

# IMPLEMENTACION DEL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS PARA PUENTES EN EL ECUADOR

VINICIO A. SUAREZ CHACON.<sup>1</sup>

Cinco puentes clasificados como ordinarios de acuerdo a las normas de diseño sismo-resistente (SDC) del Departamento de Transportes de California (Caltrans) han sido diseñados por dos métodos basados en desplazamientos: el método Caltrans SDC y el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD); y por un tercer método que es basado en fuerzas de acuerdo a la normativa AASHTO. Los puentes considerados presentan las siguientes singularidades: estribos flexibles, juntas de dilatación en la superestructura y configuración asimétrica. El desempeño de cada una de las estructuras que resultan de aplicar los métodos de diseño es verificado mediante el análisis no-lineal de historia en el tiempo. Objetivos específicos de este estudio son: (1) Comparar la efectividad de los métodos de diseño y (2) investigar los aspectos requeridos para mejorar los métodos actuales basados en desplazamientos. El trabajo que se presenta incluye una descripción de los procesos de diseño así como el detalle de los análisis realizados.

*Palabras clave:* DDBD, Diseño por desempeño, Diseño basado en desplazamientos

## 1. INTRODUCCION

Métodos de diseño sísmico basado en desplazamiento han sido desarrollados recientemente como una herramienta para el diseño por desempeño de puentes. En este documento, se presenta una revisión de la literatura existente que fundamenta estos métodos y luego se muestran los resultados de un estudio en el que se diseñan cinco puentes ordinarios (definición según Caltrans) utilizando dos métodos basados en desplazamientos: el método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) y los criterios de diseño sísmico del Departamento de Transportes de California, Caltrans. Adicionalmente, el método contenido en la especificación estándar de AASHTO (2001), que es el método actualmente utilizado en Ecuador, se aplica por comparación. Los puentes considerados en el estudio presentan singularidades como: estribos flexibles, juntas de dilatación en la superestructura, y configuración asimétrica. El desempeño de cada uno de las estructuras que resultan de aplicar los métodos de diseño es verificado mediante el análisis no-lineal de historia en el tiempo. Objetivos específicos de este estudio son: (1) Comparar la efectividad de los métodos de diseño y (2) investigar los aspectos requeridos para mejorar e implementar los métodos basados en desplazamientos en el Ecuador.

## 2. REVISION DE LITERATURA

### El comportamiento inelástico de las subestructuras en puentes

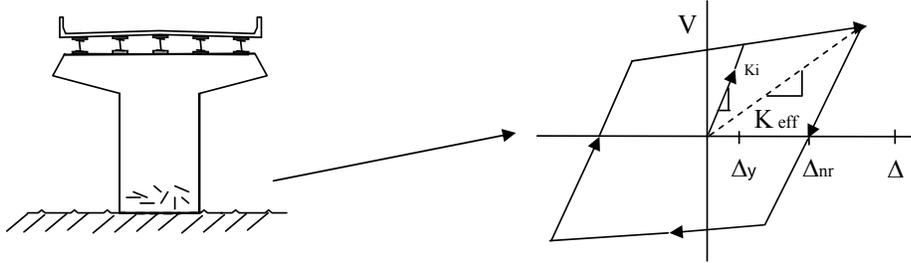
En forma ideal, las estructuras sismo-resistentes son diseñadas con una configuración simple de manera que su comportamiento sea modelado y analizado fácilmente, buscando que la disipación de energía se produzca en elementos claramente definidos. A diferencia del diseño de edificios, la práctica actual de diseño de puentes es limitar su capacidad de respuesta lateral a la capacidad de las pilas. Es decir, los puentes se diseñan para que rótulas plásticas se desarrollen en las columnas y no en la superestructura. Las razones que sustentan este criterio tienen que ver con la dificultad de desarrollar rótulas plásticas en la superestructura debido a que esta es generalmente mucho más rígida y fuerte que la subestructura y a que las secciones que se utilizan en la superestructura no son generalmente dúctiles. Consecuentemente las superestructuras son diseñadas para soportar las cargas gravitatorias de servicio elásticamente, y, en aplicaciones sísmicas, estas son diseñadas para ser el elemento de amarre elástico del sistema sismo-resistente.

Las subestructuras de puentes si son entonces diseñadas para incursionar en el rango inelástico. Con esto se logra disminuir la demanda de resistencia en los componentes de la subestructura y también en la superestructura y conexiones. Sin embargo, la incursión inelástica se traduce en daño estructural que debe ser controlado y limitado en la etapa de diseño. La Fig. 1 muestra la respuesta cíclica carga-desplazamiento ( $V-\Delta$ ) típica de una pila de puente, una vez que el sistema es empujado más allá del desplazamiento que causa la fluencia de la sección  $A_y$ , el sistema comienza a experimentar daño que se traduce en degradación de su rigidez, si la carga es removida existe un desplazamiento o daño irrecuperable  $\Delta_{nr}$ , si la sección se somete a varios ciclos de desplazamiento la resistencia se

---

<sup>1</sup> Director de la Unidad de Ingeniería Civil Geología y Minas de la UTP. [vasuarez@utpl.edu.ec](mailto:vasuarez@utpl.edu.ec) (07) 2570275 ext 2928

degrada. Parecería entonces que todos los efectos de la incursión inelástica son negativos, sin embargo, un aspecto positivo es la disipación de energía que ocurre en cada ciclo y que esta relacionada con el área dentro del lazo histerético.



**Fig. 1. Respuesta inelástica de una subestructura de puente**

El máximo desplazamiento que se espera ocurra durante el sismo de diseño en un sistema que permanece elástico, en el que se asume resistencia infinita, puede ser determinado desde el espectro de desplazamiento que corresponde a ese sismo. El espectro elástico es preparado típicamente con un 5% de amortiguamiento viscoso asumiendo que esa es la capacidad de disipación de energía para una respuesta elástica. Si a la misma estructura se le asignara una resistencia menor a la requerida para permanecer elástica, esta fluiría, perdería rigidez y aumentaría su periodo de vibración, si observamos el espectro de desplazamiento con 5% de amortiguamiento, la estructura trataría de desplazarse más que la que permaneció elástica. No obstante, este aumento en la demanda de desplazamiento debido al alargamiento del periodo es contrarrestado por el aumento en el amortiguamiento en el sistema debido a la disipación de energía que ocurre por la incursión en el rango inelástico, que opuesto al efecto anterior, reduce la demanda de desplazamiento. Los efectos del alargamiento del periodo y aumento de amortiguamiento son esquematizados en la Fig. 2. esta figura muestra espectros de desplazamiento para dos niveles de amortiguamiento y la evolución de la demanda de desplazamiento para sistemas que van del rango elástico al inelástico en tres regiones del espectro. Si una estructura tiene un periodo de vibración corto y se diseña para incursionar en el rango inelástico, es decir con amortiguamiento mayor que 5%, se desplazará más que lo esperado para la misma estructura considerada elástica (es decir con resistencia infinita y 5% de amortiguamiento). Lo opuesto sucede para estructuras con periodos de vibración largos, sin embargo, para una región intermedia del espectro, los desplazamientos elásticos e inelásticos coinciden, indicando que el efecto del alargamiento del periodo se cancela con el efecto del incremento del amortiguamiento. Esta observación conduce a la “regla de iguales desplazamientos” (Veletsos y Newmark 1960) y es utilizada para simplificar el diseño de puentes y edificios en varios códigos (AASHTO 2001, Caltrans 2004, INEN 2001). Alternativamente, y en forma general, los efectos del alargamiento del periodo y aumento de amortiguamiento pueden ser considerados independientemente mediante el uso de una “estructura substituta” (Shibata y Sosen 1976) en la que la estructura inelástica se substituye por una elástica de rigidez secante al punto de máxima respuesta  $K_s$ , que tendrá un periodo de vibración alargado o efectivo  $T_{eff}$ , y amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$  para considerar la disipación de energía.

Numerosos estudios han sido realizados para investigar la linearización de la respuesta de sistemas de un grado de libertad usando combinaciones de rigidez y amortiguamiento equivalente (Jennings 1968, Dwairi 2005, Blandon 2005, Suarez 2005), uno de estos estudios utiliza el área del lazo histerético como una indicación del amortiguamiento equivalente (Jacobson 1930). Recientemente, el trabajo realizado por Dwairi ha indicado que cuando se utiliza rigidez secante a la respuesta máxima, el método del área sobreestima el amortiguamiento. Alternativamente, Dwairi y otros han obtenido valores óptimos para el amortiguamiento histerético que combinado con rigidez secante a máxima respuesta coinciden con los resultados del análisis no lineal de historia en el tiempo.

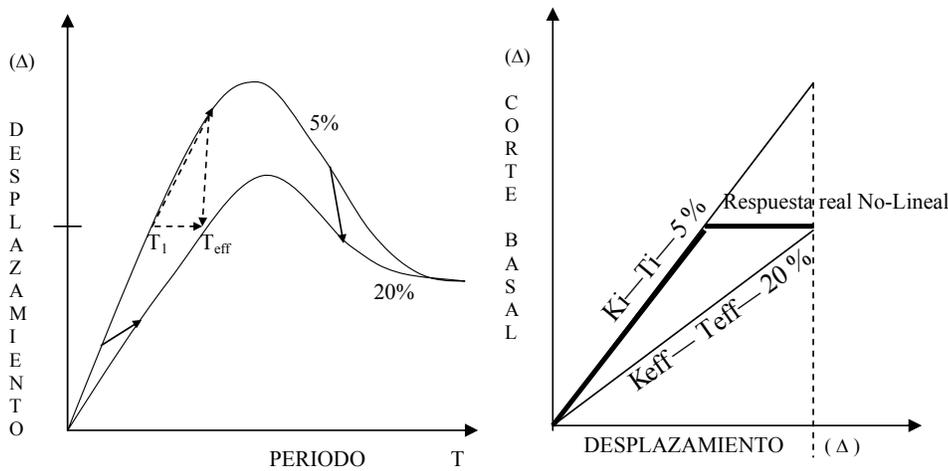


Fig. 2. Linearización de la respuesta máxima de la estructura

#### Indicadores de daño sísmico

El daño sísmico en puentes puede tener severas consecuencias. Mas allá del terrible costo de la pérdida de vidas humanas, el cierre de un puente puede tener tremendas consecuencias económicas y sociales. En la sección anterior se explico como la magnitud del desplazamiento esta directamente relacionada con el daño estructural, desplazamientos menores al de fluencia son completamente recuperables y no causan daño, desplazamientos mayores si lo causan. Esto sucede porque desplazamiento se traduce en deformación unitaria en las fibras de hormigón y acero. Una forma sencilla de investigar esta relación es mediante el diagrama momento curvatura. Una observación muy interesante que se desprende del analisis momento curvatura es que la curvatura de fluencia  $\phi_y$  es poco sensible a la cantidad de refuerzo de las secciones y al nivel de carga axial que soportan, esta observación conduce a relaciones como Eq. 1, para columnas circulares, que permiten predecir  $\phi_y$  en función de la deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo  $\epsilon_y$  y del diámetro de la sección (Priestley, 1996).

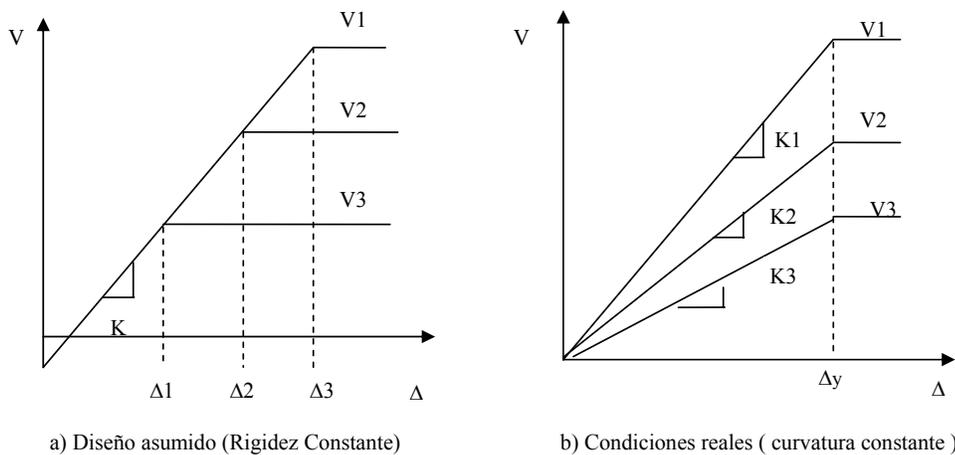
$$\phi_y = 2.25 \times \frac{\epsilon_y}{D} \quad \text{COLUMNAS CIRCULARES} \quad (1)$$

Si se conoce la  $\phi_y$ , el desplazamiento de fluencia para una columna en voladizo puede estimarse con Eq. 2, y para columnas en las que la rotación en la cabeza es restringida con Eq. 3, en donde  $L$  es la longitud de la columna. El uso de estas expresiones revela el hecho de que el desplazamiento de fluencia no depende de la resistencia (cantidad de refuerzo en la sección) y que la rigidez esta directamente relacionada con la resistencia (Fig. 3a), esto es contrario a la practica de diseño normal (AASHTO 2004) que asume que se puede variar la resistencia de un elemento sin cambiar su rigidez (Fig. 3b)

$$\Delta y = \frac{\phi y \times L^2}{3} \quad (2)$$

$$\Delta y = \frac{\phi y \times L^2}{6} \quad (3)$$

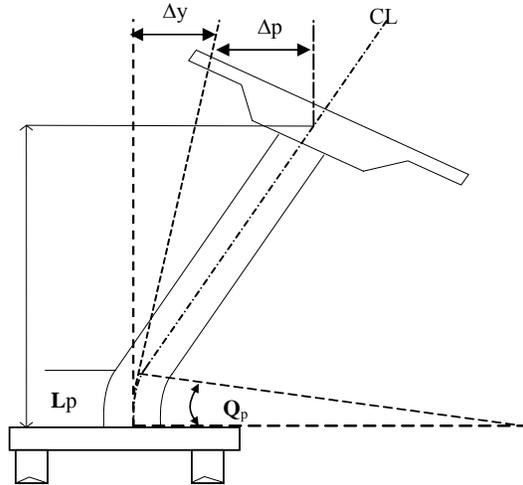
Cuando el desplazamiento máximo  $\Delta_m$  es mayor que  $\Delta y$  la demanda de curvatura en el punto de máximo momento se puede determinar con el método de la rotula plástica (Fig. 4). Este método asume la formación de una rotula plástica que concentra rotación plástica en un solo punto. La rotación plástica  $\theta_p$  se es igual a la curvatura plástica  $\phi_p$  multiplicada por la longitud de la rotula plástica  $L_p$ . El desplazamiento total  $\Delta_m$  es la suma del desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$  y del desplazamiento plástico  $\Delta_p$ . La relación entre  $\Delta_m$  y  $\Delta_y$  se conoce como ductilidad de desplazamiento  $\mu_\Delta$ . La ductilidad es comúnmente utilizada como un índice de daño estructural. Otro indicador de daño es la deriva que es la relación entre el desplazamiento máximo y la altura de la pila. El colapso de una subestructura se produce cuando esta pierde su capacidad de soporte de las cargas verticales. La combinación de desplazamientos laterales con cargas verticales produce los denominados efectos P-Delta, el control de estos efectos también es necesario en la etapa de diseño.



**Fig.3. Relación entre rigidez y resistencia**

### Los métodos de Diseño sismo-resistente

Los criterios de diseño sísmico han ido continuamente mejorando con base en investigación y en lecciones aprendidas en terremotos ocurridos. En los Estados Unidos, antes del terremoto de San Fernando en 1971, el diseño sísmico de puentes era parcialmente basado en los requerimientos de carga lateral para edificios. En 1973, el Departamento de Transportes de California (Caltrans) desarrollo nuevos criterios de diseño que incluyeron efectos del sitio y características dinámicas de los puentes. La AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) adapto ligeramente las normas de Caltrans y las adopto como reglamento interino. El Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) desarrollo la directiva ATC-6 para diseño sísmico de puentes en 1981. AASHTO adopto ATC-6 en 1983 y luego las incorporo a las especificaciones estándares para puentes carreteros en 1991.



**Fig. 4. Método de la rótula plástica**

La filosofía de diseño en la norma AASHTO es el prevenir el colapso del puente durante sismos severos. El método AASHTO es **basado en fuerzas**, y emplea factores de reducción de la acción sísmica “*R*” para controlar el daño, en relación a la importancia y capacidad de ductilidad de la estructura. Este método está contenido en las normas AASHTO tanto en su versión Standard (AASHTO 2001) como en su versión LRFD (AASHTO 2004) y es usado en Estados Unidos, y en varios países de Latinoamérica incluyendo el Ecuador.

Luego del terremoto en Loma Prieta en 1989, se han realizado extensas investigaciones para desarrollar mejores criterios para el diseño sismo-resistente de puentes de concreto, enfatizando en el uso de desplazamientos en vez de fuerzas como medida del daño sísmico y en la aplicación de los principios de diseño basados en capacidad para asegurar un mecanismo de falla dúctil y la concentración de daño en regiones especificadas. Estos métodos denominados **basados en desplazamientos** también han servido de herramientas de una nueva filosofía de diseño llamada “diseño por desempeño”. El diseño por desempeño propone varios objetivos a ser alcanzados en el diseño de la estructura. Cada objetivo tiene dos partes, la especificación de una amenaza sísmica y los criterios de desempeño que la estructura debe cumplir bajo esa amenaza sísmica. Los criterios de desempeño son típicamente especificados en términos de límites en la ductilidad, deriva o límites en las acciones causadas por los efectos P-Delta. Algunos métodos de diseño basados en desplazamientos han sido desarrollados, incluyendo:

- El método de diseño directo basado en desplazamientos (Priestley, 1993) que ha sido usado para el diseño sísmico de pilas en puentes (Kowalsky et al. 1995), pilas con pilotes hincados y pre-barrenados (Suarez y Kowalsky 2006), puentes continuos (Dwairi 2005; Kowalsky 2002) y pórticos de hormigón armado (SEAOC, 2004; Priestley and Kowalsky, 2000)
- La norma de diseño sísmico para puentes ordinarios de Caltrans (2004) que cambió a diseño basado en desplazamientos en 1999 consolidando recomendaciones del ATC (ATC-32, 1996). Actualmente estos criterios son utilizados para el diseño sísmico de puentes ordinarios en California.

#### Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD)

DDBD se desarrolla con base en el método de estructura substituta (Shibata y Sosen, 1976). 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

combinando el 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. Los principales pasos en la aplicación de DDBD son:

- 1) Estimar el tamaño y configuración de la subestructura del puente
- 2) Determinación de un perfil de desplazamiento “meta”, con base en límites en deformación unitaria, curvatura, ductilidad, deriva, desplazamiento o efectos P-Delta y formas modales (Dwairi and Kowalsky, 2005).
- 3) Definición del sistema equivalente de un grado de libertad, que incluye la determinación del amortiguamiento viscoso equivalente (Dwari et al. 2005; Blandon y Priestley 2005; Suarez y Kowalsky 2006).
- 4) Determinación de la rigidez y resistencias requeridas para alcanzar el desempeño propuesto en el paso 2, mediante el uso de un espectro de desplazamiento preparado para varios niveles de amortiguamiento.
- 5) Diseño de los elementos utilizado principios de diseño por capacidad (Priestley and Calvi, 1996)

Si la resistencia requerida no puede darse a la estructura debido a limitaciones prácticas en la cantidad de refuerzo, el procedimiento se repite modificando el tamaño de las secciones.

#### Criterios de diseño Sismo-resistente de Caltrans (SDC)

En la normativa de Caltrans (2004), se asume la rigidez de la estructura para estimar la demanda de desplazamiento mediante un análisis dinámico modal espectral. Este análisis se basa en la aplicabilidad de la regla de iguales desplazamientos (Veletsos y Newmark 1960). Una vez estimada la demanda de desplazamiento, se proporcionan los elementos de manera que su capacidad de desplazamiento supere la demanda. La aplicación de este procedimiento requiere:

- 1) Dimencionamiento inicial de la subestructura del puente y asignación de rigidez agrietada correspondiente al nivel deseado de refuerzo. Formatted: Bullets and Numbering
- 2) Estimación de la demanda de desplazamiento inelástica mediante un análisis elástico multimodal espectral. La demanda de desplazamiento elástico es asumida igual a la inelástica con base en la “regla de iguales desplazamientos”
- 3) Determinación de la capacidad de desplazamiento para la subestructura a través de un análisis pushover aplicando límites a la ductilidad, deriva o efectos P-Delta.
- 4) Verificación de que la capacidad de desplazamiento es mayor que la demanda en los elementos resistentes. Si esto se cumple las pilas y los elementos protegidos son diseñadas de acuerdo a los principios de diseño por capacidad, de lo contrario, las secciones son revisadas y el procedimiento repetido. Formatted: Bullets and Numbering

DDBD y SDC son métodos basados en desplazamientos ya que usan desplazamientos para medir la demanda y capacidad en los elementos resistentes. Sin embargo, estos métodos difieren en la utilización de la regla de igual desplazamientos en SDC vs. el sistema sustituto con rigidez secante y amortiguamiento viscoso equivalente utilizado en DDBD.

#### Diseño basado en fuerzas (FBD)

En este método, el nivel de daño en la estructura es controlado por el nivel de resistencia que se asigna a la estructura. Para el efecto se utiliza factores de reducción de la acción sísmica “R” que dependen de la capacidad de ductilidad que se ha estimado tiene cada tipo de subestructura, y de la importancia del puente. La aplicación de este procedimiento requiere:

- 1) Dimencionamiento inicial de la subestructura del puente y asignación de rigidez en función de la geometría
- 2) Estimación de la demanda de resistencia elástica mediante un análisis elástico multimodal espectral

- 3) Reducción de la demanda de resistencia elástica mediante la aplicación de un factor de reducción  $R$  que depende de la importancia del puente y de su capacidad de desplazamiento inelástico
- 4) Diseño de las pilas y de los elementos protegidos mediante principios de capacidad

Si la resistencia requerida no puede darse a la estructura debido a limitaciones prácticas en la cantidad de refuerzo, el procedimiento se repite modificando el tamaño de las secciones. Algunos problemas del diseño basado en fuerzas, que limitan su uso para diseño por desempeño de puentes son:

- El uso de la resistencia para controlar el daño. Una vez que la estructura fluye, pequeños cambios en fuerza causan grandes variaciones en el desplazamiento y por ende en el nivel de daño. El desplazamiento se correlaciona mejor con el daño que la fuerza.
- El uso de factores de reducción de resistencia " $R$ " que limitan la demanda de ductilidad solamente y no permiten que el diseño sea controlado por otros criterios de desempeño.
- En el método, la rigidez y resistencia son consideradas independientes. El periodo es estimado en función de una rigidez que debería ser actualizada en forma iterativa una vez que se conoce la resistencia de diseño

### 3. PUENTES DISENADOS

Cinco puentes ordinarios son diseñados en la dirección transversal siguiendo los métodos DDBD, SDC y FBD. El objetivo de diseño para estos puentes es que bajo la demanda sísmica especificada en la Fig. 5, correspondiente al sismo raro esperado en la ciudad de Guayaquil en un suelo S3 (Corpecuador, 1999), la demanda de ductilidad en la subestructura no supere el valor de tres, que la deriva en la cabeza de las pilas no supere un 2% de su altura, que el desplazamiento de los estribos no supere 0.05 m y que los momentos causados por los efectos P-Delta no superen el 20% de la capacidad a flexión de las secciones diseñadas. El programa de computación Ruaumoko (Carr 1999) fue empleado para realizar análisis de respuesta modal espectral y también para los análisis no lineales de historia en el tiempo realizados para evaluar los diseños.

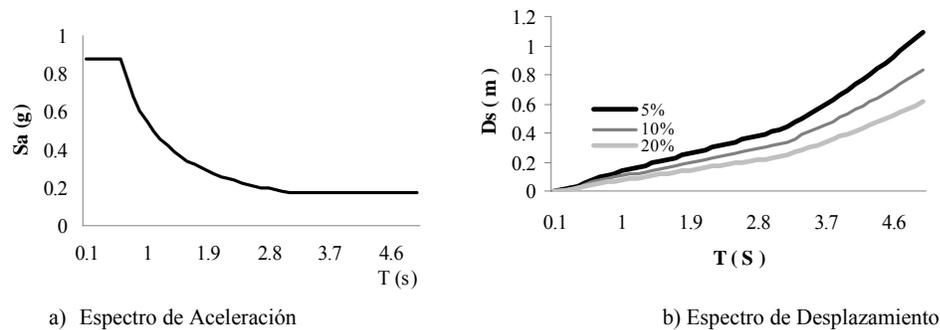
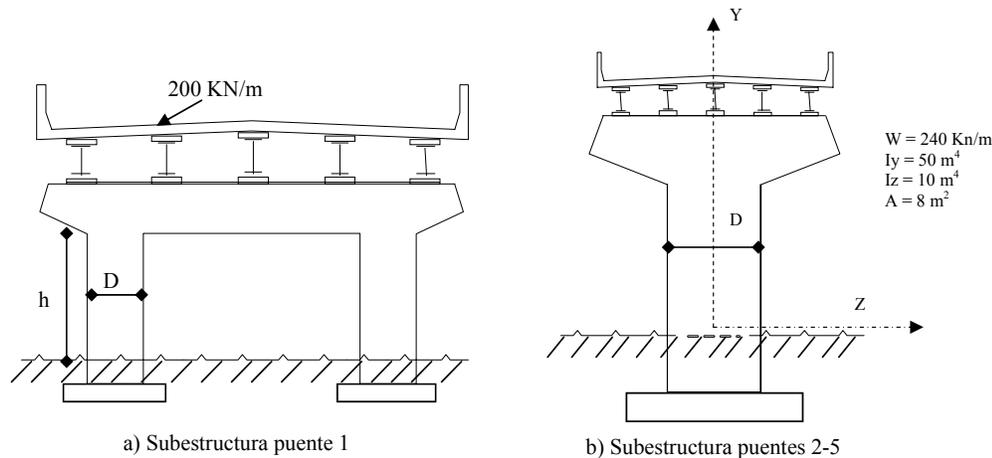


Fig. 5. Amenaza sísmica de diseño

Para el diseño sismorresistente se asume que los puentes ya han sido diseñado para resistir cargas gravitacionales, por ende se toman los siguientes datos de la superestructura: para puentes con vanos simplemente apoyados se toma un peso de superestructura igual a 200 kN por metro lineal, las propiedades elásticas de la sección de la superestructura no son relevantes ya que al no ser continua, no transmite la acción sísmica de una pila a otra. Para

los puentes con superestructura continua se considera que esta es de tipo viga cajón, con un peso propio de 240 kN por metro lineal, una inercia en el eje fuerte  $I_y$  de 50 m<sup>4</sup> y de 10 m<sup>4</sup> en su otro eje  $I_z$ , un área  $A$  de 8m<sup>2</sup> y una constante de torsión  $J$  de 14 m<sup>3</sup>. Para los puentes con vanos simplemente apoyados se ha considerado una subestructura con dos columnas que se asume rígidamente empotrada a nivel del suelo. Para los puentes continuos la subestructura consiste de pilas circulares que también se asumen empotradas a nivel del suelo tal como se muestra en la Fig. 6. Para el análisis y diseño de las pilas se asume un hormigón armado con modulo elástico  $E$  igual a 24800 MPa, resistencia a la compresión de  $f'c$  de 28 MPa y acero de refuerzo con limite de fluencia  $f_y$  de 450 MPa. Detalles específicos de cada puente se detallan a continuación:



**Fig. 6. Detalles de la subestructura de los puentes de estudio**

**Puente 1.** (Fig. 7a) Puente con cuatro vanos simplemente apoyados, configuración regular con pilas de 8 y 16 m de altura. La longitud de los vanos es 25m. Estribos integrales en ambos extremos.

**Puente 2.** (Fig. 7b) Puente con cuatro vanos continuos, simétrico con pilas de 9 y 12 m. La longitud de cada vano es 30m. Estribos integrales en ambos extremos.

**Puente 3.** (Fig. 7c) Puente con cuatro vanos continuos, asimétrico con pilas de 6, 9 y 14 m. La longitud de cada vano es 30m. Estribos integrales en ambos extremos

**Puente 4.** (Fig. 7d) Puente con seis vanos con dos juntas de dilatación, simétrico con pilas de 8 y 12 m. La longitud de cada vano es 30m. Estribos integrales en ambos extremos

**Puente 5.** (Fig. 7e) Puente con seis vanos con dos juntas de dilatación asimétrico con pilas de 6, 9 y 14 m. La longitud de cada vano es 30m. Estribos integrales en ambos extremos.

#### Aplicación de los métodos de diseño

DDBD fue aplicado con dos variantes, en el método identificado como DDBD-Estático, el perfil de desplazamiento meta se lo obtiene en forma iterativa bajo la acción de un patrón de fuerzas estáticas que resulta de la distribución del cortante basal de diseño sobre la superestructura. (Ortiz 2004), La otra variante denominada DDBD-Efectivo encuentra el perfil de desplazamiento meta en forma iterativa mediante un análisis elástico modal espectral sobre un modelo en el que las pilas tienen rigidez secante al desplazamiento máximo (Kowalsky, 2002). Es importante hacer

énfasis en que con DDBD el puente se modela con rigidez secante al punto de respuesta máxima con esto se espera una correcta distribución de rigidez en la estructura.

En la aplicación de DDBD es necesario estimar el amortiguamiento viscoso equivalente  $\xi_{eq}$ , en este trabajo se ha utilizado el modelo propuesto por Dwairi (2005) para columnas de hormigón armado Eq.4. También es necesario disponer de espectros de desplazamiento para diferentes valores de amortiguamiento, para esto el espectro de aceleración propuesto para el diseño es convertido a un espectro de desplazamientos (Fig. 5) y es escalado a diferentes niveles de amortiguamiento con la Eq. 5 propuesta para el efecto en el Eurocode (1988).

$$\xi_{eq} = 5 + 50 \frac{\mu_{\Delta} - 1}{\pi \mu_{\Delta}} \quad (4)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{eq}}} \quad (5)$$

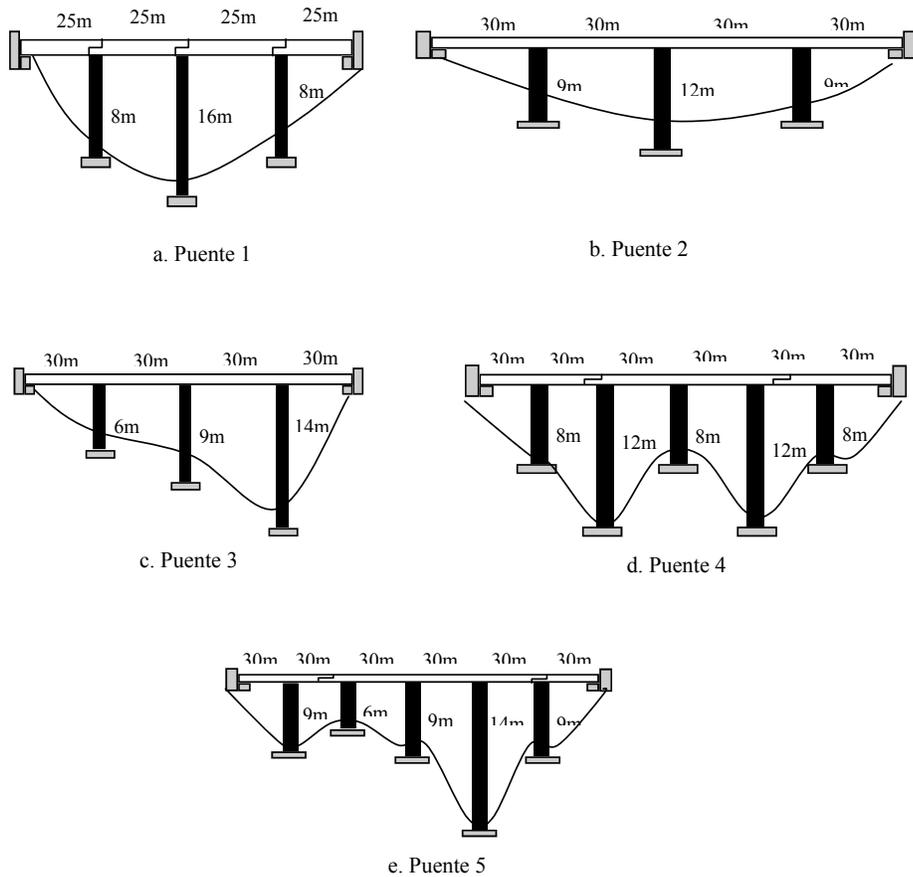


Fig. 7. Configuración de puentes diseñados

El método SDC de Caltrans fue aplicado con algunas variaciones: 1) En vez de realizar un análisis pushover con el objeto de determinar su capacidad de desplazamiento para cada pila, la capacidad de desplazamiento es aproximada a partir de la estimación de la curvatura de fluencia para la sección (Eq. 1); 2) el procedimiento se aplica en forma iterativa actualizando la rigidez que se utiliza en el modelo elástico, del cual se obtiene la demanda, en función de la resistencia requerida al final de cada iteración. Es interesante notar que en este método el puente se modela con rigidez de fluencia y por ende no se considera re-distribución de rigidez debido a la diferente demanda de ductilidad en cada pila.

FBD fue aplicado como se indico en las secciones previas. En este método, la estructura se modela con rigidez que corresponde la inercia “gruesa” en las secciones y se desconoce el hecho de que esta rigidez debería actualizarse en función de la resistencia asignada a los elementos.

### **Análisis de verificación**

Análisis no lineales de historia en el tiempo (NTHA) fueron ejecutados para verificar el desempeño de las estructuras que resultaron de la aplicación de cada uno de los métodos. El programa Ruaumoko 3D (Carr 1999) fue utilizado para este propósito. La superestructura fue modelada con una serie de elementos elásticos tipo barra. Las columnas fueron modeladas como barras no-lineales a las que se les asigno el modelo histerético modificado de Takeda (1970) para tomar en cuenta la disipación de energía que ocurre con la formación de las rotulas plásticas. Los estribos fueron modelados con resortes elasto- perfectamente plásticos en función de la resistencia requerida en por el diseño. Siete registros sísmicos fueron aplicados a cada modelo de puente, estos acelerogramas corresponden a sismos reales registrados en estaciones sobre suelos suaves y fueron modificados para ser compatibles con el espectro de diseño utilizando la técnica de descomposición en ondas (Montejo, 2004). El máximo desplazamiento asignado a cada pila corresponde al promedio de los valores máximos obtenidos para cada uno de los sismos.

### **Análisis de resultados**

Resultados de la aplicación de los métodos de diseño y de los análisis de verificación se muestran para cada uno de los puentes en Figs. 8, 9, 10, 11, 12. La Fig. 8a muestra la resistencia requerida por cada uno de los métodos de diseño para las pila de 8m del puente 1, se observa que FBD requiere mayor resistencia y por ende mayor armado en las columnas de 1m de diámetro. DDBD y SCD coinciden en la resistencia requerida con un valor que es 60% menor que el valor obtenido con FBD. En cuanto a los desplazamientos se observa en Fig. 8b que FBD predice el menor desplazamiento, también se observa que DDBD y SDC predicen similares desplazamientos, y que estos son similares a los que resultan del NTHA. Fig. 8c muestra que el diseño de la pila de 8 m fue gobernado por el límite establecido para la demanda de ductilidad y esto se comprueba con los resultados del NTHA. Los índices de daño son definidos como la relación entre la demanda y la capacidad. Del diseño de la pila de 8 m en el puente 1 se concluye que DDBD y SDC fueron igualmente eficaces para capturar el comportamiento de estas pilas, por el contrario FBD produjo un diseño sobre dimensionado en resistencia además el NTHA demostró que el desplazamiento máximo que este método predice es mucho menor al real.

Los resultados del diseño de los puentes 2 y 3 son cualitativamente similares, Fig. 9 y Fig. 10 indican que el diseño fue gobernado por los límites establecidos para el desplazamiento de los estribos, la demanda de ductilidad fue baja, y la respuesta de los puentes fue esencialmente elástica. Para estos puentes, FBD produce una demanda de resistencia similar a la de los otros métodos, sin embargo la predicción de desplazamiento esta por debajo de lo observado en el NTHA. La revisión de los índices de daño lleva a la conclusión de que el método SDC de Caltrans fue el mas efectivo.

El diseño de los puentes 4 y 5 se muestra gobernado por el límite de deriva impuesto a las pilas (Figs. 11 y 12). En este caso las pilas que controlan el diseño del puente son las comprendidas entre las juntas de dilatación. Se observa que los métodos basados en desplazamientos con excepción de DDBD-Estático para el puente 5, predicen conservadoramente la deformada del puente mientras que el método basado en fuerzas lo hace de forma poco conservadora, por ende este método no seria efectivo si se tratara de imponer algún criterio de daño basado en desplazamiento.

Es importante notar que con los métodos basados en desplazamientos es posible obtener un diseño en el que todas las pilas dentro del puente tengan la misma sección y refuerzo. Esto se evidencia en los diseños realizados ya que la resistencia requerida para cada pila es proporcional a su longitud por ende resultando en los mismos momentos de diseño.

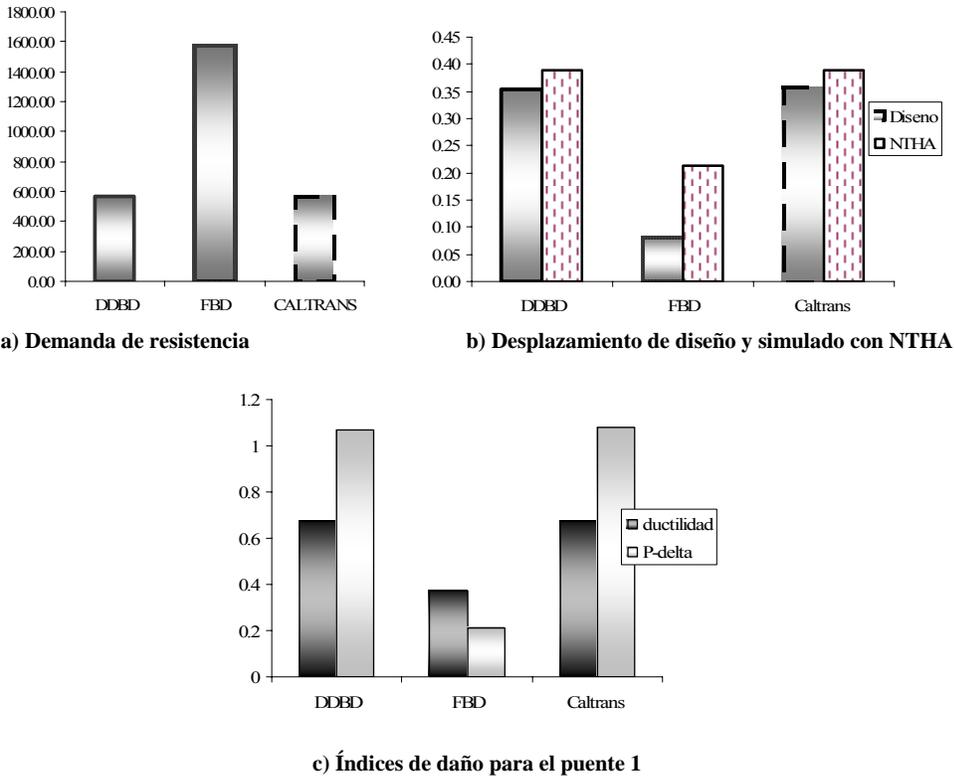


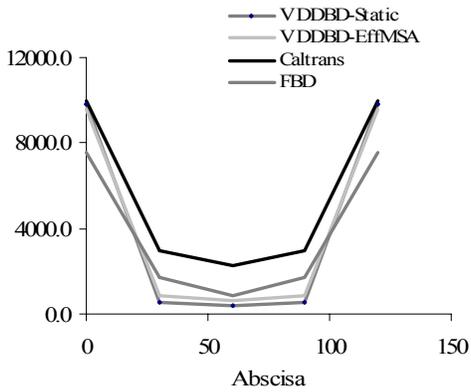
Fig. 8. Resultados de diseño para el puente 1

#### 4. CONCLUSIONES

La observación de los resultados del diseño y verificación para los cinco puentes ratifica los problemas enunciados del diseño basado en fuerzas:

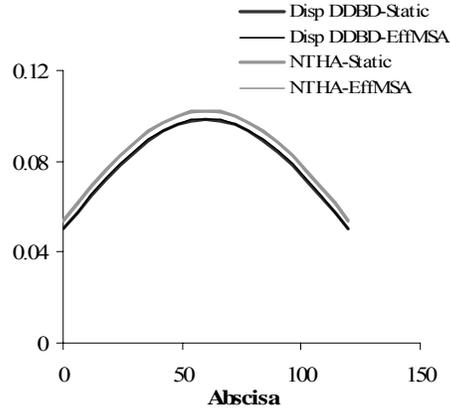
- Se observa en todos los casos que FBD predice demandas de desplazamiento menores a las obtenidas para las estructuras diseñadas con este método con el NTHA. Esto se debe a la utilización de inercias gruesas sin consideración de la relación entre resistencia y rigidez. Al no predecir adecuadamente la demanda de desplazamiento, FBD no puede diseñar estructuras con base en límites en derivas, efectos P-Delta o desplazamiento.
- Otro problema evidenciado con FBD es la utilización del valor R que implica que todos los diseños están controlados por límites en la demanda de ductilidad. En diseños controlados por límites en desplazamiento (que incluye deriva y P-Delta), FBD producirá menor resistencia que la requerida. No obstante este efecto en algunos casos se compensa por la utilización de un periodo de vibración siempre mas corto que el real (debido al uso de inercias gruesas) que incrementa la demanda de resistencia.

**Cortante Basal**



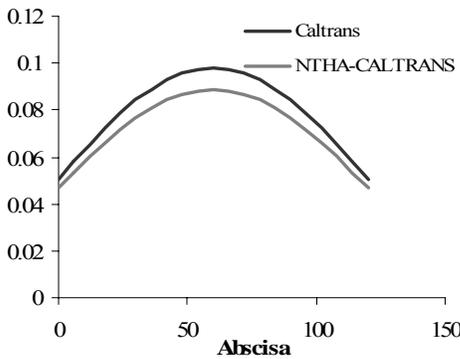
**a) Demanda de Resistencia**

**Desplazamiento**



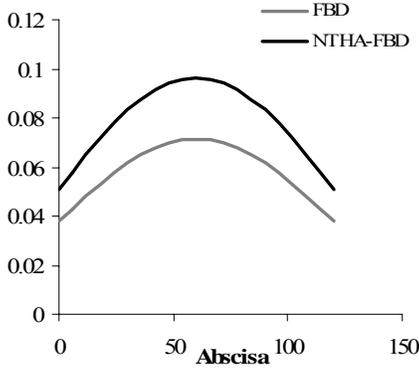
**b) Deformada DDBD – Estático y Efectivo**

**Desplazamiento**

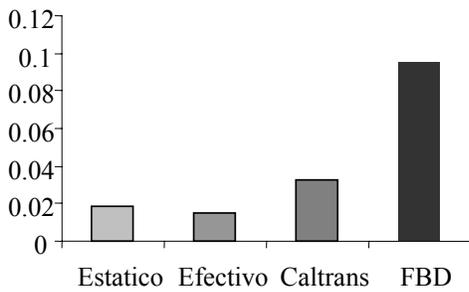


**c) Deformada CALTRANS**

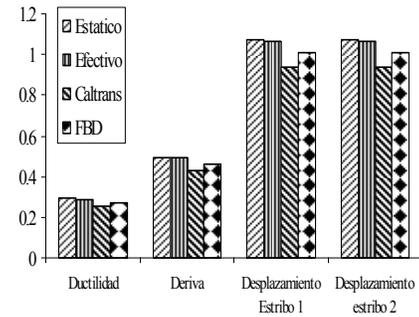
**Desplazamiento**



**d) Deformada FBD**

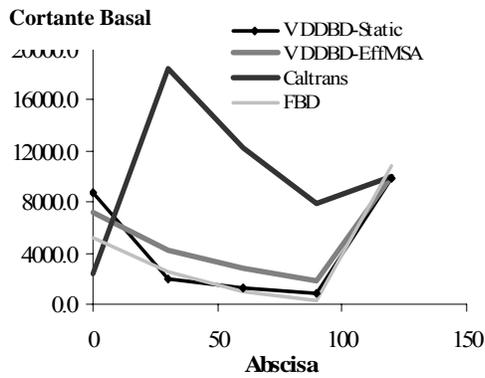


**e) Error entre deformada de diseño y NTHA**

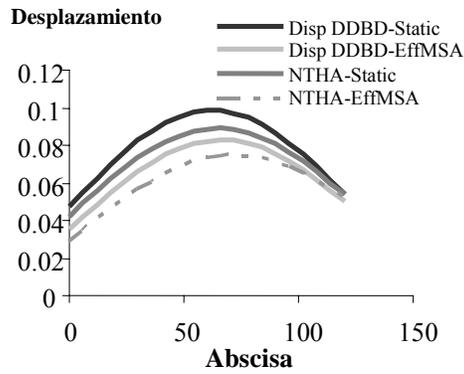


**f) Indices de daño**

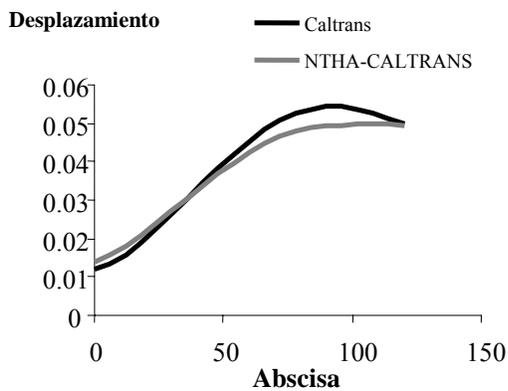
**Fig. 9. Resultados de diseño para el puente 2**



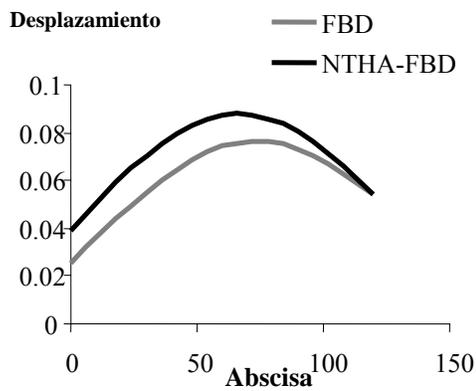
a) Demanda de Resistencia



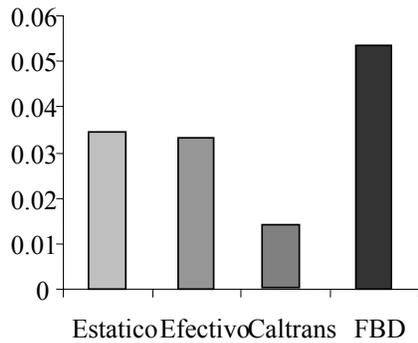
b) Deformada DDBD – Estático y Efectivo



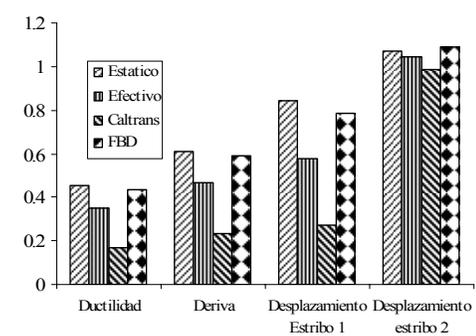
c) Deformada CALTRANS



d) Deformada FBD



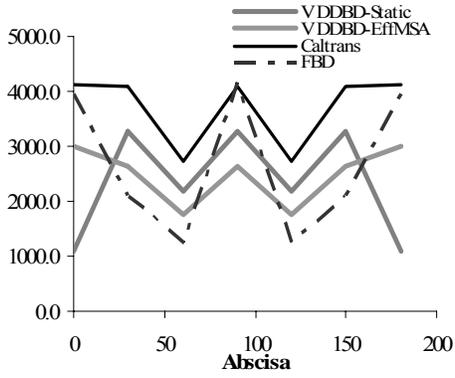
e) Error entre deformada de diseño y NTHA



f) Indices de daño

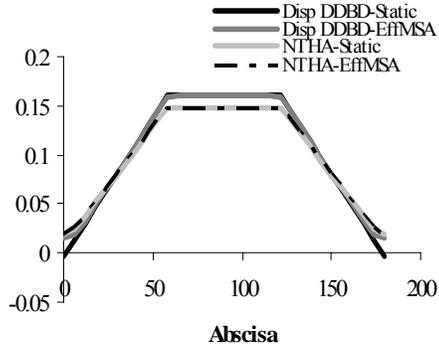
Fig. 10. Resultados de diseño para el puente 3

**Cortante Basal**



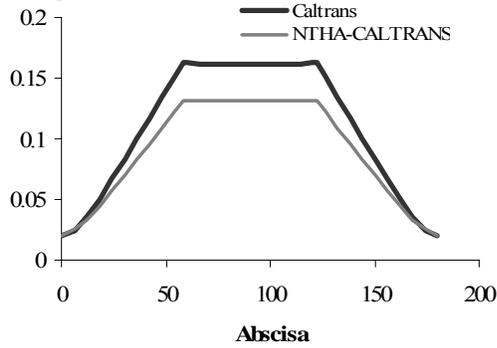
**a) Demanda de Resistencia**

**Desplazamiento**



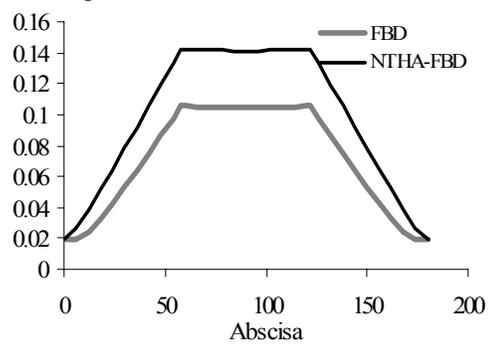
**b) Deformada DDBD – Estático y Efectivo**

**Desplazamiento**

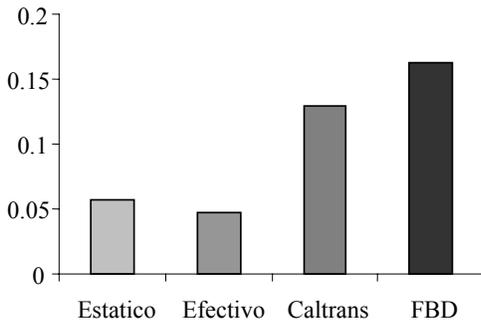


**c) Deformada CALTRANS**

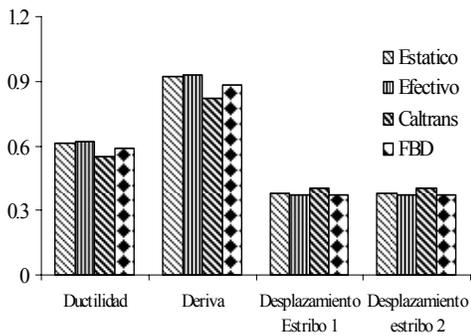
**Desplazamiento**



**d) Deformada FBD**



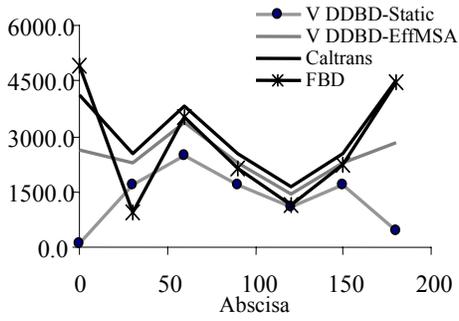
**e) Error entre deformada de diseño y NTHA**



**f) Indices de daño**

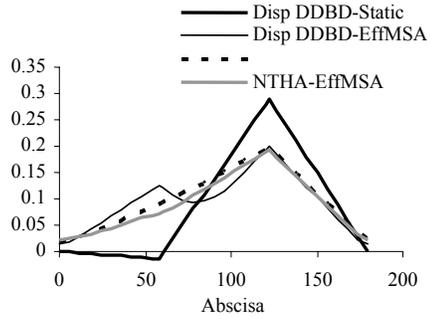
**Fig. 11. Resultados de diseño para el puente 4**

**Cortante Basal**



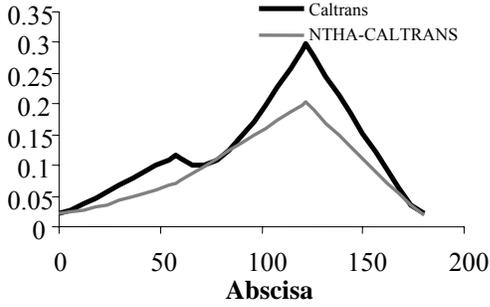
**a) Demanda de Resistencia**

**Desplazamiento**



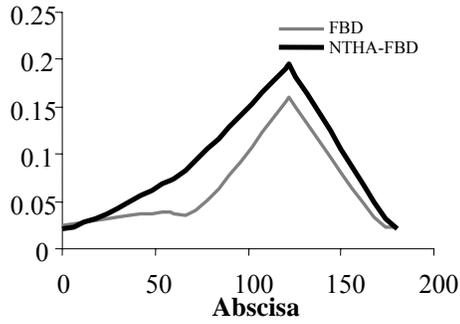
**b) Deformada DDBD – Estático y Efectivo**

**Desplazamiento**

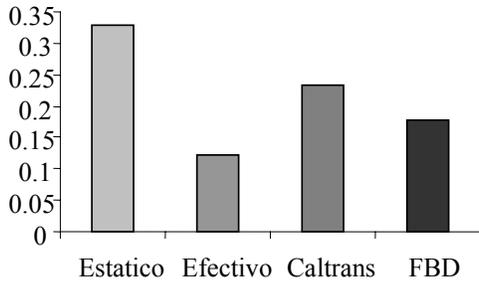


**c) Deformada CALTRANS**

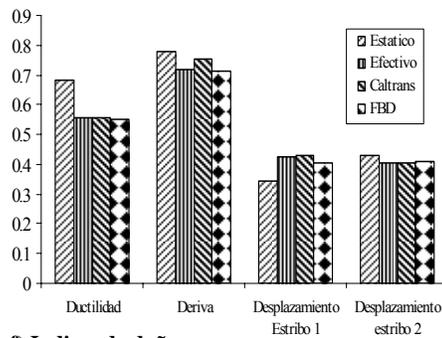
**Desplazamiento**



**d) Deformada FBD**



**e) Error entre deformada de diseño y NTHA**



**f) Indices de daño**

**Fig. 12. Resultados de diseño para el puente 5**

Los resultados de la aplicación de los métodos basados en desplazamientos demuestran que estos métodos son capaces de capturar en forma racional el comportamiento de los puentes. Para la muestra de puentes estudiados, las ventajas atribuidas a DDBD sobre SDC que incluyen: la consideración de la redistribución de rigidez luego de la fluencia y la consideración independiente de los efectos de alargamiento de periodo y incremento de amortiguamiento, no fueron notorios, por lo que debido a la mayor facilidad en la aplicación del SDC, se concluye que este es un método más eficiente.

Entre las dos variantes de DDBD, se concluye en base a los resultados del diseño del puente 5 que DDBD-estático no tiene un desempeño satisfactorio en puentes irregulares.

## 5. REFERENCIAS

- AASHTO 2001. Standard Bridge Design Specifications for highway bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials; Washington D.C.
- AASHTO 2004. LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials; Washington D.C.
- Applied Technology Council, 1996. ATC-32 Improved seismic design criteria for California bridges, Redwood City, Calif.
- 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,
- Corpecuador, 1999. Normas interinas de diseño de puentes
- Caltrans, 2004. Seismic Design Criteria, [http://www.dot.ca.gov/hq/esc/earthquake\\_engineering](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/earthquake_engineering)
- Dwairi H.M. 2005. Equivalent damping in support of direct displacement-based design with applications for multi-span Bridges Ph.D. Thesis ; North Carolina State University, Raleigh, North Carolina.
- EuroCode 8, 1988. Structure in seismic regions – Design. Part 1, General and Building. Edition, Report EUR 8849 EN, Commission of European Communities.
- INEN, 2001. Código Ecuatoriano de la Construcción
- Jennings P.C., 1968. Equivalent viscous damping for yielding structures. *Journal of Engineering Mechanics* Division, ASCE; **90**(2): 103-116
- Kowalsky M.J., 2002. A Displacement-based approach for the seismic design of continuous concrete bridges, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31: 719-747
- 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.
- Montejo L, 2004. Generation and analysis of spectrum compatible earthquake time histories using wavelets. Ms Thesis, University of Puerto Rico
- Paulay and Priestley. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Wiley Interscience
- 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., Seible, F., Calvi G.. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley, New York.
- Priestley, M.J.N., Kowalsky, 2000, M.J. Direct Displacement-Based Design of concrete buildings, *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol 33, No 4
- Priestley, M.J.N. and Grant, D. N. 2005. Viscous damping in analysis and design. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.9, No. Special Issue 1. pp. in press
- SEAOC. 2004. Revised Interim Guidelines Performance-Based Seismic Engineering. Structural Engineers Association of California,
- Suarez V, Kowalsky M. 2006, Seismic design of drilled shaft bents with soil-structure interaction effects, *Journal of Earthquake Engineering*, in press
- Shibata and Sozen, 1976. Substitute Structure Method for Seismic Design. *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol 102, No ST1
- Takeda T., Sozen M. and Nielsen N. 1970, Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division, ASCE* 1970; 96(12): 2557-2573.
- Veltsos, A, Newmark, N. M., 1960. Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions. *Proceedings of 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 2, pp. 895-912.