$$

### 2.2.4 Corte basal

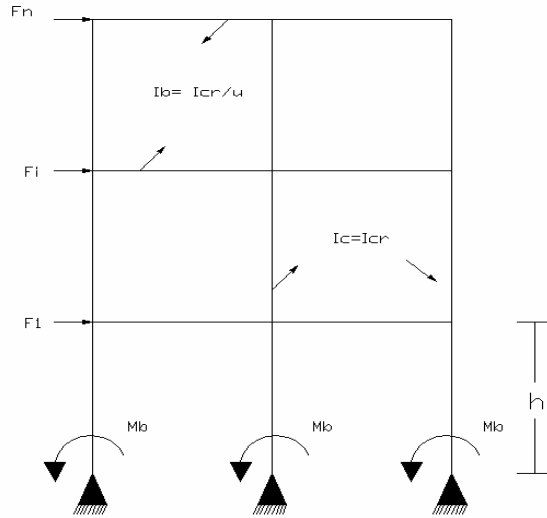
El cortante basal se obtiene multiplicando la rigidez efectiva del sistema por el desplazamiento de diseño.

$$V_{basal} = K_{eff} \Delta_T \quad [17]$$

La distribución del cortante basal de diseño, a cada nivel de piso, se realiza en función de los desplazamientos (Eq.16).

$$F_i = \frac{m_i \Delta_i}{\sum m_i \Delta_i} V_{basal} \quad [18]$$

El modelo a analizar debe ser tal que las vigas representen una reducción de su rigidez, debido a que estarán sometidas a acciones inelásticas, para esto la rigidez de las vigas  $I_{cr}$  debe ser dividida para la ductilidad de piso  $\mu$ . La inercia agrietada de las columnas se considera 0.7 veces la inercia de la sección gruesa. Para las vigas se considera una reducción de su rigidez en un 50% de la inercia de la sección gruesa. En las columnas del primer piso a nivel de la base se formaran rótulas plásticas y para modelarlas, se considera los nudos como articulados. Se aplica un momento  $M_b = 0.7hV_c$  en cada articulación, donde  $V_c$  representa una porción del cortante total en la base (aproximadamente igual al cortante total dividido para el numero de columnas del pórtico) y  $h$  es la altura del primer nivel.



**Figura 4. Modelo de pórtico métodos basados en desplazamientos.**

Luego de modelado el pórtico se obtendrán los momentos de diseño en la cara de las columnas y el armado de las secciones que resistan las solicitaciones de diseño.

### 2.3 Diseño Basado en Iguales Desplazamientos (EBD)

El EBD sigue los mismos lineamientos que el DDBD pero con mínimas diferencias. El desplazamiento meta se estima en función de la deriva de diseño, la altura del edificio y las constantes  $k_1$  y  $k_2$  que se detallan claramente en la sección 2.2. Con el desplazamiento meta se determina el periodo inicial  $T_i$  del espectro de desplazamientos para un amortiguamiento del 5%. Posteriormente se encuentra la rigidez inicial  $K_i$  que se establece en función del periodo inicial  $T_i$  (Ec.19). El cortante basal  $V_y$  se determina en función de la rigidez inicial, desplazamiento meta, y ductilidad. La distribución de fuerzas se efectúa de igual forma que en DDBD.

$$K_i = 4\pi^2 M_{eff} / T_i^2 \quad [19]$$

$$V_y = K_i \cdot \Delta_T / \mu \quad [20]$$

## 3. ANALISIS NO LINEAL DE HISTORIA EN EL TIEMPO (ANHT)

Para la verificación de los diseños se emplea la metodología conocida como Análisis No Lineal de Historia en el Tiempo “ANHT”. El ANHT encuentra la respuesta de la estructura en cada instante de tiempo a lo largo de la duración de un sismo, es decir se obtiene la historia de desplazamientos, fuerzas y momentos de cada uno de los elementos del pórtico. Para su desarrollo se requiere uno o más acelerogramas que representen el sismo de diseño [Paulay y Priestley 1992] y la ayuda de un poderoso programa.

En esta investigación se utilizaron el programa Ruaumoko [Carr 1996] y ocho acelerogramas reales compatibles con el espectro de diseño. El alcance de este método en la investigación es verificar la exactitud con la que predicen la deriva de piso los métodos basados en fuerzas y los métodos basados en desplazamientos.

## 4. DESCRIPCIÓN DEL ESTUDIO REALIZADO

Este estudio se basa en el diseño de 4 pórticos planos de 4, 6, 8 y 12 pisos. Cada pórtico se diseño de acuerdo a los códigos vigentes de Colombia, Chile, Ecuador, Perú, Venezuela y el IBC que se basan en fuerzas. Así mismo se realizo el diseño de acuerdo al DDBD y EBD, obteniéndose un total de 32 diseños diferentes.

### 4.2 Parámetros Generales de Diseño

Las propiedades adoptadas de los materiales son:

$f'c$	$Fy$	$Ec$	$Es$	$\gamma H$
21-28MPa	420MPa	21800MPa	200000MPa	24KN/m <sup>3</sup>

### 4.3 Predimensionamiento de modelos

El sistema de piso consiste en losas armadas en dos direcciones, alivianadas y apoyadas sobre vigas. El espesor de la losa se determino en función de la luz del claro. La carga viva aplicada  $L$  se considero de 2.5 KN/m<sup>2</sup> y la carga muerta asumida se resume en la tabla 2.

**Tabla 2. Espesor y peso de losa para predimensionamiento.**

L(m)	e(cm)	Losa	Paredes	Vigas	C. M. (KN/m <sup>2</sup> )
4	20	3	3	1.3	7.3
5 – 6	25	3.4	3	1.3	7.7
8	30	3.8	3	1.3	8.1

Para las columnas se considera la carga axial actuante  $P_u < 0.2 f'c A_g$ , siendo  $P_u = 1.2D + 1L \pm E$ , combinación de cargas según ACI 318M-05. Se emplea un  $f'c$  de 21MPa para los pórticos de hasta 8 niveles, y de 28MPa para los de 12. La columna crítica se analiza considerando un área cooperante rectangular de lado igual a la luz entre columnas  $L \times L$  y sección de columna rectangular ( $b \times b$ ).

Las vigas se asumen rectangulares ( $b \times h$ ) con cuantía de 1.5 al 2% y área de aporte rectangular de lado igual a la luz entre las columnas. Se han calculado para un momento negativo por carga de gravedad  $M_u$  igual a  $wL^2/11$ . No se considera el aporte de la losa. Para el momento debido a sismo ( $M_s = f.M_u$ ) se ha considerado un factor de mayoración  $f$  igual a 1 para vigas de los pisos superiores, y 1.5 para las vigas de los pisos inferiores, siendo el momento de diseño final  $M_d = M_u + M_s$ . Se verifico el cumplimiento de  $M_n \geq M_d/\phi$ , en donde el momento nominal  $M_n$  se determino de acuerdo a la expresión 20.

$$M_n = \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \left( 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'c} \right) \quad [21]$$

### 4.4 Amenaza Sísmica

La amenaza sísmica se unifico para todos los diseños utilizando un espectro en formato IBC (Fig.5). Se considera un suelo intermedio tipo C según clasificación IBC.

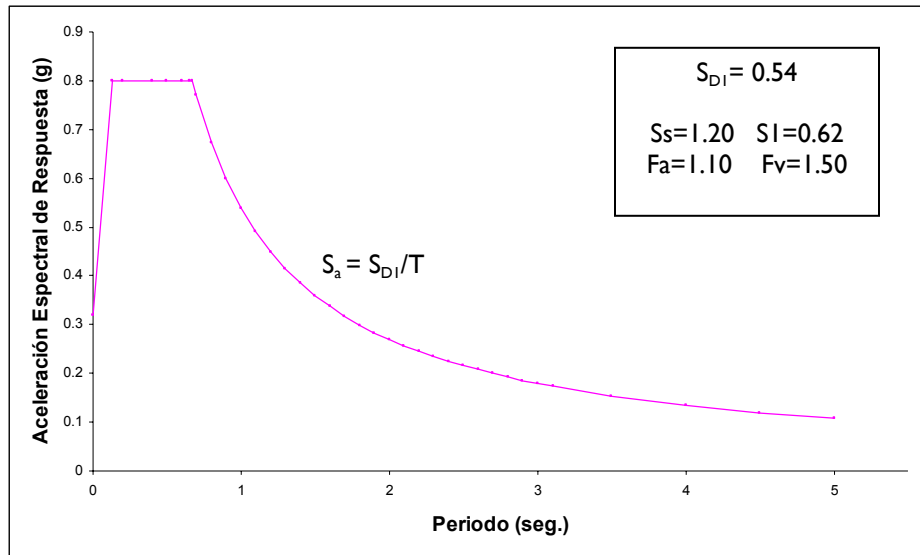


Figura 5. Espectro de diseño 5% amortiguamiento.

## 4.5 Diseño Sismorresistente

### 4.5.1 Métodos basados en fuerzas

En el modelamiento de los pórticos para los códigos de Chile, Venezuela, Perú y el IBC se emplean factores de reducción de rigidez de 0.35 para vigas y 0.7 para columnas, de acuerdo a ACI 318M-05. Para los códigos de Ecuador y Colombia se emplean los factores descritos en cada uno de ellos. Colombia especifica un factor de 0.35 para vigas y 0.7 para columnas. Se verifica el cumplimiento de las derivas de piso y se procede al diseño en hormigón armado de acuerdo a ACI 318M.

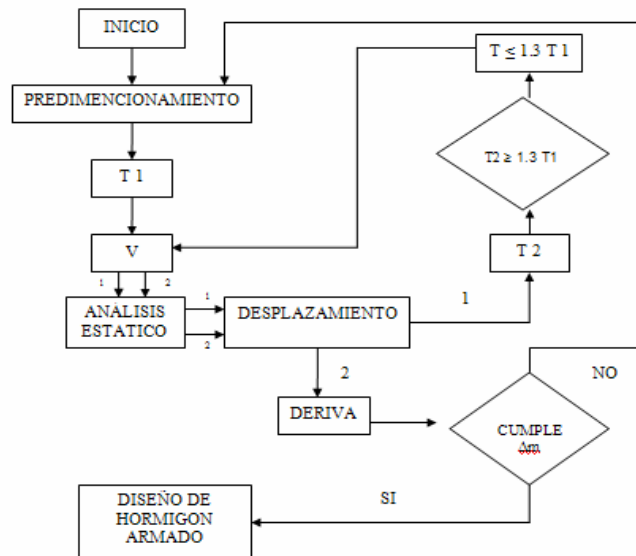
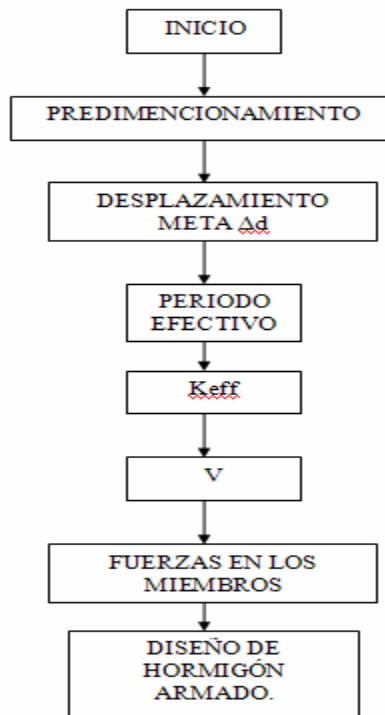


Figura 6. Proceso empleado por los métodos basados en fuerzas.

#### 4.5.2 Métodos basados en desplazamientos

En los diseños basados en desplazamientos se parte de una deriva impuesta de 0.03 para marcos de concreto reforzado con un nivel de desempeño SP3 (seguridad de vida). La ductilidad es 6.2 para el mismo nivel de desempeño según tabla 1.5 del SEAOC. Los factores  $k_1=0.65$ ,  $k_2=0.84$  y  $k_3=0.82$  se obtienen interpolando de la tabla 1.7 del SEAOC para un sistema tipo marco resistente a momento. La obtención del desplazamiento meta (Ec.10) y los pasos siguientes se describen en la sección 2.2.



**Figura 7. Proceso empleado por los métodos basados en desplazamientos.**

Con el objeto de obtener una mejor distribución de resistencias a lo largo de las vigas se realizó una redistribución de momentos únicamente para el estado de carga sísmica a todos los diseños. El procedimiento aplicado para la redistribución de momentos se basa en la igualdad de los momentos superiores e inferiores en las caras de las columnas [Paulay y Priestley 1992]. El momento en las columnas se calculó para cada piso  $M_c = (M_{(+)} + M_{(-)}) / 2$  multiplicado por un factor de sobrerresistencia de 1.25. Este momento fue comparado con el momento que se produce en la base de las columnas del primer nivel determinado aproximadamente como  $M=0.6hV/5$  para este caso. El mayor de los momentos obtenidos es el que se le asignó a la sección para obtener las propiedades requeridas para el ANHT. La tabla 3 presenta los 32 diseños obtenidos y a manera de ejemplo la tabla 4 detalla parte del procedimiento realizado para un pórtico de 12 pisos.

Tabla 3. Diseños obtenidos en el estudio.

12 PISOS	ECUADOR	CHILE	COLOMBIA	PERU	VENEZUELA	IBC	DDBD	EBD	
T (s)	1.71	1.65	1.32	1.2	1.16	1.27			
V (KN)	1195.78	2977.97	3238.25	3159.41	3662.86	4239.48	903.76	496.82	
Ft (KN)	143.13			265.39					
W (KN)	37866.24	45496.8	55404	56167.2	47001.6	49919	36552.96	36552.96	
COLUMNA	150x150	170x170	190x190	190x190	170x170	180x180	150x150	150x150	
VIGA	sup.	60x75	80x90	100x115	100x120	90x90	90x100	50x70	50x70
	inf.	60x80	80x100	100x125	100x130	90x100	90x110	60x70	60x70
<b>8 PISOS</b>									
T (s)	1.2	0.97	0.97	1	0.85	0.88	-	-	
V (KN)	546.29	1981.58	1388.42	1240.16	1576.96	2079.93	383	222.4	
Ft (KN)	45.89	-	-	-	86.81	110.39	-	-	
W (KN)	12139.8	17866.8	17526.06	18372.78	14929.2	17002.8	12139.8	12139.8	
COLUMNA	95x95	100x100	110x110	110x110	100x100	95x95	95x95	95x95	
VIGA	45x60	90x100	80x100	90x100	70x80	60x70	45x60	45x60	
<b>6 PISOS</b>									
T (s)	1.12	0.91	0.66	0.65	1.22	0.68	-	-	
V (KN)	285.44	856.52	1184.21	1059.92	448.11	1515.82	224.26	125.84	
Ft (KN)	15.68	-	-	44.52	17.41	-	-	-	
W (KN)	5814.48	7216.95	9939.1	9892.6	6074.4	9544.08	7216.95	7216.95	
COLUMNA	70x70	85x85	130x130	110x110	70x70	110x110	70x70	70x70	
VIGA	SUP.	40x45	55x60	65x75	75x80	45x50	65x80	40x45	40x45
	INF.	40x50	55x65	70x75	80x80	50x50	70x80	40x50	40x50
<b>4 PISOS</b>									
T (s)	0.75	0.73	0.43	0.44	0.71	0.47	-	-	
V (KN)	156.09	358.06	648.24	531.09	799.35	642.09	109.71	17.69	
Ft (KN)	8.22	-	-	-	12.21	-	-	-	
W (KN)	2175.72	2433.6	3588.48	3458.28	2359.2	2812.8	2114.28	2114.28	
COLUMNA	45x45	80x80	50x50	75x75	50x50	60x60	45x45	45x45	
VIGA	40x40	60x70	45x50	60x70	40x50	50x60	35x40	35x40	

Tabla 4. Distribución de fuerzas, desplazamientos y derivas de diseño para un pórtico de 12 pisos.

PISO	ECUADOR				CHILE					COLOMBIA k=1.41				PERU			
	Wi (KN)	Fi (KN)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i$	W (KN)	Ak	Fi (KN)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i$	W (KN)	Fi (KN)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i$	W (KN)	Fi (KN)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i$
12	2431.0	270.5	0.609	0.013	3034.6	0.29	722.3	0.432	0.009	3849.4	504.3	0.307	0.005	3913.0	644.4	0.228	0.004
11	3199.0	153.6	0.564	0.013	3802.6	0.12	374.9	0.400	0.010	4617.4	535.1	0.290	0.006	4681.0	415.6	0.214	0.004
10	3199.0	139.6	0.518	0.015	3802.6	0.09	287.7	0.365	0.011	4617.4	467.8	0.270	0.007	4681.0	377.8	0.199	0.005
9	3199.0	125.7	0.467	0.016	3802.6	0.08	242.5	0.328	0.012	4617.4	403.2	0.246	0.008	4681.0	340.0	0.182	0.006
8	3199.0	111.7	0.411	0.017	3802.6	0.07	213.7	0.287	0.012	4617.4	341.5	0.219	0.009	4681.0	302.2	0.162	0.006
7	3199.0	97.7	0.350	0.018	3802.6	0.06	193.2	0.245	0.013	4617.4	282.9	0.189	0.009	4681.0	264.5	0.140	0.007
6	3240.0	84.9	0.287	0.018	3908.2	0.06	182.6	0.201	0.012	4744.6	233.9	0.157	0.009	4808.2	232.8	0.117	0.007
5	3240.0	70.7	0.224	0.018	3908.2	0.05	169.9	0.157	0.012	4744.6	180.9	0.124	0.009	4808.2	194.0	0.093	0.007
4	3240.0	56.6	0.161	0.017	3908.2	0.05	159.6	0.114	0.012	4744.6	132.1	0.091	0.009	4808.2	155.2	0.069	0.007
3	3240.0	42.4	0.103	0.015	3908.2	0.05	151.0	0.074	0.010	4744.6	88.0	0.059	0.008	4808.2	116.4	0.045	0.006
2	3240.0	28.3	0.051	0.010	3908.2	0.04	143.6	0.038	0.008	4744.6	49.7	0.031	0.006	4808.2	77.6	0.024	0.005
1	3240.0	14.1	0.015	0.004	3908.2	0.04	137.2	0.011	0.003	4744.6	18.7	0.009	0.003	4808.2	38.8	0.007	0.002

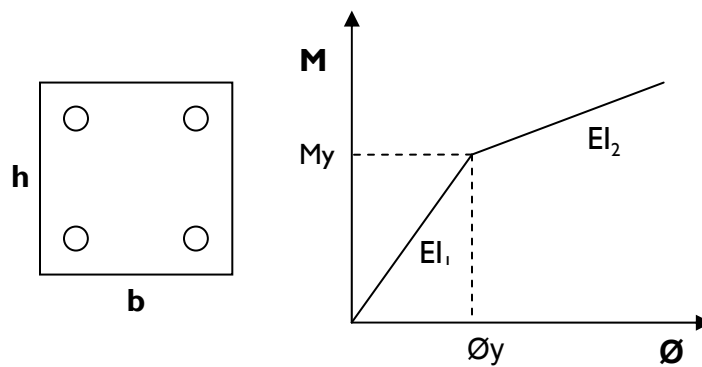
PISO	VENEZUELA				IBC k=1.51				DDBD		EBD	
	W (KN)	Fi (KN)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i$	W (KN)	Fi (KN)	$\delta_i$ (m)	$\Delta_i$	m (KN s <sup>2</sup> /m)	Fi (KN)	m (KN s <sup>2</sup> /m)	Fi (KN)
12	3153.4	687.3	0.595	0.011	3397.6	674.5	0.454	0.008	233.9	107.4	233.9	59.0
11	3921.4	491.2	0.556	0.012	4165.6	724.9	0.426	0.009	312.2	131.4	312.2	72.2
10	3921.4	446.5	0.513	0.014	4165.6	627.4	0.394	0.011	312.2	119.5	312.2	65.7
9	3921.4	401.9	0.464	0.016	4165.6	534.9	0.357	0.012	312.2	107.5	312.2	59.1
8	3921.4	357.2	0.410	0.017	4165.6	447.5	0.315	0.013	312.2	95.6	312.2	52.5
7	3921.4	312.6	0.351	0.018	4165.6	365.6	0.270	0.014	312.2	83.6	312.2	46.0
6	4040.2	276.0	0.289	0.018	4282.2	297.6	0.222	0.014	321.9	73.9	321.9	40.6
5	4040.2	230.0	0.227	0.018	4282.2	225.8	0.174	0.014	321.9	61.6	321.9	33.9
4	4040.2	184.0	0.165	0.017	4282.2	161.0	0.127	0.013	321.9	49.3	321.9	27.1
3	4040.2	138.0	0.107	0.015	4282.2	104.2	0.082	0.011	321.9	37.0	321.9	20.3
2	4040.2	92.0	0.055	0.011	4282.2	56.4	0.042	0.008	321.9	24.6	321.9	13.6
1	4040.2	46.0	0.016	0.005	4282.2	19.7	0.012	0.004	321.9	12.3	321.9	6.8

#### 4.6 Verificación de Diseños mediante ANHT

Para la verificación mediante análisis no lineal de historia en el tiempo se considero la formación de rótulas plásticas. La matriz de masas se considero diagonal, formada con el peso propio de la estructura.

El amortiguamiento se consideró con el modelo de Rayleigh proporcional a la Rigidez Tangente, asegurándose que el factor de amortiguamiento crítico en los modos altos de vibración considerados, no pase del 100%. En el proceso de cálculo también se consideró un análisis modal, que utiliza el algoritmo de Householder QR, para resolver las ecuaciones diferenciales.

Los elementos se los modeló como tipo barra, y a su vez se consideró a las vigas como “viga” y a las columnas como “Viga-Columna”. La capacidad efectiva de las secciones armadas, fue obtenida mediante diagramas momento curvatura.



**Figura 8. Diagrama momento curvatura bilineal de una sección.**

A cada sección se le asignó las propiedades elásticas, como son: módulo de elasticidad, área de la sección, momento de inercia y peso por unidad de longitud. La inercia agrietada  $I$  y la relación entre pendientes  $r$ , se obtienen a partir del diagrama bilineal momento-curvatura de la sección (Eq.21 y 22).

$$I = \frac{M_y}{E \phi_y} \quad [22]$$

$$r = \frac{EI_1}{EI_2} \quad [23]$$

La curvatura de fluencia fue estimada en base a los resultados experimentales obtenidos por Priestley (2000), para columnas rectangulares de concreto (Eq.23) y vigas de concreto (Eq.24). En donde  $h_c$  y  $h_b$  son las alturas de la sección transversal de la columna y viga respectivamente.

$$\phi_y = 2.10 \frac{\epsilon_y}{h_c} \quad [24]$$

$$\phi_y = 1.70 \frac{\epsilon_y}{h_b} \quad [25]$$

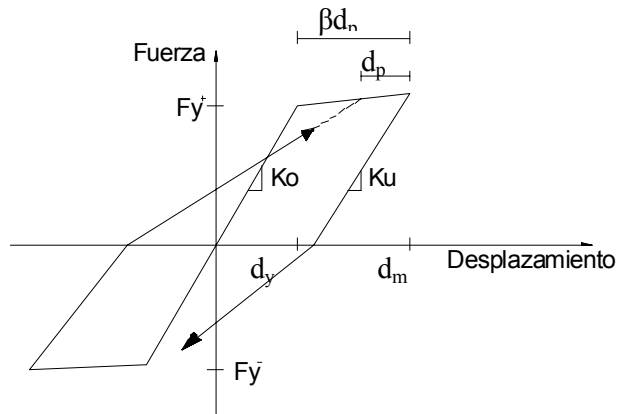
Las condiciones de fluencia de las vigas, se las modeló con los momentos de fluencia por capacidad positiva y negativa de las secciones armadas, en el nudo inicial y final, que es en donde se asume se formarán las rótulas plásticas.

Para las cargas, se ha considerado el peso propio que estará actuando en los nudos, proveniente del peso de vigas y columnas.

La longitud de las rótulas plásticas  $H$  para vigas y para columnas se obtuvieron usando las recomendaciones de Paulay y Priestley (1992), en donde  $L$  es la luz del claro, y  $d_b$  es el diámetro de las varillas.

$$H = 0.08 \frac{L}{2} + 0.022 f_y d_b \quad [26]$$

Los elementos en fluencia de la estructura de concreto fueron modelados usando el comportamiento histerético de Takeda que se indica en la figura 9, basados en la teoría de Emori y Shonbrich (1978), con un factor de descarga de 0.5 para las vigas y de 0 para las columnas, un factor de recarga de rigidez de 0 para las vigas y 0.6 para las columnas, y un factor de recarga de poder de 1. Una explicación de estos factores y de la vibración del modelo histerético es presentada en [Carr, 2004].



**Figura 9. Modelo Histerético de Takeda.**

La figura 10 presenta los desplazamientos máximos obtenidos del ANHT para cada sismo de un pórtico de 12 pisos. Además se compara el perfil promedio de ANHT con el perfil de desplazamientos de diseño de cada código. De igual manera en la figura 11 se evalúa el perfil de derivas de diseño contra el perfil de derivas máximas promedio del ANHT.

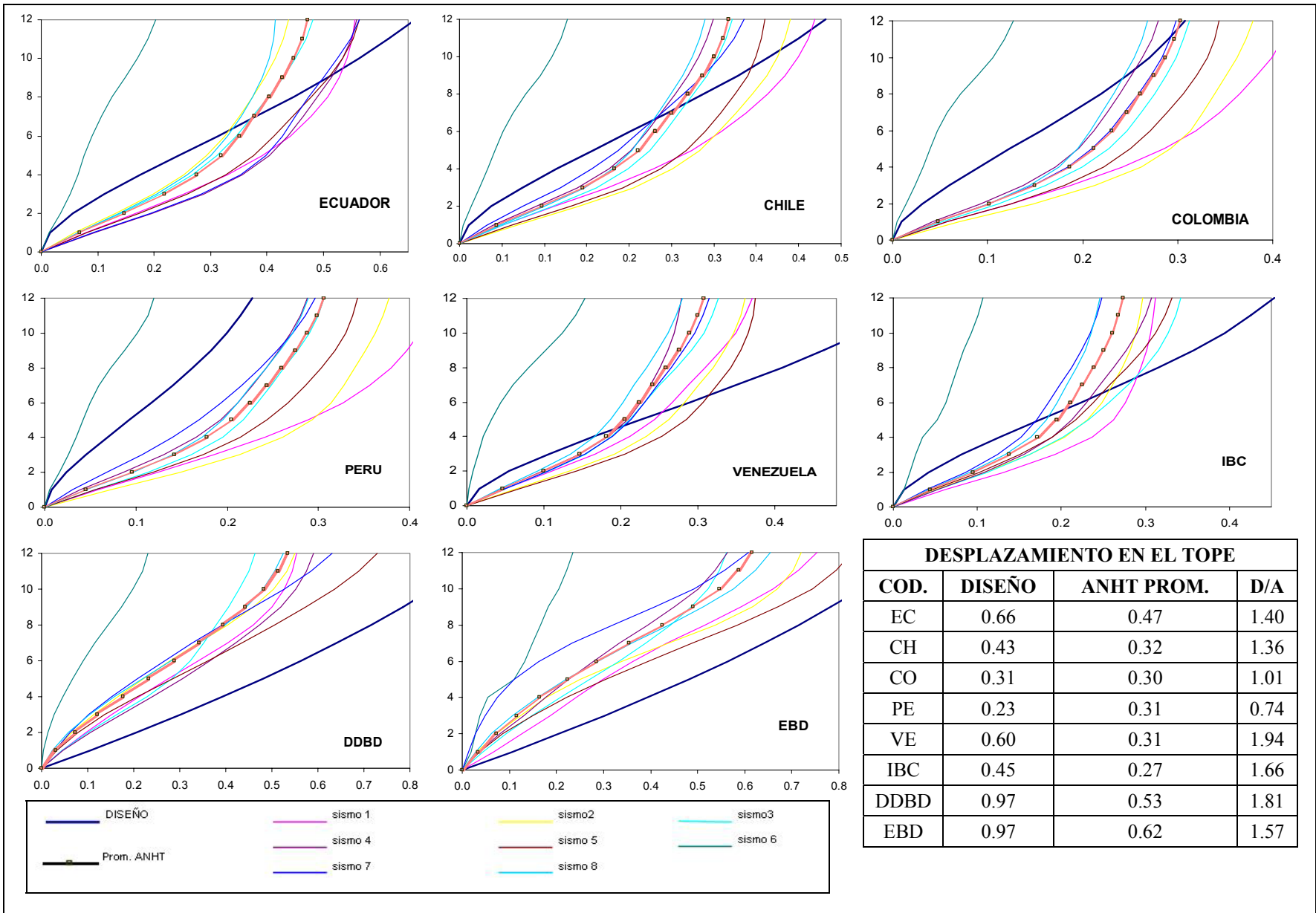
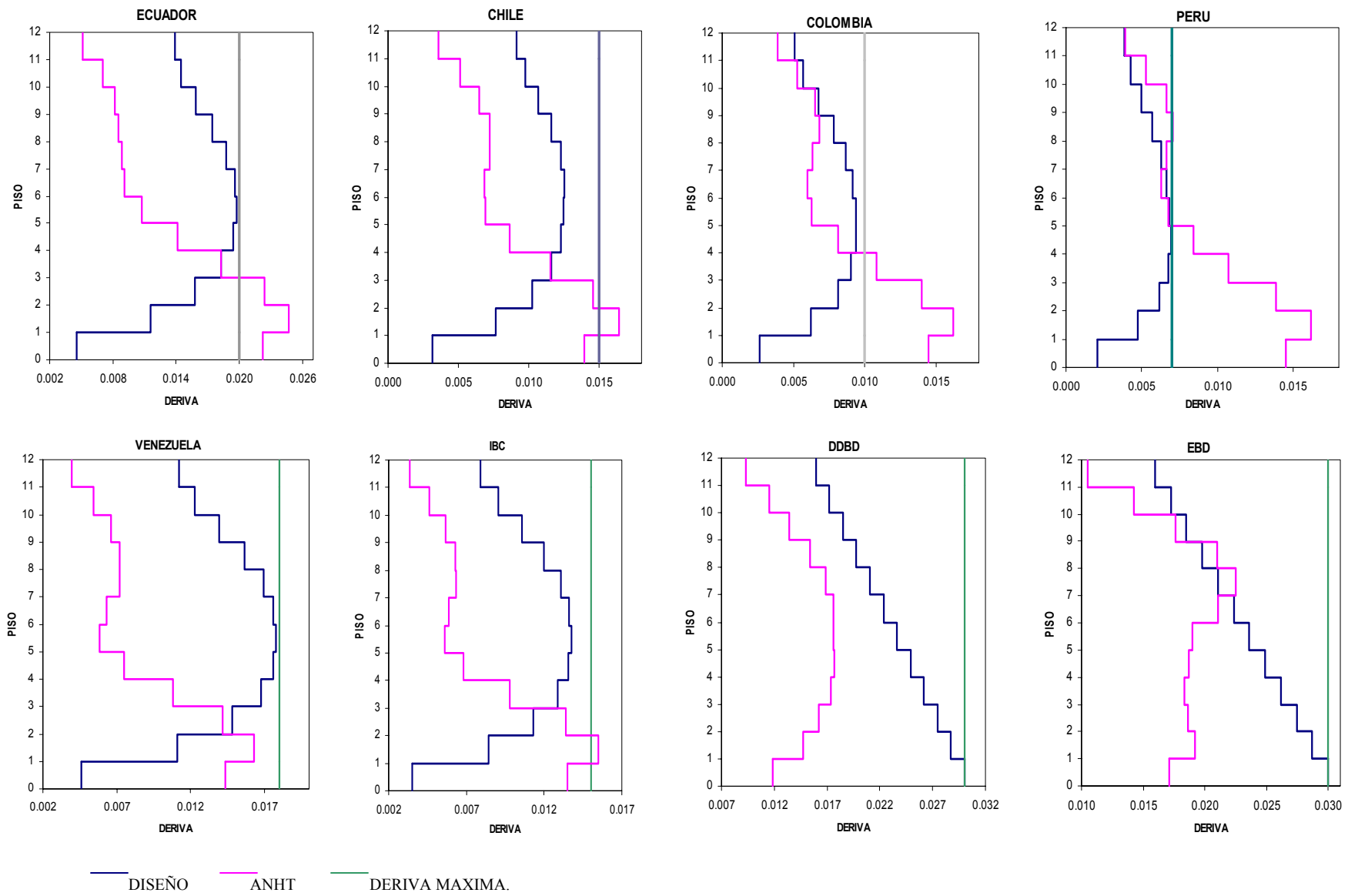


Figura 10. Desplazamientos máximos (eje x) obtenidos de ANHT para un pórtico de 12 pisos (eje y).

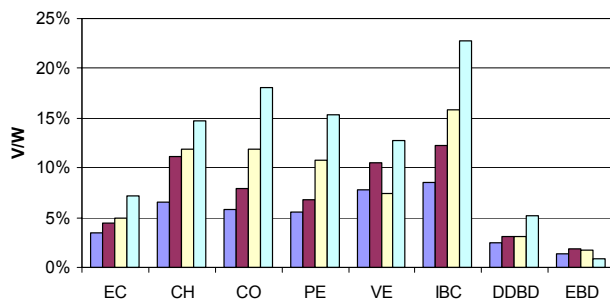


**Figura 11 Derivas de diseño y promedio de derivas máximas de ANHT para un pórtico de 12 pisos.**

## 5. RESULTADOS

Obtenido el diseño para cada código se realiza una comparación de los volúmenes de hormigón y la cantidad de acero empleados por cada pórtico para resistir la amenaza sísmica propuesta (Fig.12). Se puede observar que la demanda de hormigón es superior en los pórticos diseñados según los códigos de Perú y Colombia, siendo estos además los que presentan la relación  $R/\Delta m$  más alta, esto por tener una muy baja deriva máxima permitida. Los códigos de Chile, Venezuela y el IBC requieren un volumen de hormigón medio con una baja relación  $R/\Delta m$  (fig. 12b). El caso extremo se presenta en el pórtico diseñado de acuerdo al código de Ecuador que de los métodos de fuerzas muestra la menor demanda de volumen de hormigón, esto se explica por su elevado factor R (el más alto de los estudiados) que se compensa con una deriva máxima alta (la más alta de los métodos de fuerzas). Los métodos basados en desplazamientos en todos los casos presentan la menor demanda de hormigón.

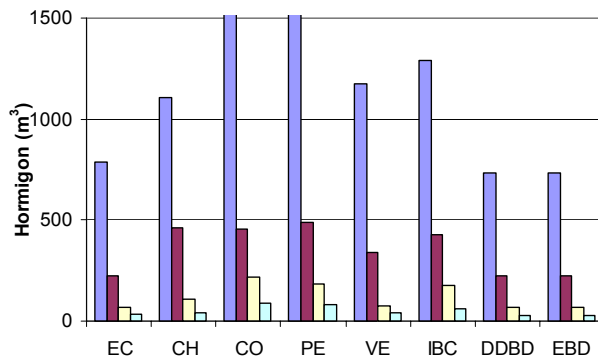
El requerimiento de acero (fig. 12d) se observa superior en los pórticos diseñados según los códigos de Venezuela y el IBC, lo que se explica al utilizar ambos códigos un menor volumen de hormigón ante una mayor fuerza cortante (fig. 12a). De la misma manera los pórticos diseñados según los métodos basados en desplazamientos son en todos los casos los que requieren una menor cantidad de acero, lo cual es lógico si apreciamos que presentan la fuerza cortante más baja y una deriva máxima elevada.



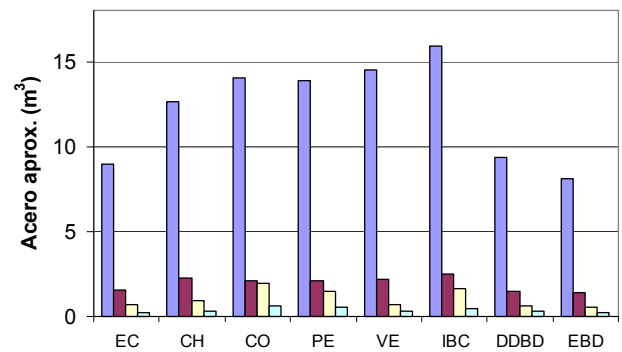
a) Relación cortante peso

	EC	CH	CO	PE	VE	IBC	DD BD	EBD
<b>R</b>	10	5	7	8	6	5		
$\Delta m$ %	2	1.5	1	0.7	1.8	1.5	3	3
<b>R/<math>\Delta m</math></b>	500	333	700	1143	333	333		

b) Relación R-deriva máxima



c) Hormigón requerido



d) Acero solicitado

Figura 12. Comparación de diseños

Del ANHT obtenemos los perfiles de desplazamiento para cada instante de tiempo, los mismos que corresponden al instante en que el desplazamiento máximo ocurre en el tope del edificio. Se evalúa el desplazamiento y deriva esperado en el diseño (D) con el desplazamiento y deriva máxima promedio obtenido del

ANHT (A), obteniendo un índice de cumplimiento (D/A), siendo mejor mientras más cercano se encuentre a 1. Los códigos de Venezuela e IBC presentan muy buenos resultados en cuanto a desplazamiento y deriva (fig. 13). Los métodos basados en desplazamientos se manifiestan conservadores, mientras que los códigos de Colombia y Perú definitivamente se muestran imprecisos.

En la figura 13 se aprecia que de los métodos basados en fuerzas el código de Venezuela es el único que cumple tanto con las derivas límite como con las derivas de diseño. Los métodos basados en desplazamientos cumplen con estos dos requerimientos. Es importante reflexionar que ninguno de los métodos de diseño empleados predice con certeza el piso en el que se producirá la deriva máxima.

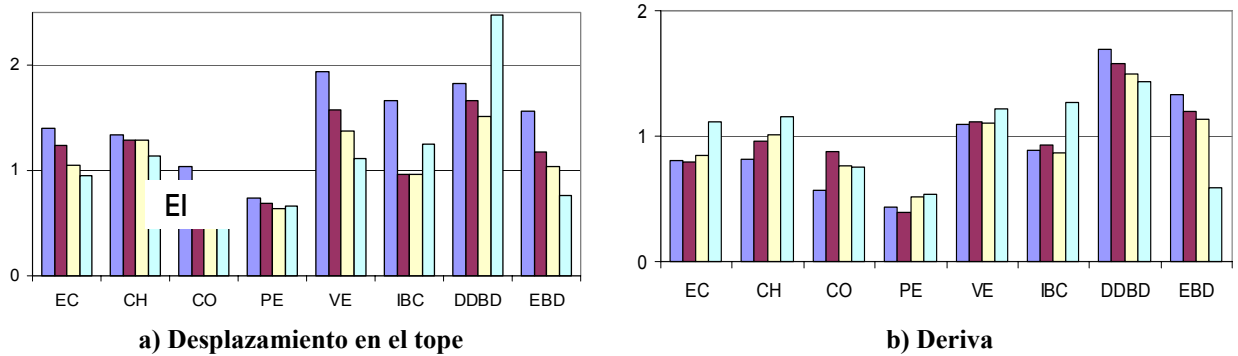


Figura 13. Índice de cumplimiento

Es importante hacer notar que los métodos basados en fuerzas no consideran la relación entre resistencia y rigidez dentro del proceso de diseño. Así por ejemplo si partimos de 2 pórticos A y B de igual configuración estructural y con elementos estructurales de iguales dimensiones. Los dos se diseñan para una deriva máxima  $\Delta_m$  igual. Al aplicar los procesos de diseño (método de fuerzas) a cada uno, se asigna al pórtico A un  $R=10$  y al pórtico B un  $R=8$ . Obtenemos en los dos pórticos un mismo periodo y consecuentemente una rigidez igual. Aplicado el factor R en la obtención de la deriva inelástica es notorio que la deriva inelástica de A es igual a la de B. En el diseño real de estos pórticos, B tendrá mayor cantidad de refuerzo que A, lo que se traduce en que A será de rigidez menor a la rigidez de B. Esto nos conduce a una deriva real de A mayor a B. Lo que se comprueba con el ANHT. Esto marca una clara diferencia con los métodos basados en desplazamientos que si consideran en el proceso de diseño la relación resistencia rigidez.

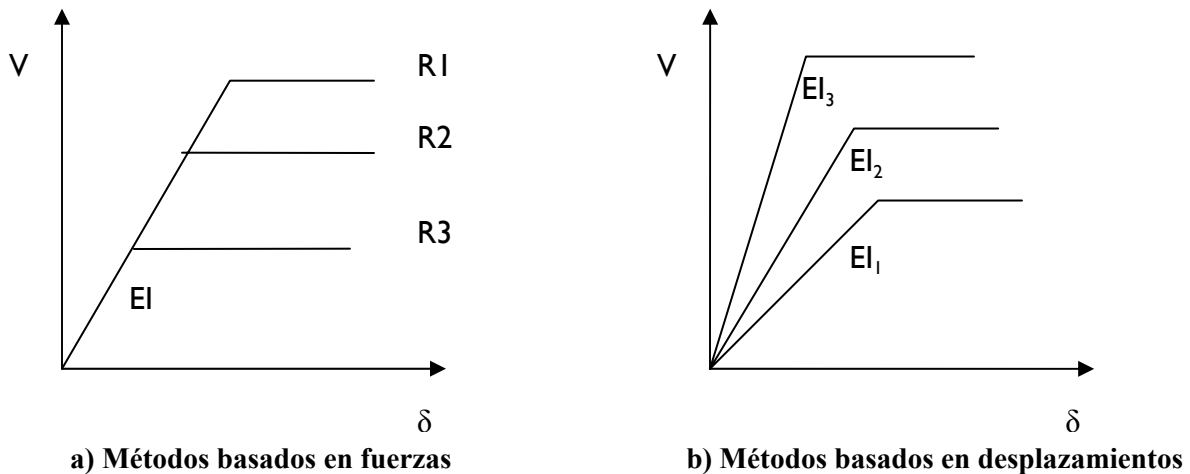


Fig. 14 Comparación conceptual de métodos.

## 6. CONCLUSIONES

- Los pórticos diseñados según los códigos de Perú y Colombia tienen una gran demanda de secciones y armado lo que se repercute en un incremento en el costo de la edificación. Los métodos basados en desplazamientos presentan diseños más económicos, esto debido a la deriva alta que utilizan en el diseño.
- La aplicación del factor R determinado no garantiza el cumplimiento de la estructura con desplazamientos y derivas especificadas.
- Los métodos basados en desplazamientos al ser métodos sencillos de aplicar y demostrado que predicen de mejor manera el comportamiento de la estructura a través de un diseño racional, se presentan como una gran alternativa para el diseño sismorresistente.
- De los métodos basados en fuerza el código de Venezuela y Chile son los que mejor predicen el comportamiento que esta tendrá.
- Se evidencian las limitaciones de los métodos basados en fuerzas, estas son: que la rigidez es tratada en forma independiente de la resistencia, y que los factores R están acoplados a determinados valores de deriva. Por esto no es posible utilizar estos métodos para el análisis por desempeño de estructuras en las que se chequean varios niveles de desempeño (varios límites de deriva bajo distintos niveles de sismo). Los métodos basados en desplazamientos, por el contrario, han sido desarrollados como herramientas del diseño por desempeño y permiten diseñar para cualquier nivel de desempeño.

## 7. REFERENCIAS

- American Concrete Institute-ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete ACI318M, Miami, USA, 2005.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización-INEN, "Código Ecuatoriano de la Construcción CEC, Parte 1: Requisitos Generales de Diseño", Quito, Ecuador, 2001.
- Carr, A.J, "Ruaumoko Program for Inelastic Dynamic Analysis", Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, 1996.
- Carr A.J, "Ruaumoko Users Manual", University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2001.
- Computers and Structures Inc.-CSI, "Etabs 8.26-Program", Berkeley, California, USA. 2004.
- Dwairi, "Equivalent damping in support of direct displacement-based design with applications to multi-span bridges", A dissertation submitted to the graduate Faculty of North Carolina State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, 2004
- FUNVISIS, Norma COVENIN 1756-Venezuela, Edificaciones Sismorresistentes, 2001
- INN, Norma Chilena 2369, Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales, 2003.
- International Building Code-IBC, "Design for Buildings and Other Structures", 2000.
- Kowalsky M.J., Priestley M.J.N. and McRae G.A. , 1995, "Displacement Based Design of RC Bridge Columns in Seismic Regions." Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- Kowalsky M, 2000, Deformation Limit States for Circular Reinforced Concrete Bridge Columns, Journal of Structural Engineering.
- NSR-98, "Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes".
- López A. y Suárez V., Análisis Comparativo del Desempeño de Pórticos planos diseñados por el Código Ecuatoriano de la Construcción y por el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos, XVIII Jornadas Nacionales de Ingeniería Estructural, ESPE, Quito, 2006.
- López A. y Suárez V., Fortalezas y Debilidades del Diseño Sismo-Resistente de Pórtico planos según los códigos vigentes en la región Andina, III Congreso Latinoamericano de Estudiantes de Ingeniería Civil, Porlamar, Venezuela, 2006.
- Paulay T. and Priestley M.J.N., "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", Jhon Wiley and Sons Inc., 744 p, USA, 1992

Priestley, M.J.N. 1993. "Myths and fallacies in earthquake engineering-conflicts between design and reality", Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering, Vol 26, No 3

Priestley M.J.N. and Kowalsky M.J. (2000). "Direct Displacement-Based Design of Concrete Buildings" Bulletin of the new Zealand National Society for Earthquake Engineering, New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Silverstream. Vol. 33, No.4.

Priestley M.J.N. and Grant D.N., 2004, "Viscous Damping in Seismic Design and Analysis", European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Via Ferrata, 27100 Pavia, Italy

SEAOC-Structural Engineers Association of California, "Revised Interim Guidelines Performance-Based Seismic Engineering", 2003

SENCICO, Norma Técnica de Edificación Perú-E.030 Diseño sismorresistente, 2003.

Sullivan, T.J. 2002 "The current limitations of displacement based design". MSc Dissertation, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy.

Shome Nilesh, 1999, "Probabilistic seismic demand analysis of Nonlinear Structures" . MSc Dissertation, Stanford University.