

Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas

V. Suárez

Unidad de Ingeniería Civil, Geología y Minas (UCG)
Universidad Técnica Particular de Loja
San Cayetano alto. Apartado 1101608. Loja, Ecuador
vasuarez@utpl.edu.ec

Resumen

Actualmente, el diseño sismorresistente de edificios y puentes en el Ecuador y el mundo se basa mayoritariamente en el uso de métodos basados en fuerzas. En este trabajo se muestran las principales falencias de estos métodos y se presenta un método de diseño basado en desplazamientos, como una alternativa racional y práctica para el diseño sismorresistente de estructuras. Las falencias atribuidas al diseño basado en fuerzas se prueban con ejemplos de varios tipos. Una de las principales conclusiones del trabajo es que se debe modificar el carácter prescriptivo de los códigos actuales, permitiendo el uso de métodos alternativos, con un enfoque basado en desempeño.

Palabras Clave: DDBD, DBF, Diseño Sísmico

Abstract

Currently, the seismic design of buildings and bridges in Ecuador and around the world is based mainly on forced-based procedures. In this work, the main deficiencies of these procedures are showed and a displacement-based procedure is presented as a rational and practical alternative for the seismic design of structures. The deficiencies attributed to force-based design are probed with examples of different types. One of the main conclusions of this work is that the prescriptive nature of the current codes must be changed, allowing the use of alternative design procedures, focusing on seismic performance.

Keywords: DDBD, DBF, Seismic Design.

1. Introducción

Los terremotos inducen en las estructuras fuerzas y desplazamientos. Si la estructura tiene la capacidad de resistir los efectos del sismo elásticamente, existirá una relación lineal entre las fuerzas y los desplazamientos inducidos que es dada por la rigidez elástica del sistema. Por el contrario, si la estructura carece de la resistencia necesaria, la relación fuerza-desplazamiento deja de ser lineal y depende de la rigidez elástica, propiedades inelásticas y de la historia de desplazamientos impuestos en la estructura. Los puentes, edificios y otras estructuras son comúnmente diseñados con resistencias menores a las requeridas para una respuesta elástica, y como consecuencia de esto la estructura responde inelásticamente, sufre daño y disipa energía.

En el diseño tradicional basado en fuerzas, el daño que se espera en la estructura es controlado mediante el uso de factores de reducción de resistencia que dependen del tipo de estructura. Estos métodos han sido cuestionados [1], atribuyéndoseles serias falencias que conducen a diseños en los que la

vulnerabilidad de las estructuras resultantes no es uniforme. Esto último contrasta con la amenaza sísmica con periodo de retorno uniforme actualmente incorporada en muchos códigos de diseño.

Como consecuencia de los problemas con los métodos basados en fuerzas, la última década ha sido marcada por la transición de las metodologías de diseño hacia los métodos basados en desplazamientos. La norma de diseño sísmico para puentes ordinarios de Caltrans (2004) cambió al diseño basado en desplazamientos en 1999 consolidando recomendaciones del ATC [2, 3]. En 2006 AASHTO propuso una nueva directiva de diseño sismorresistente para puentes, como parte del proyecto NCHRP 20-07 (Imbsen, 2006). En esta guía se actualiza la normativa LRFD vigente, basada en fuerzas, que en esencia proviene del proyecto ATC-6 de 1981 adoptado por AASHTO en 1983.

El Método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos DDBD [1] fue presentado en 1993 y desde entonces ha estado en continuo desarrollo [5, 6, 7, 8, 9]. DDBD fue incorporado al “Libro Azul”

de la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California [10].

El Código Ecuatoriano de la Construcción (INEN, 2000), al igual que la mayoría de códigos de diseño sismorresistente del mundo, es aún basado en fuerzas. En este documento se revisan los principales limitantes de este método y se presenta el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos, como una alternativa racional y práctica para el diseño sismorresistente de estructuras.

2. El diseño basado en fuerzas (DBF)

El diseño sismorresistente se ha basado tradicionalmente en fuerzas, esto es una consecuencia de cómo se diseña para otro tipo de solicitaciones tales como cargas gravitacionales y de viento. No obstante, es ampliamente reconocido que la resistencia que se da a la estructura tiene menor importancia en el diseño sismorresistente. Si la estructura tiene menor resistencia que la demandada por las cargas gravitacionales, la estructura colapsa, sin embargo, si la resistencia es menor que la demandada por el sismo, la estructura fluye, dañándose, disipando energía y si ha sido diseñada adecuadamente no colapsa.

El diseño basado en fuerzas utiliza factores de reducción de resistencia para controlar el daño en la estructura, se considera que a mayor resistencia menor daño. La rigidez es asumida independiente de la resistencia que se proporciona a la estructura y el período de vibración es estimado sin consideración de la resistencia al inicio del proceso de diseño. La acción sísmica es reducida mediante la aplicación de factores de reducción de fuerza que varían extensamente entre los códigos de distintos países e implican que todas las estructuras de un mismo tipo pueden alcanzar los mismos niveles de ductilidad, sobre-resistencia y redundancia. Las acciones sísmicas son distribuidas en función de la rigidez inicial de la estructura, ignorando la re-distribución de rigidez debida a la formación de las rótulas plásticas y el método de superposición modal utilizado considerando que las fuerzas de los modos altos de vibración se reducen igual que las del modo fundamental. En este documento se demuestra que el DBF, tiene falencias que conducen a estructuras con vulnerabilidad variable.

2.1. DBF considera la rigidez independientemente de la resistencia.

El DBF considera que la resistencia que se le da a una estructura (a través del acero de refuerzo) no tiene efectos sobre la rigidez de ésta. Prueba de ello es que al inicio del proceso de diseño, la rigidez es estimada para los elementos estructurales en función de su inercia gruesa o agrietada mediante la aplicación de coeficientes de reducción de la inercia

geométrica, pero sin consideración de la cantidad de refuerzo en el elemento.

A continuación se presentan los resultados de varios análisis momento-curvatura, que demuestran que la rigidez de una sección de hormigón armado es directamente proporcional a su resistencia y al nivel de carga axial que actúa sobre ésta. En este ejemplo, dos secciones de hormigón armado, una cuadrada y otra circular, son analizadas para encontrar su respuesta momento-curvatura con varios niveles de refuerzo y carga axial. La sección cuadrada mide 600 mm por lado y la circular tiene un diámetro de 1500 mm. En ambas secciones se utiliza hormigón con una resistencia a la compresión $f'_c = 30$ MPa y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia $f_y = 420$ MPa. En ambas secciones la cuantía volumétrica de acero transversal es de 0.8%. Los modelos esfuerzo-deformación utilizados en los análisis son el propuesto por Mander (1988) [11] para el hormigón confinado y de recubrimiento, y un modelo tri-lineal que considera el endurecimiento post-fluencia para el acero. Los análisis fueron ejecutados con el RC-Analysis [8].

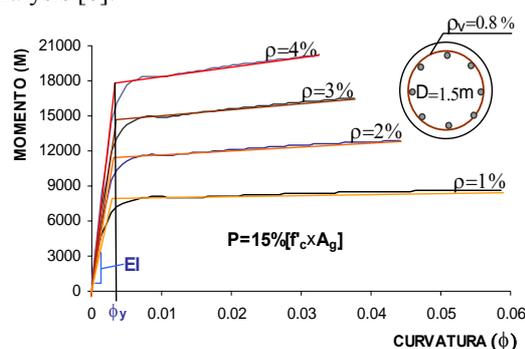


Figura 1(a). Relación entre rigidez y resistencia para secciones circulares

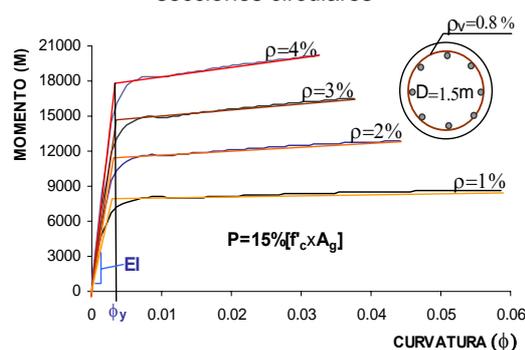


Figura 1(b). Relación entre rigidez y resistencia para secciones circulares

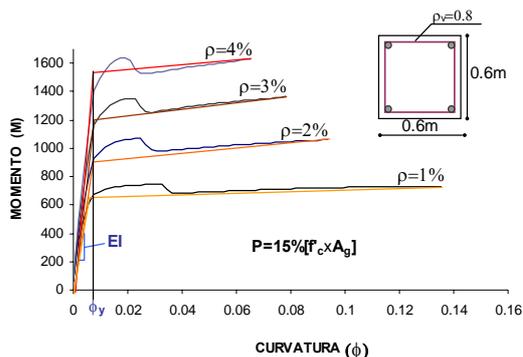


Figura 2(a). Relación entre rigidez y resistencia para secciones cuadradas

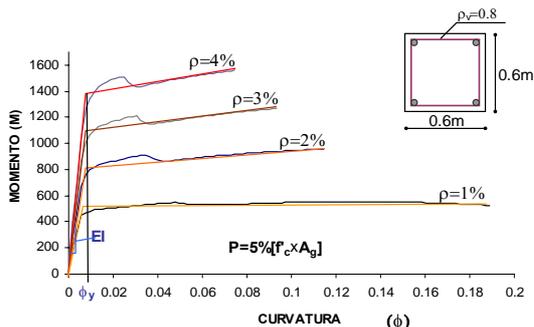


Figura 2(b). Relación entre rigidez y resistencia para secciones cuadradas

Las Figuras 1 y 2 muestran los resultados de los análisis momento curvatura para las secciones circular y cuadrada respectivamente. En los análisis presentados en las Figuras 1.a y 2.a, la cuantía de acero longitudinal fue variada entre 1% y 4%, manteniendo constante una carga axial equivalente al 5% del producto entre f'_c y el área gruesa de la sección A_g . En los análisis presentados en las Figuras 1.b y 2.b, la cuantía de acero fue variada entre 1% y 4% bajo una carga axial incrementada al 15% de $f'_c A_g$. De la observación de estas figuras se concluye lo siguiente:

- Que la rigidez aumenta en forma proporcional a la resistencia y a la carga axial. La rigidez de una sección está representada en el diagrama momento-curvatura por la primera pendiente de un diagrama bilineal equivalente. Si en la Figura 1.a se compara la rigidez de la sección circular con 1% de refuerzo, con la rigidez de la misma sección con 4% de refuerzo, el incremento de rigidez es del 340%. Si se compara la rigidez de la sección circular con 1% de refuerzo bajo una carga axial del 15% $f'_c A_g$ con la de la misma sección con 1% de refuerzo pero bajo 5% $f'_c A_g$ de carga axial se observa que la sección con mayor carga axial es 83% más rígida (Figs. 1.a y 1.b).
- Que la curvatura de fluencia ϕ_y es poco sensible a la cantidad de refuerzo y carga axial que soporta la sección, sin embargo es inversamente proporcional al peralte de la sección. Esta conclusión se hace aparente en las Figs. 1 y 2 al observar que tanto para la sección circular como para la cuadrada ϕ_y es adecuadamente representada por los valores de 0.004

1/m y 0.01 1/m respectivamente independientemente de la cantidad de refuerzo y carga axial. También se observa que la sección circular, de mayor peralte, tiene una menor curvatura de fluencia.

- Que la curvatura máxima que las secciones pueden alcanzar, en este ejemplo limitada por la fractura del refuerzo transversal, disminuye con el aumento de refuerzo y/o carga axial (i.e. aumento de resistencia) y por consiguiente se reduce también la capacidad de ductilidad por curvatura.
- El ignorar la interdependencia entre Rigidez y Resistencia causa en el DBF que el periodo y por ende la demanda sísmica sean estimados de manera inexacta. Este problema puede ser corregido en DBF implementando un proceso iterativo en el que la rigidez, periodo y demanda sísmica se re-evalúan luego de encontrar la resistencia requerida para la estructura.

2.2. DBF asume que la capacidad de desplazamiento elástico es proporcional a la resistencia.

La observación de que la curvatura de fluencia ϕ_y es dependiente únicamente en la geometría de la sección implica que el desplazamiento de fluencia Δ_y de una estructura puede estimarse independientemente de la resistencia que la estructura posea, tal como se explica en detalle a continuación. En el DBF, el considerar que la rigidez es independiente de la resistencia conduce erróneamente a la suposición de que el desplazamiento de fluencia es directamente proporcional a la resistencia de la estructura (Fig.3).

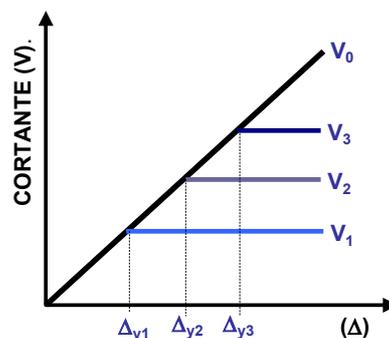
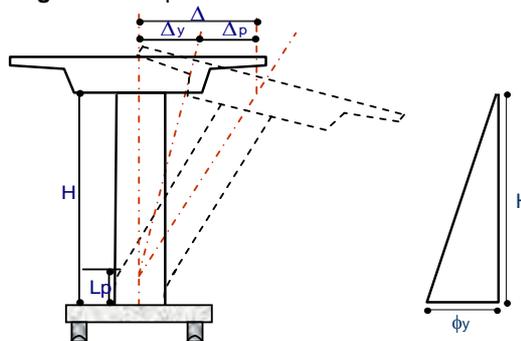


Figura 3. Desplazamiento de Fluencia en DBF.



(a) **Figura 4.** Pila de puente (b)

En estructuras sencillas, como la pila de puente mostrada en la Fig.4, el desplazamiento de fluencia es encontrado mediante la doble integración del diagrama de curvatura (Fig.4. b). Relaciones que permiten estimar la curvatura de fluencia para varios tipos de secciones han sido encontradas a partir de análisis paramétricos similares al presentado en la sección anterior [9]. En estas relaciones, Ec.1-5, la curvatura de fluencia ϕ_y es estimada en función de la deformación de fluencia del acero ε_y y del diámetro D para secciones circulares, del peralte h_c para secciones rectangulares o en forma de T y de la longitud L_w para muros.

Sección Circular para columna de concreto:

$$\phi_y = 2.25\varepsilon_y / D \quad \text{Ec. 1}$$

Sección Rectangular para columna de concreto:

$$\phi_y = 2.10\varepsilon_y / h_c \quad \text{Ec. 2}$$

Sección Rectangular para muro de concreto:

$$\phi_y = 2.00\varepsilon_y / l_w \quad \text{Ec. 3}$$

Sección Simétrica de acero:

$$\phi_y = 2.10\varepsilon_y / h_s \quad \text{Ec. 4}$$

Sección tipo T para vigas de concreto:

$$\phi_y = 1.70\varepsilon_y / h_b \quad \text{Ec. 5}$$

De la doble integración del diagrama de curvatura de la Fig.4.b se obtiene la Ec. 6 en la que el desplazamiento de fluencia Δ_y varía en función del cuadrado de la altura de la pila H , y de la curvatura de fluencia de la sección ϕ_y . El desplazamiento de fluencia es independiente de la resistencia y rigidez de la estructura.

$$\Delta_y = \phi_y H^2 / 3 \quad \text{Ec. 6}$$

En forma generalizada, el desplazamiento de fluencia en pilas de puentes puede estimarse con la Ec. 8, en donde el coeficiente α toma distintos valores dependiendo de las condiciones de borde en la cabeza de la pila y del tipo de suelo en el caso de pilas con pilotes prebarrenados o hincados [8, 9]. Valores del coeficiente α se presentan en Tabla 1.

$$\Delta_y = \alpha \phi_y H^2 / 3 \quad \text{Ec. 7}$$

Tabla 1. Coeficiente α

α	CONDICIÓN
1/3	Pilas empotradas en la base con cabeza libre
1/6	Pilas empotradas en la base con cabeza fija
1.187-0.223ln(H/D)	Pilas en arena $\phi = 30^\circ$, cabeza libre*
1.137-0.230ln(H/D)	Pilas en arena $\phi = 37^\circ$, cabeza libre*

0.31-0.030ln(H/D)	Pilas en arena, cualquier ϕ , cabeza empotrada*
1.840-0.363ln(H/D)	Pilas en arcilla, Cu=20 kpa*
1.767-0.360ln(H/D)	Pilas en arcilla, Cu=40 kpa*
0.447-0.055ln(H/D)	Pilas en arcilla, cualquier Cu, Cabeza empotrada*

*H en pilas embebidas en el suelo se mide hasta el punto de momento máximo bajo el suelo (Suarez y Kowalsky, 2007).

* ϕ es el ángulo de fricción interna y Cu es la cohesión en arcillas.

La deriva de fluencia de pórticos de hormigón armado es también poco sensible a la resistencia y rigidez de la estructura. Usualmente, las vigas son considerablemente más flexibles que las columnas debido a que tienen mayor longitud y menor refuerzo. Por lo tanto, la deriva a la que fluyen las vigas y por lo tanto el pórtico, se alcanza principalmente por flexión de las vigas, más la deformación por corte de nudos y en menor grado por la flexión de columnas. Numerosos experimentos han sido realizados para determinar la deriva de fluencia en pórticos, esto ha permitido desarrollar la siguiente expresión para estimar la deriva de fluencia θ_y como función de la deformación de fluencia del acero ε_y , longitud libre de la viga L_b y peralte de la viga h_b [12]:

$$\theta_y = 0.5\varepsilon_y L_b / h_b \quad \text{Ec. 8}$$

Para probar la hipótesis de que la deriva de fluencia es insensible a la resistencia del pórtico, en la Fig. 5. b. se muestran los resultados de análisis realizados sobre el pórtico mostrado en la Fig 5.a, con diferentes niveles de refuerzo en las vigas, lo que resulta en diferentes niveles de resistencia para la estructura. Cada curva corresponde a un análisis inelástico estático "Pushover" y relaciona la deriva del pórtico con la fuerza lateral aplicada. La fuerza lateral ha sido normalizada con respecto al cortante elástico desarrollado a 2% de deriva por un modelo elástico del pórtico en el que las vigas y columnas se han modelado con 50% y 80% de su inercia gruesa respectivamente.

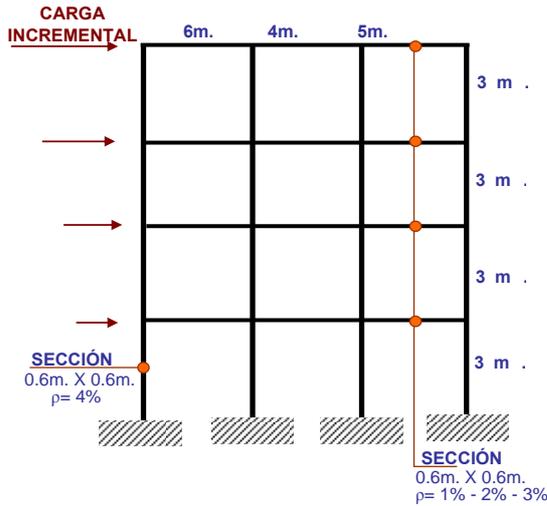


Figura 5(a). Deriva de fluencia en pórticos de hormigón armado.

- La deriva de fluencia en todos los casos es menor a la estimada con la Ec. 8, esto se debe a que en los modelos inelásticos no se consideró la deformación por corte de los nudos la cual suele ser significativa.
- La rigidez de los pórticos con las diferentes cuantías de acero es proporcional a la resistencia y es menor que la rigidez elástica usando inercias agrietadas.

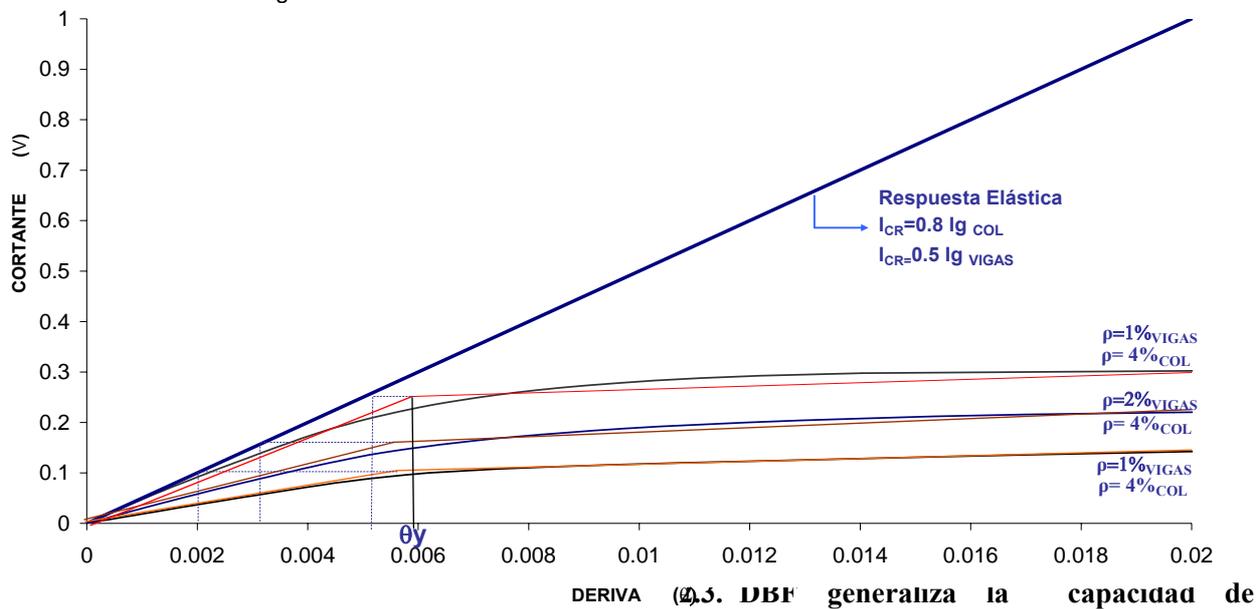


Figura 5(b). Deriva de fluencia en pórticos de hormigón armado.

El pórtico analizado tiene 4 niveles, con altura de entrepiso igual a 3m y tres vanos de 6, 4 y 5 m. Los análisis inelásticos fueron realizados utilizando el programa OPENSEES [13]. Se usaron las secciones cuadradas de la Fig. 2 para modelar las vigas y columnas. La sección con 4% de refuerzo se usó para modelar las columnas y las secciones con 1%, 2% y 3% de refuerzo se usaron en las vigas del pórtico obteniendo las curvas mostradas en la Fig. 5.b. En esta figura se han incluido también representaciones bi-lineales de las curvas Pushover, las mismas que definen el desplazamiento de fluencia para los distintos niveles de resistencia. De la observación de la Fig. 5, se desprenden las siguientes conclusiones:

- Se observa que la deriva de fluencia es poco sensible a la resistencia de los pórticos. Para el pórtico analizado con 1% de refuerzo en vigas, la deriva de fluencia simulada es 290% mayor que la que se obtiene del análisis elástico.

DERIVA (δ). DBF generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras

En DBF se utilizan factores de reducción de resistencia R , para reducir la demanda elástica de resistencia, induciendo así demanda de ductilidad en la estructura. Por lo tanto, la magnitud de los factores R está relacionada fundamentalmente con la capacidad de ductilidad atribuida a la estructura o a un sistema estructural. En los códigos de DBF se presentan valores de R que varían dependiendo del tipo de estructura, implicando que todas las estructuras dentro de un sistema estructural alcanzan la misma demanda de ductilidad durante el sismo de diseño. A continuación se presentan varios ejemplos que demuestran que la ductilidad varía ampliamente para estructuras del mismo tipo, con lo que se evidencia que el uso de factores R es inadecuado.

2.3.1. La capacidad de ductilidad de pilas de puente. Para una pila de puente tal como la mostrada en la Fig. 4 la capacidad máxima de desplazamiento

estará posiblemente controlada por un estado límite de deformación en el concreto dentro de la rótula plástica. Para el estado límite de “Control de Daño” (i.e. que define el nivel de daño que de excederse no puede ser económicamente reparable) la deformación en el concreto ε_{dc} , que causa la ruptura del refuerzo transversal se encuentra con:

$$\varepsilon_{cd} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad \text{Ec. 9}$$

Donde: ρ_v es la cuantía volumétrica del refuerzo transversal, f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal circular o espiral, ε_{su} es la deformación de ruptura del acero, f'_{cc} es la resistencia a la compresión del concreto confinado.

Conociendo la deformación admisible en el concreto, la curvatura correspondiente ϕ_{cd} se obtiene dividiendo ε_{dc} entre la distancia al eje neutro c que puede estimarse con la siguiente ecuación (Priestley, 2004):

$$c = [0.2 + (0.65P)/(f'_c A_g)] \times D \quad \text{Ec. 10}$$

A continuación se calcula la capacidad de curvatura plástica ϕ_p substrayendo de ε_{cd} la curvatura de fluencia obtenida con la Ec.1, luego se calcula el desplazamiento de control de daño con la Ec.11, y finalmente se calcula la ductilidad de desplazamiento usando el método de la rótula plástica, con las siguientes relaciones:

$$\Delta_{cd} = \Delta_y + (\phi_{cd} - \phi_y) HL_p \quad \text{Ec. 11}$$

Pilas con cabeza suelta:

$$\mu_{\Delta} = 1 + \frac{3(\phi_{cd} - \phi_y) L_p}{\phi_y H} \quad \text{Ec. 12}$$

Pilas con cabeza empotrada:

$$\mu_{\Delta} = 1 + \frac{6(\phi_{cd} - \phi_y) L_p}{\phi_y H} \quad \text{Ec. 13}$$

Longitud de rótula plástica:

$$L_p = 0.08H + 0.022 f_y d_{bl} \quad \text{Ec. 14}$$

Donde, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero en MPa y d_{bl} es el diámetro de las varillas de acero longitudinal.

Mediante este procedimiento se ha calculado la ductilidad de pilas con cabeza libre y empotrada con relaciones altura/diámetro variando entre 4 y 12. Los resultados se presentan en la Fig. 6. El diámetro de las pilas se mantuvo constante en 2 m y la carga axial varió entre 5% y 15% de $f'_c A_g$.

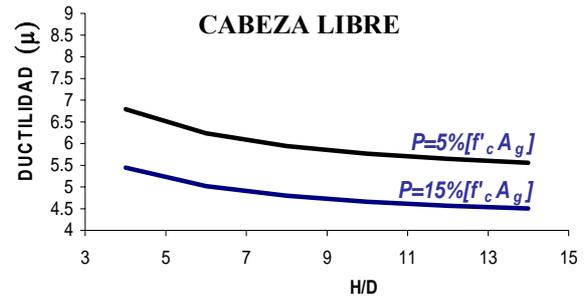


Figura 6(a). Capacidad de ductilidad de pilas de puentes

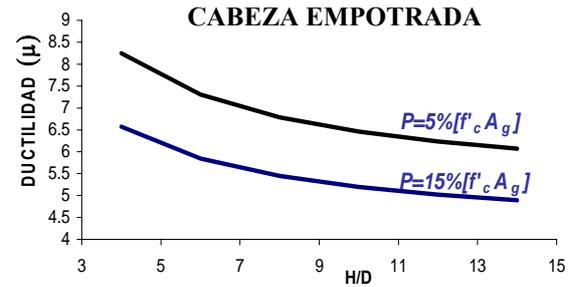


Figura 6(b). Capacidad de ductilidad de pilas de puentes

Los resultados mostrados en la Fig. 6. a y 6.b indican que para las pilas analizadas la ductilidad varía entre 8.5 y 4.5. Una reducción mayor en ductilidad puede esperarse cuando el diseño está controlado por efectos $P-\Delta$, que limitan el desplazamiento permisible en la estructura, o por efectos de la interacción suelo-estructura, en donde el desplazamiento de fluencia es incrementado debido a la flexibilidad adicionada por el suelo.

2.3.2 Ductilidad disponible en Muros Estructurales.

El desplazamiento admisible de muros estructurales en edificios está limitado por límites en la deformación del concreto o por las derivas especificadas por los códigos θ_e . En el límite de fluencia, el perfil de curvatura es lineal (Fig. 7), la deriva de fluencia θ_y ocurre en la cima del muro y se obtiene integrando el diagrama de curvatura. Para la curvatura de fluencia dada por Ec.3, la deriva de fluencia es:

$$\theta_y = \frac{\varepsilon_y H}{L} \quad \text{Ec. 15}$$

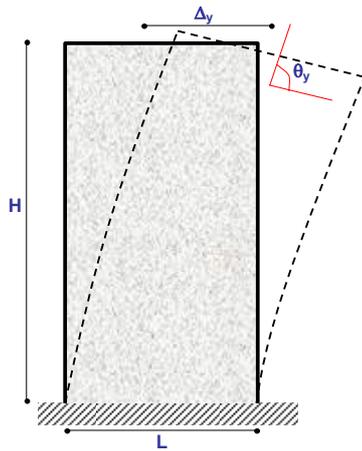


Figura 7(a). Capacidad de ductilidad de muros estructurales

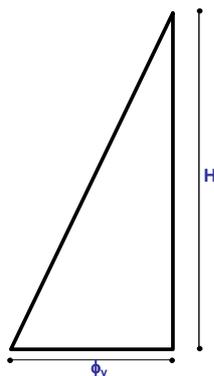


Figura 7(b). Capacidad de ductilidad de muros estructurales

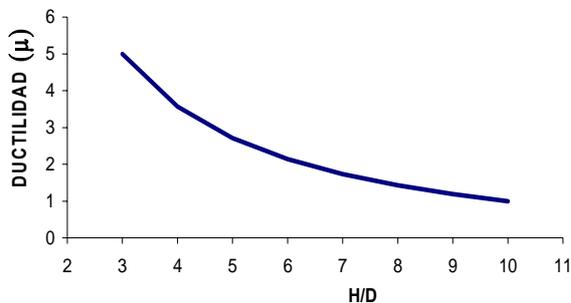


Figura 7(c). Capacidad de ductilidad de muros estructurales

El desplazamiento de fluencia esta dado por la Ec. 6, y la ductilidad se obtiene con la Ec.16. Esta última es una función de la relación altura/longitud del muro. La Fig. 7. c muestra el resultado de la aplicación de la Ec.16 para muros con distintas relaciones H/L y para una deriva máxima $\theta_c = 2\%$. En la gráfica se observa que muros con una relación $H/L \geq 10$ deben responder elásticamente para no sobrepasar el límite de deriva. Para relaciones $H/L < 10$ la ductilidad se incrementa hasta un valor máximo de 5 para muros donde $H/L = 4$.

$$\mu_{\Delta} = 1 + \frac{(\theta_c - \theta_y)H}{\Delta_y} \quad \text{Ec. 16}$$

2.3.3 Ductilidad disponible en pórticos de hormigón armado. Los pórticos de hormigón armado son estructuras flexibles y su capacidad de ductilidad es usualmente controlada por los límites de deriva impuestos por los códigos. Asumiendo un perfil de desplazamiento lineal, la capacidad de ductilidad de pórticos de hormigón se calcula como la relación entre el límite de deriva θ_c y la deriva de fluencia dada por Ec. 8. Esto resulta en Ec. 17, que depende de θ_c y de la relación de luz/peralte, L_b/h_b de las vigas del pórtico.

$$\mu_{\Delta} = \frac{2\theta_c h_b}{\epsilon_y L_b} \quad \text{Ec. 17}$$

Resultados de la aplicación de la Ec.15, con $\theta_c = 2\%$ y $\epsilon_y = 0.002$ se presentan en la Fig.8. Se observa que la capacidad de ductilidad disminuye cuando la relación luz/peralte aumenta. Pórticos flexibles, en donde la relación luz/peralte supera 20 tendrán un comportamiento elástico. Para una relación luz/peralte = 6 la capacidad de ductilidad no superara 3.5. Los valores de ductilidad calculados con la Ec.17 concuerdan con los observados en la Fig.8.c.

La información presentada en esta sección demuestra que la ductilidad es una propiedad estructural que debe establecerse en forma individual para cada estructura y estado límite de diseño. No es posible imponer en una estructura una cierta demanda de ductilidad, tal como se intenta en DFB, debido a que el desplazamiento de fluencia es independiente de la resistencia.

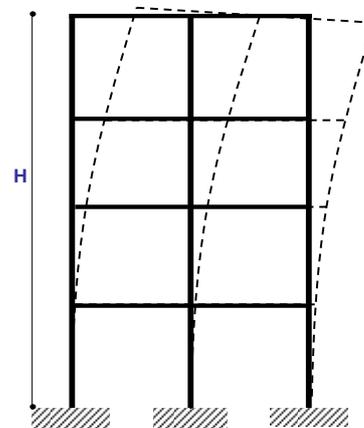


Figura 8(a). Capacidad de ductilidad de pórticos de hormigón armado

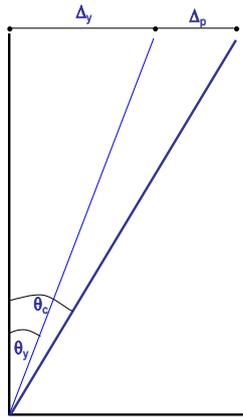


Figura 8(b). Capacidad de ductilidad de pórticos de hormigón armado

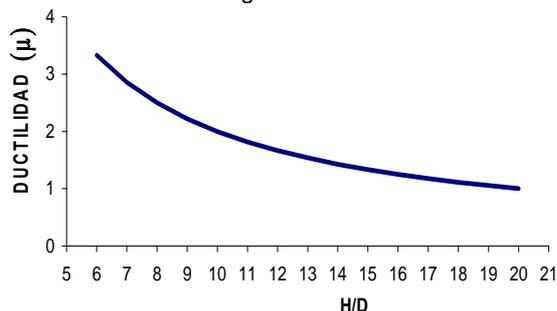


Figura 8(c). Capacidad de ductilidad de pórticos de hormigón armado

2.4. DBF usa factores de reducción de resistencia.

Los factores de reducción de resistencia R usados en DBF consideran la capacidad de ductilidad, sobre-resistencia y redundancia que poseen los distintos tipos de estructuras. Adicionalmente, los factores de reducción de resistencia suelen incorporar factores de importancia de la estructura [14] (INEN, 2000). El usar factores de reducción de resistencia incorpora serias limitaciones al DBF, las más importantes se describen a en los párrafos siguientes:

La capacidad de ductilidad no es constante para todas las estructuras de un mismo tipo, esto fue demostrado en la sección anterior. Por lo tanto, usar valores de R constantes para cada tipo de estructura no es apropiado.

Un componente de los factores R , es la sobre-resistencia atribuida a las estructuras. La sobre-resistencia al igual que la capacidad de ductilidad no es constante para estructuras de un mismo tipo. Edificios de baja altura, en los que las dimensiones de secciones vienen dadas por los límites mínimos especificados en los códigos, tendrán más sobre-resistencia que edificios altos donde las secciones son controladas por las fuerzas diseño, y en donde altos modos de vibración pueden incrementar la demanda. Además, si el diseñador realiza redistribución de momentos en las vigas de un pórtico, la sobre-resistencia disminuye, al igual que

si el diseñador utiliza propiedades esperadas en vez de las especificadas para los materiales en el diseño de las rótulas plásticas. Es por lo tanto irracional utilizar factores R asumiendo niveles de ductilidad y sobre-resistencia constantes para cada sistema estructural.

El DBF intenta controlar el daño en las estructuras regulando el nivel de resistencia a través del factor R , al cual se suelen agregar otros factores por importancia y regularidad estructural. Si bien es cierto, a mayor resistencia menor daño, el efecto que tiene la resistencia para reducir el daño estructural depende de la demanda de ductilidad en la estructura y de la intensidad del sismo de diseño.

Para demostrar esta última hipótesis, se presentan en la Fig. 9. a los resultados de varios análisis inelásticos de historia en el tiempo en donde la pila de la Fig. 4, modelada con varios niveles de resistencia lateral, fue sujeta a la acción de acelerogramas artificiales compatibles con los espectros mostrados en la Fig. 9. b. Si a la pila con resistencia lateral igual al 10% del peso W que soporta, se le incrementa su resistencia en un 20%, la reducción en la demanda de ductilidad que resulta es mayor que la que se obtiene de aplicar el mismo incremento de resistencia a una pila con un 20% de W de resistencia lateral. El efecto de incrementar la resistencia es también mayor cuando el sismo de diseño tiene mayor intensidad. En resumen, el incrementar la resistencia de diseño reduce el daño en mayor proporción cuando la estructura es débil y la intensidad del sismo de diseño es alta; por lo tanto, el usar factores constantes para incrementar la resistencia de estructuras importantes o irregulares no tiene el mismo efecto sobre todas las estructuras.

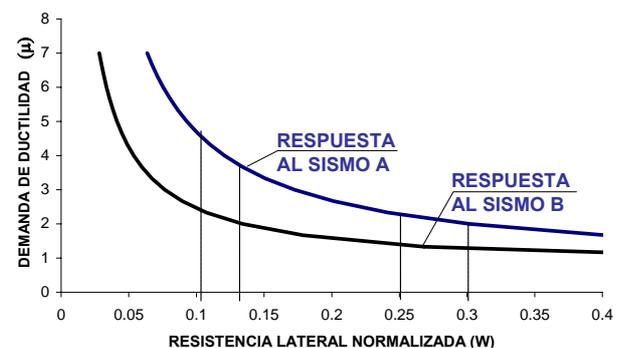


Figura 9(a). Capacidad de ductilidad de pórticos de hormigón armado

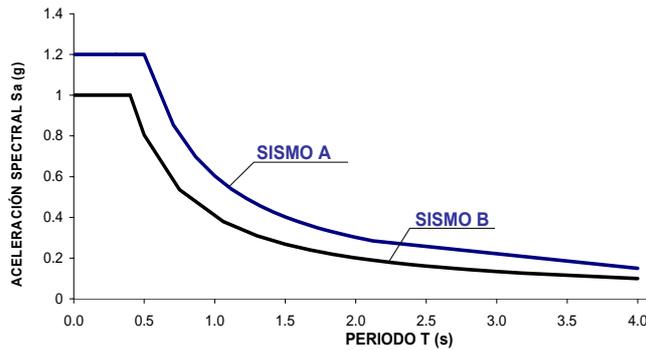


Figura 9(b). Capacidad de ductilidad de pórticos de hormigón armado

2.5. DBF utiliza el análisis elástico como herramienta de diseño.

Aparentemente, cualquier estructura puede ser diseñada por DBF, el procedimiento es general, sencillo y el uso de software especializado permite analizar cualquier estructura. Sin embargo, el análisis elástico estático y el análisis modal espectral tienen varias limitaciones, que en forma resumida se presentan a continuación:

Es una práctica común en DBF el distribuir la resistencia lateral de una estructura en función de la rigidez inicial de sus elementos. Esta práctica no toma en consideración que una vez que se forman las rótulas plásticas, la rigidez inicial de los elementos se degrada, que las fuerzas dentro de la estructura se redistribuyen y que en muchos casos, debido a la formación de un mecanismo dúctil, una solución basada exclusivamente en equilibrio estático puede producir una distribución de resistencia apropiada con menor esfuerzo de cálculo.

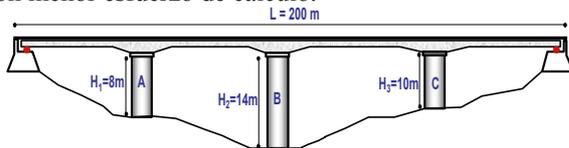


Figura 10(a). Puente diseñado

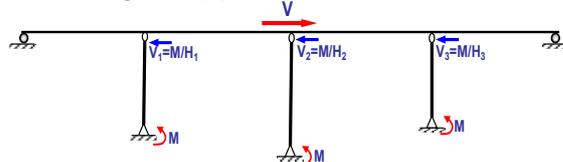


Figura 10 (b). Puente diseñado

Para el caso del diseño longitudinal del puente que se muestra en la Fig. 10 una distribución de resistencia basada en la rigidez inicial requeriría que el cortante de diseño se reparta en proporción inversa a la altura de las pilas al cubo. Sin embargo, una vez que se forman las rótulas plásticas, el cortante en las pilas ya no depende del desplazamiento impuesto por la superestructura sino de la capacidad de momento asignada a éstas. Por lo tanto, mientras se mantenga el equilibrio estático, el diseñador puede optar por varias alternativas de distribución de resistencia. Por

ejemplo, la resistencia podría distribuirse de manera que el momento que se desarrolle en la base de todas las pilas sea el mismo, y por ende la cantidad de refuerzo requerido. Esta distribución requiere que el cortante basal de diseño sea distribuido en proporción inversa a la altura de las pilas, como se muestra en la Ec. 18 con referencia a la Fig.10. b.

$$V_i = \frac{1}{H_i} \left[\frac{V}{\sum_{i=1}^n (1/H_i)} \right] \quad \text{Ec. 18}$$

Soluciones basadas en consideraciones de equilibrio son igualmente aplicables a pórticos, sistemas con muros estructurales y otros. El obtener un resultado similar mediante análisis elástico implica un proceso iterativo en el que la rigidez de los elementos debe actualizarse en función de su ductilidad.

El uso del análisis modal espectral en FBD también trae consigo algunas limitaciones. El modelo elástico no es capaz de considerar los efectos de la carga axial en la rigidez de las columnas, la combinación modal no considera que los altos modos de vibración probablemente causarán una respuesta elástica, mientras que el primer modo es inelástico. Por lo tanto, el factor R debería aplicarse solo al primer modo. Como resultado de estas limitaciones, esta herramienta muy poderosa para el análisis de estructuras que se comportan elásticamente, debe usarse con cuidado para el análisis de estructuras que resisten terremotos, en las que se espera comportamiento inelástico.

2.6. DBF usa la regla de iguales desplazamientos.

Cuando una estructura, bajo excitación sísmica se desplaza más allá de su límite elástico, su respuesta máxima es influenciada por dos fenómenos: la degradación de la rigidez y la disipación de energía. La degradación de la rigidez es causada por la fluencia de las secciones en la estructura y su efecto primario es el incremento de la demanda de desplazamiento debido al alargamiento del período fundamental. Al contrario, el comportamiento histerético que resulta de la formación de rótulas plásticas, disipa energía e incrementa el amortiguamiento provocando que la demanda de desplazamiento disminuya. Estos efectos pueden visualizarse para diferentes regiones del espectro en la Fig.11.

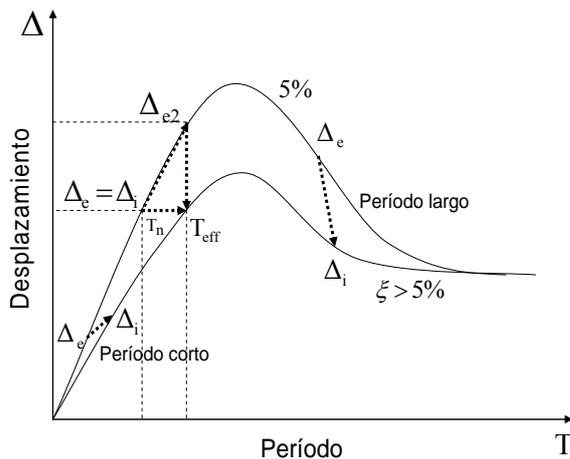


Figura 11. Efectos del movimiento sísmico en sistemas inelásticos de un grado de libertad

Si un sistema de Un Grado de Libertad (UGL) con período inicial T_n es considerado elástico (5% de amortiguamiento y resistencia infinita), este responde con un desplazamiento máximo elástico Δ_e , pero si una resistencia menor es considerada, la fluencia ocurre, seguida por el alargamiento del período T_{eff} y por una tendencia hacia el incremento en la demanda de desplazamiento Δ_{e2} , la cual es parcial o totalmente contrarrestada por el incremento del amortiguamiento, por lo que la estructura alcanza finalmente su desplazamiento inelástico Δ_i menor que Δ_{e2} . En una cierta parte del espectro, Δ_e y Δ_i coinciden, esto significa que el efecto de alargamiento del período es completamente contrarrestado por el incremento del amortiguamiento, esta observación ha resultado de la regla de los “desplazamientos iguales” [15], válida para sistemas elasto-plásticos de UGL. Para sistemas de UGL con períodos cortos, el efecto del período es mayor que el efecto del amortiguamiento, lo cual resulta en un incremento de la demanda de desplazamiento, lo contrario ocurre para sistemas de UGL con períodos de vibración largos.

Para propósitos de diseño, la amenaza sísmica es usualmente representada como un espectro elástico. Por tal razón, es conveniente sustituir el sistema inelástico real por uno elástico de propiedades equivalentes, de manera que los dos sistemas alcancen el mismo desplazamiento máximo. Existen dos métodos ampliamente conocidos para “linearizar” sistemas inelásticos de UGL [16]. Un primer método es el llamado “Método del Coeficiente para Desplazamiento”, en este método, el sistema inelástico es reemplazado por un sistema elástico, con el mismo nivel de amortiguamiento elástico y período fundamental. La respuesta máxima del sistema sustituto es modificada, mediante la aplicación de un coeficiente C para alcanzar un desplazamiento máximo que corresponda al desplazamiento del sistema inelástico. El coeficiente C ha sido ampliamente estudiado [16, 17], se ha demostrado que el valor de C depende del período de

la estructura, de la ductilidad y del tipo de histéresis. Sin embargo, el DBF utiliza la regla de iguales desplazamientos, que implica $C = 1$, en algunos casos introduciendo un coeficiente para incrementar la respuesta de estructuras con períodos cortos [2].

El segundo método de linearización es llamado “Linearización Equivalente” y es usado para el Diseño Directo Basado en Desplazamientos DDBD. En este método, un sistema inelástico de UGL es sustituido por un sistema elástico con período efectivo T_{eff} , basado en una rigidez secante al punto de respuesta máxima, y amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{eff} , que es función de la ductilidad en el sistema y de la forma del ciclo histerético de la estructura [18]. Una representación gráfica de los dos métodos de linearización se presenta en la Fig. 12. El método de Linearización equivalente, considera en forma explícita e independiente la degradación de rigidez y la disipación de energía. Modelos de amortiguamiento equivalente han sido desarrollados para distintos sistemas estructurales incluyendo columnas y vigas de hormigón armado, estructuras de acero, estructuras prefabricadas, pilotes embebidos en suelos blandos, entre otros [7, 8, 19].

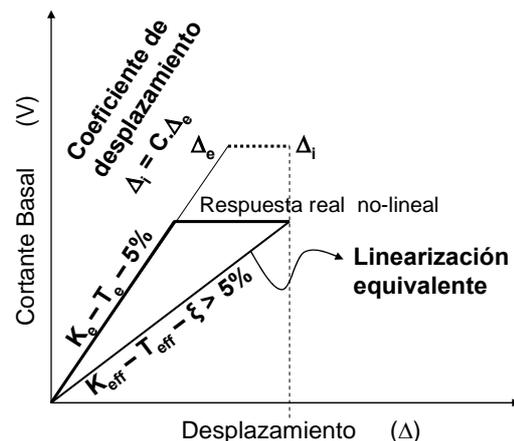


Figura 12. Modelos de linearización

3. Método de diseño directo basado en desplazamientos

El diseño Directo Basado en Desplazamientos DDBD ha sido desarrollado como una herramienta para el diseño sísmico por desempeño de estructuras [9]. DDBD se fundamenta en el método de linearización equivalente propuesto por Shibata y [18]. En DDBD la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente por el uso de rigidez secante al punto de respuesta máxima, y por el uso de amortiguamiento viscoso que equivale al amortiguamiento viscoso y histerético en la estructura real. Este método parte del perfil de desplazamiento máximo que se desea en la estructura y produce las requeridas rigidez y resistencia para alcanzar el desempeño propuesto.

DDBD es práctico, racional, sencillo y da solución a todos los problemas antes mencionados con DBF. Los pasos principales a seguir en la aplicación del DDBD son:

1. Dimensionamiento inicial de los elementos estructurales.
2. Determinación del desplazamiento de diseño, basándose en estados límites de deformación u otros aplicables.
3. Determinación del amortiguamiento viscoso efectivo, basándose en las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño
4. Determinación de la rigidez requerida y resistencia, usando un espectro de desplazamiento.

3.1. Ejemplo de aplicación de DDBD.

En este ejemplo se presenta el diseño longitudinal del puente mostrado en la Fig. 10 utilizando DDBD. El puente tiene 200 m de longitud, la superestructura es continua con cuatro vanos de 50m, pesa 180 kN/m, la conexión con los estribos no permite la transferencia de fuerzas en el sentido longitudinal, la conexión entre la superestructura y las pilas es articulada. Las pilas son de sección circular con diámetro constante igual a 2 m y con altura de 8 m para la pila A, 14 m para la pila B y 10m para la pila C. Debido a la rigidez de la superestructura, se espera que el desplazamiento en las cabezas de todas las pilas sea el mismo. Todo el cortante deberá resistirse en las pilas, en donde se formarán rótulas plásticas al nivel de la cimentación.

El objetivo del diseño es que bajo la acción de un sismo representado por un espectro de desplazamiento, donde el desplazamiento máximo es $\Delta_m = 0.6$ m y el periodo de esquina es $T_c = 4$ s (Fig. 13), no se supere en las rótulas plásticas la deformación de “control de daño” en el concreto confinado. Las propiedades de los materiales son: $f'_c = 28$ MPa, $f_y = 420$ MPa y el peso específico del hormigón es $\gamma = 24$ KN/m³.

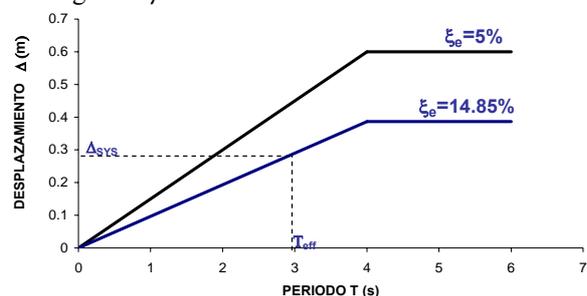


Figura 13. Espectro Desplazamiento

3.1.1. Paso 1. Desplazamiento meta para cada pila. Utilizando la Ec. 9 se encuentra que para una cuantía volumétrica de 0.8% de refuerzo transversal, la deformación de control de daño es $\epsilon_{dc} = 0.019$ para todas las pilas. Estimando la profundidad del eje neutro $c = 0.595$ m (Ec. 10), la curvatura de control

de daño es $\phi_{cd} = 0.031$ 1/m. Con una curvatura de fluencia $\phi_y = 0.002$ 1/m (Ec. 1), longitud de la rótula plástica igual a 1.01 m, 1.49 m, 1.17 m (Ec. 14), para las pilas A, B, C, es desplazamiento meta Δ_{cd} dado por la Ec. 11 es: 0.286 m, 0.758 m, 0.419 m, para las pilas A, B y C respectivamente. De este análisis se desprende que la pila A, de menor longitud controlará el desplazamiento permisible en el puente en el sentido longitudinal. Para la definición del sistema de UGL equivalente, se toma $\Delta_{sys} = 0.286$ m.

3.1.2. Paso 2. Ductilidad y Amortiguamiento.

Para alcanzar el desplazamiento de control de daño, la demanda de ductilidad en cada pila se obtiene como la relación entre Δ_{sys} y el desplazamiento de fluencia de cada pila. Esto resulta en ductilidades de: 5.45, 1.85 y 3.55 para las pilas A, B, C, respectivamente. El amortiguamiento viscoso equivalente, ξ_i es entonces calculado con la Ec. 19 para cada pila, lo que resulta en valores de: 16.54%, 11.49 %, 15.15 % para las pilas A, B y C respectivamente. El modelo usado para el cálculo del amortiguamiento equivalente es apropiado para columnas de hormigón armado (Priestley, 2007)

$$\xi_i = 5 + 44.4 \frac{\mu_i - 1}{\pi \mu_i} \quad \text{Ec. 19}$$

Las contribuciones de amortiguamiento deben combinarse para obtener el amortiguamiento del sistema sustituto. La combinación se realiza en proporción al cortante tomado por cada pila. Si se opta por una distribución de resistencia en la que el momento de diseño resulte igual para todas las pilas, la combinación de amortiguamiento se realiza en proporción inversa a la altura de las pilas, de acuerdo a la Ec. 20, resultando en un amortiguamiento equivalente para el sistema, igual a 14.85 %.

$$\xi_{SYS} = \frac{\xi_A(1/H_A) + \xi_B(1/H_B) + \xi_C(1/H_C)}{(1/H_A) + (1/H_B) + (1/H_C)} \quad \text{Ec. 20}$$

3.1.3. Paso 3. Determinación de la Resistencia requerida por el sistema.

El amortiguamiento equivalente resulta en una reducción de la demanda sísmica que se puede cuantificar con el factor R_d [20]. (Ec. 20). Para la estructura de estudio, $R_d = 0.64$.

Considerando una relación lineal entre el desplazamiento espectral y el periodo, el periodo efectivo T_{eff} , que la estructura necesita para alcanzar Δ_{sys} se encuentra con la Ec. 22, resultando en un valor $T_{eff} = 2.96$ s (Fig. 13).

$$R_d = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{SYS}}} \quad \text{Ec. 21}$$

$$T_{eff} = \frac{T_c \Delta_{SYS}}{\Delta_m R_d} \quad \text{Ec. 22}$$

La masa de la estructura proviene de la superestructura y de las pilas. Considerando que un 1/3 de las masas de las columnas genera fuerzas inerciales, la masa del puente es $M = (180 \times 200 + (3.14 \times 2^2/4) \times (24) \times (8+14+10)/3)/9.81 = 36804.25t$. Con este valor, la rigidez secante que requiere el puente es:

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 M}{T_{eff}^2} \quad \text{Ec. 23}$$

$$K_{eff} = 16889.15 \text{ kN/m}$$

Finalmente, la resistencia que requiere el puente al nivel de respuesta máxima es:

$$V_{cd} = K_{eff} \Delta_{SYS} \quad \text{Ec. 24}$$

$$V_{cd} = 4836.51 \text{ kN}$$

3.1.4. Paso 4. Distribución de la resistencia. El cortante de control de daño V_{cd} se distribuye en la estructura en proporción inversa a la altura de cada pila, de acuerdo con la opción seleccionada de tener el mismo momento de diseño en todas las pilas. Utilizando Ec. 25, el momento de diseño para todas las pilas es de $M_{cd} = 16315.94 \text{ kN.m}$. En este punto, es necesario verificar los momentos que resultan de los efectos $P-\Delta$. Los momentos $P-\Delta$, se calculan para pilas con cabeza libre, como el producto del peso soportado por la pila, por el desplazamiento de la pila, esto resulta en $M_{P-\Delta} = 2574 \text{ kN.m}$, para las pilas A, B, y C. El índice de estabilidad para cada pila, se calcula como la relación $M_{P-\Delta}/M_{cd}$, resultando en un valor de 0.16 para todas las pilas. Como los índices de estabilidad son menores a 0.3, pero mayores a 0.08, la resistencia es incrementada en un 50% del $M_{P-\Delta}$ para cada pila (Priestley et al, 2007), lo que resulta en un momento de diseño igual a 17602.94 KN.m. para todas las pilas. Utilizando análisis momento –curvatura, se ha determinado que 26 barras de 40 mm son necesarias para proporcionar la resistencia requerida, al nivel de curvatura de diseño y con consideración a la carga axial que actúa en cada pila.

$$M_{cd} = V_i H_i \quad \text{Ec. 25}$$

3.1.5. Paso 5. Diseño por capacidad. El paso final consiste en asegurarse que sólo el mecanismo previsto en el diseño tomará lugar en la estructura. Esto se conoce como diseño por capacidad, y en el caso de este ejemplo consiste en proveer resistencia a cortante a cada pila tomando como base la sobre-resistencia a flexión de las pilas.

Ejemplos de aplicación de DDBD sobre otros tipos de estructuras se presentan en detalle en otros documentos [8, 9].

4. Conclusiones:

El DDBD permite diseñar estructuras, en forma racional, para cualquier combinación de desempeño esperado y amenaza sísmica.

El DBF adolece de serias falencias que han sido explicadas a lo largo de este trabajo. Aunque no se puede concluir que el uso de este método conduce a estructuras inseguras, si se puede señalar que debido a las falencias del DBF, no todas las estructuras diseñadas por este método alcanzarán el desempeño previsto durante la etapa de diseño.

Un buen método de diseño es aquel que produce estructuras que se desempeñan tal como fue previsto durante el diseño. Los códigos de diseño sismorresistente deberían modificarse para permitir el uso de métodos basados en desplazamientos. El carácter prescriptivo de los códigos debería eliminarse. Los Códigos deberían definir de forma transparente la amenaza sísmica y desempeño mínimo esperado para los varios tipos de estructuras. Los diseñadores deberían tener la libertad de utilizar el método más conveniente para lograr que la estructura que se diseña alcance los objetivos de diseño.

5. Referencias

- [1] Priestley, M.J.N. (1993) "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts Between Design and Reality," Bulletin NZ National Society for Earthquake Engineering, Vol. 26., No. 3, Sept 1993, pp. 328-341.
- [2] Caltrans, (2004). Seismic Design Criteria, http://www.dot.ca.gov/hq/esc/earthquake_engineering.
- [3] Applied Technology Council, (1996). ATC-32 Improved seismic design criteria for California bridges, Redwood City, California.
- [4] Imbsen R., (2006) "Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges". TRC/Imbsen & Associates, Inc. 2006.
- [5] Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N., and MacRae, G.A. (1995). Displacement-based Design of R.C. Bridge Columns in Seismic Regions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 24, pp. 1623-1643.
- [6] Kowalsky, M. J. (2002) "A Displacement-Based Design approach for the Seismic Design of Continuous Concrete Bridges," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, pp. 719-747.
- [7] Dwairi H.M, (2005). Equivalent damping in support of direct displacement-based design with applications for multispan Bridges

- Ph.D. Thesis ; North Carolina State University, Raleigh, North Carolina.
- [8] Suarez V, Kowalsky M. (2006), Seismic design of drilled shaft bents with soil-structure interaction effects, *Journal of Earthquake Engineering*, in press.
- [9] Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J. (2007) *Displacement Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy.
- [10] SEAOC. (2004). *Revised Interim Guidelines Performance-Based Seismic Engineering*. Structural Engineers Association of California.
- [11] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., (1998) "Observed Stress-Strain Model for Confined Concrete", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 114(8), pp 1827-1849.
- [12] Priestley, M.J.N. (1998) "Brief Comments on Elastic Flexibility of Reinforced Concrete Frames, and Significance to Seismic Design " *Bulletin NZ National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 31., No. 4, pp. 246-259.
- [13] McKenna F et al, (2004). *OpenSees Command Language Manual*. <http://opensees.berkeley.edu>.
- [14] AASHTO (2004). *LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials; Washington D.C.
- [15] Newmark, N., and Hall, W. (1973). "Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities," Report No. 46, *Practices for Disaster Mitigation*, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, pp. 209-236
- [16] Miranda, E. (1993), "Site-Dependent Strength Reduction Factors," *J. of Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 119, No. 12.
- [17] Federal Emergency Management Agency, FEMA (2003). *Improved inelastic seismic análisis procedures*, FEMA 440, Washington D.C.
- [18] Shibata and Sozen, (1976). *Substitute Structure Method for Seismic Design*. *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol 102, No ST1.
- [19] Blandon, C. A., and Priestley, M. J. N., (2005) "Equivalent viscous damping equations for direct displacement-based design" *Journal of Earthquake Engineering* vol. 9, Special Issue 1.
- [20] EuroCode 8, (1988). *Structure in seismic regions – Design. Part 1, General and Building*. Edition, Report EUR 8849 EN, Commission of European Communities.