

Aplicación de un método basado en el desempeño para el análisis y diseño sísmo resistente de puentes de concreto reforzado

A. Ospina¹, H. Urrego², J.C. Botero³

Recepción: 27-07-2012, Aceptación: 12-02-2013

Disponible en línea: 22-03-2013

PACS: *91.30.P-, 91.30.Px, 46.70.-p

Resumen

Se presenta la aplicación de una metodología que permite analizar la capacidad de un elemento estructural, basado en un predimensionamiento geométrico y una cuantía supuesta, deduciendo las curvaturas del equilibrio interno, para calcular los desplazamientos, las ductilidades y la fuerza sísmica máxima resistente, de manera que la aceleración estructural pueda ser verificada con el espectro de diseño de la zona sísmica del sitio, elástico o inelástico. Esta metodología permite realizar simultáneamente el análisis y el diseño estructural e ir teniendo en cuenta algunos parámetros importantes como la ductilidad y la capacidad de disipación de energía para el buen comportamiento de los puentes sometidos a fuerzas sísmicas.

Palabras clave: Puentes, Concreto Reforzado, Diseño Sísmico, Rango Inelástico, Desempeño.

¹ Alcaldía de Medellín, alejandro.ospina@medellin.gov.co, Medellín, Colombia.

² AREA Ingenieros Consultores, hurrego@une.net.co, Medellín, Colombia.

³ Doctor en ingeniería, jcbotero@eafit.edu.co, Universidad EAFIT, Medellín, Colombia.

Aspectos relevantes

- Aplicación de un método para analizar el comportamiento sísmico de una estructura en el rango inelástico.
- Se resalta la importancia del concepto de ductilidad en los elementos estructurales.
- Se proponen diez pasos que muestran la utilidad y practicidad del método.

Application of a Method Based in Performance for the Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridges

Abstract

It proposes an application of a methodology that analyzes the ability of a structural element, based on a geometric pre-dimensioning and a reinforcement supposed, finding from internal equilibrium curvatures to calculate displacements, ductility's and seismic forces resistant, so that acceleration can be verified with the design spectrum of the seismic zone of the site, elastic or inelastic. This method allows simultaneous analysis and structural design and managing some important parameters for optimal seismic performance of bridges.

Key words: Bridges, Reinforced Concrete, Seismic Design, Inelastic Range, Performance.

1 Introducción

El método de diseño sismo resistente basado en fuerzas consiste en garantizar que la capacidad de los elementos estructurales superen la demanda a la que se verá sometida la estructura. No obstante, ante la falta de certeza en la magnitud de las fuerzas sísmicas, la aplicabilidad del diseño basado en fuerzas se ve comprometida cuando se supera el rango elástico en los elementos estructurales que resisten las cargas sísmicas. Por su concepción, pueden ratificarse ciertas deficiencias que son propias del diseño estructural las cuales hacen dudar de la validez de los resultados obtenidos y del grado de certeza en las hipótesis de diseño [1]. Entre estas se puede citar la determinación de la reducción de la rigidez de los elementos estructurales, los efectos de la flexibilidad de la estructura en las fuerzas y en los desplazamientos, la independencia de la rigidez y la resistencia a la fluencia y la generalización de la capacidad de disipación de energía sísmica.

Para mejorar las condiciones de diseño, se ha propuesto en los últimos años el método de diseño sismo resistente basado en desplazamientos [1] que plan-

tea un procedimiento donde los desplazamientos estructurales, asociados a las deformaciones de los materiales, son empleados como criterio básico de diseño. Para el caso de las estructuras de concreto reforzado, son determinantes las relaciones esfuerzo deformación del concreto confinado y no confinado, y del acero longitudinal y transversal. Este procedimiento contrasta con el método tradicional de diseño sismo resistente donde el criterio de aceptación frente a un sismo se basa en la comparación de la demanda y capacidad. El método de diseño por desplazamientos verifica el equilibrio de la sección de cada elemento estructural en las etapas del diseño basado en la compatibilidad de deformaciones y luego éstas se utilizan para calcular los desplazamientos de la estructura y las propiedades mecánicas finales de los elementos estructurales para comprobar el periodo de vibración de la estructura [2]. De esta forma, se evitan los métodos de análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado basados en la teoría elástica lineal, los cuales suponen una degradación de la rigidez a flexión con el incremento de las cargas, considerando valores corregidos para afectar la inercia de la sección y módulos de elasticidad que varían según el tipo de agregado y peso unitario del concreto [3].

En el diseño sismo resistente es importante conocer la rigidez lateral de los elementos estructurales haciéndose necesario encontrar la forma de determinar los desplazamientos basados en las curvaturas de las secciones de los elementos, es decir obteniendo el detalle de las deformaciones de los materiales con el incremento de la carga y de allí encontrar su rigidez lateral. El momento flector a considerar en el diseño debe ser el máximo determinado a partir de las fuerzas sísmicas máximas reducido por el coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica (R) combinado con la fuerza axial. Esta alternativa de diseño es convincente por su transparencia, racionalidad y sencillez. A través de este método se pretende mejorar la incertidumbre en el proceso de diseño relacionando de una manera directa las hipótesis de análisis y diseño, y el comportamiento deseado de la estructura. Como se espera en las zonas de alguna amenaza sísmica, las estructuras deben experimentar deformaciones superiores al límite elástico, razón por la cual se considera adecuado utilizar criterios de diseño que relacionen la intensidad sísmica con el nivel de daño en la estructura.

2 Propiedades mecánicas de los materiales del concreto reforzado

La curva Esfuerzo - Deformación del concreto sin confinamiento tiene una tendencia a una parábola de segundo grado presentando un valor máximo para las deformaciones unitarias cercanas al 0.002 y luego presenta una leve caída tal como se observa en la Figura 1(a). Esto hace que las deformaciones máximas admisibles para esta condición del concreto varíen según los reglamentos en valores que oscilan entre 0.003 y 0.004. En estos rangos de deformación no se exige confinamiento de la sección a menos que se considere la contribución del acero a compresión en el elemento estructural [4]. En el concreto confinado se logran mayores resistencias y deformaciones, obteniéndose casi el doble para las resistencias y de casi 10 veces las deformaciones comparativamente con el concreto no confinado [2].

En una curva Esfuerzo-Deformación como la mostrada en la Figura 1(b), el acero de refuerzo tiene un comportamiento elastoplástico donde en un primer tramo se cumple la ley de Hooke hasta alcanzar el límite de fluencia (f_y) y luego de unos pocos incrementos de carga, casi nulos, se presentan unas deformaciones permanentes hasta que se llega a una zona denominada de endurecimiento por deformación que tiene una forma parabólica hasta que se alcanza la capacidad máxima.

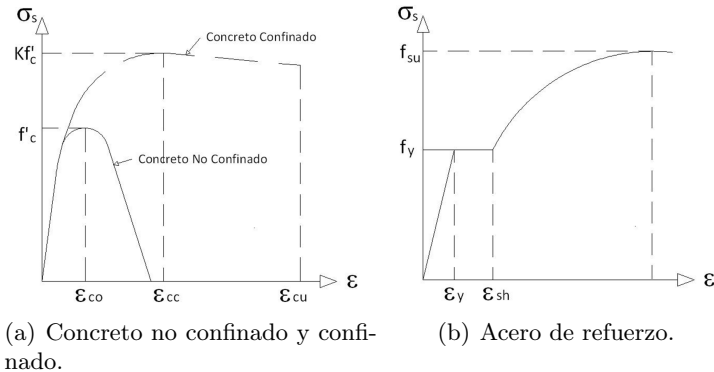


Figura 1: Diagramas esfuerzo-deformación del concreto y el acero.

3 Diagrama momento - curvatura ($m - \varphi$)

El diagrama ($m - \varphi$) de una sección transversal identifica gráficamente el proceso de carga de un elemento mientras se va deformando en su interior. La utilidad de este diagrama ($m - \varphi$) radica en que de éste se extraen la curvatura de fluencia (φ_y) y la curvatura última (φ_u) pasando por los estados límites de manera detallada. En la Figura 2 se ilustra una columna de un puente de concreto reforzado que es sometida a una fuerza axial (P) y una flexión por una carga lateral (F) en la superestructura, generando momentos (M).

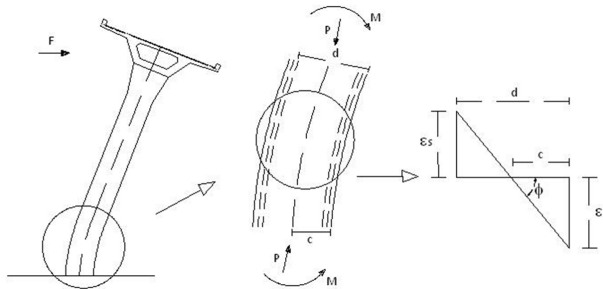


Figura 2: Deformación de una columna sometida a flexo-compresión.

La profundidad del eje neutro (c) y las deformaciones del acero (ε_s) y del concreto (ε_c) son variables a lo largo de la columna ya que el concreto toma cierta tracción entre las grietas. La curvatura (φ) es la pendiente del perfil de deformaciones de la sección variando igualmente a lo largo de toda la columna por la fluctuación de la localización del eje neutro y las deformaciones entre las grietas y puede expresarse como:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d - c} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (1)$$

La validez del diagrama ($m - \varphi$) se evidencia por ser un enfoque en el cual se tienen en cuenta la fuerza axial y el refuerzo presente en la columna analizada, además de las propiedades geométricas de la sección y las propiedades mecánicas de los materiales.

Si se dispone de diagramas ($m - \varphi$) para diferentes secciones de un elemento estructural, se podría calcular los desplazamientos y las rotaciones sin

necesidad de recurrir a cálculos de la rigideces que dependen de una inercia reducida y de un módulo de elasticidad, siendo válidos únicamente en la primera etapa de carga. Se sabe igualmente que un cálculo de los desplazamientos basado en la sección bruta es una presunción que tiene sus limitaciones para niveles de carga por encima de la fisuración del concreto, pero tampoco es conveniente asignarle arbitrariamente a todo el elemento un valor de rigidez equivalente que solamente es válido para un tramo del elemento [5]. Emplear una rigidez constante sin fisuración obtiene resultados muy limitados puesto que induce a valorar las deformaciones por debajo de los valores reales. Considerar valores de rigidez reducida pero constantes en todo el elemento, sobre estima los desplazamientos lo cual genera errores que hacen impracticable este concepto cuando el diseño de un elemento dependa de su desplazamiento, como es el caso de las columnas esbeltas de concreto reforzado. Para un elemento de concreto reforzado del cual se conoce su geometría, su refuerzo y la fuerza axial que actúa sobre él, puede construirse a partir del diagrama de momentos flectores, uno de curvaturas de todo el elemento. En cada sección habría necesidad de suponer las deformaciones y las profundidades del eje neutro para calcular la curvatura a partir del momento interno, que es igual al momento externo por equilibrio, evitando así recurrir al módulo de elasticidad y a la inercia reducida de la sección como se hace regularmente. De esta forma, como se observa en la Figura 3, se identifican analítica y gráficamente los sitios en que el acero alcanza su límite de fluencia a tracción (M_y, φ_y) y en que ocurre el agotamiento de la sección (M_u, φ_u), las cuales dependen de la cantidad y calidad del acero y del concreto como materiales estructurales constitutivos. El agotamiento de la sección es un criterio que no está unificado pues existe ambigüedad respecto a la identificación de este estado límite no solo por el grado de deterioro permisible en los objetivos de desempeño estructural predefinidos sino por la variedad de opciones de daño posibles luego que ocurre el aplastamiento del concreto a compresión considerando una sección adecuadamente diseñada. Para esta investigación se adopta llevar la sección hasta que la fibra extrema a compresión adquiera una deformación unitaria del 0.003 [6].

En la Figura 3 se ilustra los tres estados límites iniciales en el diagrama $M - \varphi$ que son de importancia para garantizar un adecuado desempeño de una sección de concreto reforzado sometida a cargas de flexocompresión, es decir los estados correspondientes al estado límite de agrietamiento o fisuración, el estado límite de fluencia y el estado límite de agotamiento de la sección.

Este análisis llevará a la sección hasta que ocurra la consideración de falta de capacidad total pasando por el estado límite de fluencia, obviando el estado del agrietamiento de la cara a tracción por no ser representativo de la pérdida de la rigidez, asumiendo de esta forma una curva bilineal en el diagrama $M - \varphi$ [7].

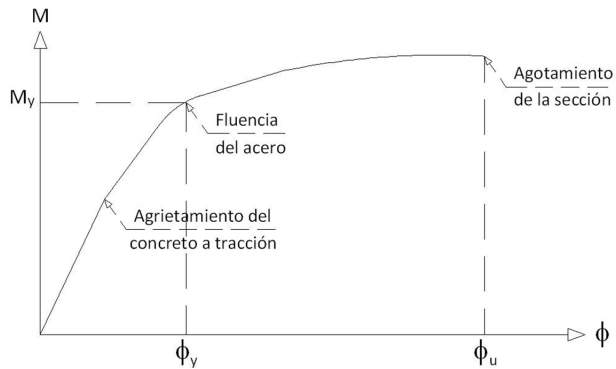


Figura 3: Estados Límites en el diagrama Momento-Curvatura .

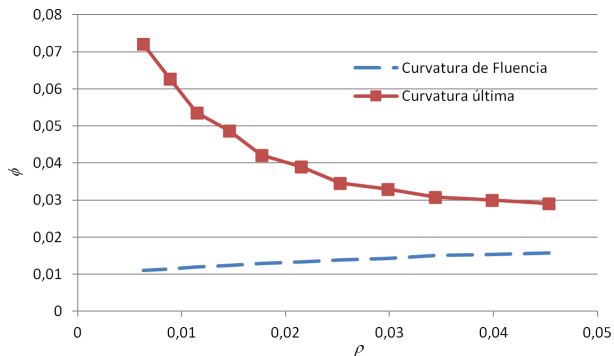


Figura 4: Variación de φ_y y φ_u para diferentes cuantías de refuerzo longitudinal (ρ).

Como producto del diagrama $M - \varphi$ de una sección de concreto reforzado, se presenta en la Figura 4 la forma en que varía la curvatura de fluencia (φ_y) y la curvatura última (φ_u) con diferentes cuantías de refuerzo longitudinal (ρ) dentro de la sección de concreto. La curvatura de fluencia es un valor que

tiende ser constante para diferentes cuantías de acero de refuerzo dentro de la sección de concreto, es decir que el instante en que se pierde la elasticidad del elemento no depende de la cantidad de refuerzo que se le asigne a la sección con el fin de modificar sus propiedades. Por su parte, se observa que la curvatura última es inversamente proporcional a la cantidad de refuerzo que se le asigne a la sección de concreto reforzado, siendo esto un criterio determinante en el momento de asignarle ductilidad a una sección debido a que se aprecia que mientras menos refuerzo longitudinal tenga el elemento, mayor es el rango que separa la curvatura última de la curvatura de fluencia, es decir que una sección con mucho refuerzo tiene una deformación más reducida en el rango inelástico, criterio que es coherente con el concepto de cuantía máxima y cuantía balanceada que aparece en algunos códigos de diseño sismo resistente [8].

4 Ductilidad

Se define como la capacidad de un elemento o estructura de poder deformarse sin llegar a su degradación total o parcial perdiendo su capacidad de resistir esfuerzos, anotando los estados límites en que se reduce abruptamente la rigidez y cuando alcanza un límite tal que se llegue a una falla perdiéndose su integridad como es el estado del colapso de la sección o de la estructura.

Esta definición da lugar a diferentes clases de ductilidad: Existe la ductilidad por curvatura (μ_φ) de una sección cuando se analiza los estados límites último y de fluencia en las curvaturas observadas en el diagrama $M - \varphi$ y la ductilidad por desplazamientos (μ_Δ) cuando se relacionan los desplazamientos de una estructura correspondientes a los mismos estados de los límites, habiendo mas clases de ductilidad para otros parámetros como la que concierne a la rotación de uno o más elementos en una estructura o la ductilidad de deformaciones. Complementariamente, se identifican dos tipos de ductilidad en el análisis y diseño estructural: La ductilidad local que corresponde a la relación de los estados límites último y de fluencia de una misma sección del elemento que se esté analizando; por otro lado, la ductilidad global es la relación de los estados límites de fluencia asociados al último elemento estructural que fluyendo forma un mecanismo de colapso con respecto al primero que fluye, siendo esta ductilidad de importancia al determinar el momento en que ocurre la falla de la estructura por perderse la estabilidad del sistema estruc-

tural hiperestático. Relacionar este par de ductilidades depende del grado de redundancia que tenga la estructura.

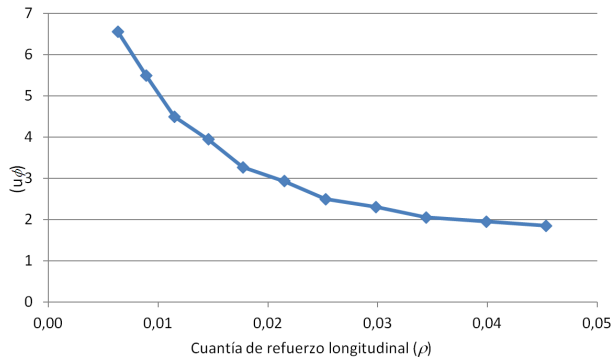


Figura 5: Variación de la ductilidad por curvatura para diferentes cuantías de refuerzo.

Para el caso de puentes de columnas individuales en el sentido transversal como aparece en la Figura 2, estas ductilidades son equivalentes pues la falla de la columna implica la falla de la estructura del puente; por otro lado, en las subestructuras de puentes que están conformadas con pórticos de dos o más columnas, la ductilidad local de cada uno de los elementos de columnas y vigas del pórtico son tenidas en cuenta en la ductilidad global del puente pues al fluir cada uno de estos se produce una redistribución de esfuerzos hacia el resto de los elementos que aun mantienen la misma rigidez, aumentando los esfuerzos en el sistema hasta que uno de estos elementos del pórtico fluye formando así un mecanismo de colapso. Este concepto ha sido útil en la ingeniería y puede extenderse a parámetros adicionales para control de daño, siendo la ductilidad por desplazamientos (μ_{Δ}) la relación de desplazamientos entre los estados límites de agotamiento de la sección (Δu) y de fluencia del acero (Δy).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (2)$$

Se grafica en la Figura 5 la variación de la ductilidad de curvatura para diferentes cuantías de refuerzo longitudinal al interior de la sección de concreto, hallando el cociente de los valores obtenidos de las curvaturas de la Figura 4. Como era de esperarse, un elemento de concreto reforzado es más

dúctil mientras menos refuerzo se le asigne a la sección, siendo una relación inversamente proporcional entre la cuantía y la ductilidad.

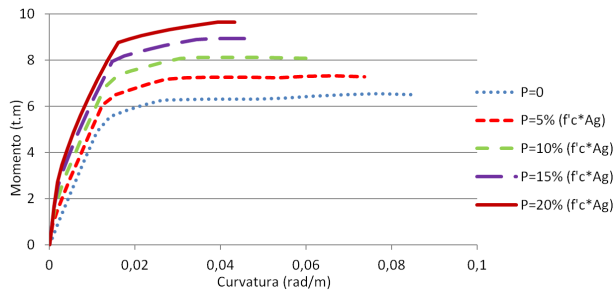


Figura 6: Variación del diagrama $M - \varphi$ para diferentes cargas axiales.

Se muestran en la Figura 6 los diagramas $M - \varphi$ de la columna donde se observa la variación de la carga axial (P) como un porcentaje de la carga crítica de diseño que depende de la resistencia del concreto ($f'c$) y del área bruta de la sección de la columna (Ag). Puede observarse que al aumentarse la carga axial se mejoran las propiedades mecánicas de la sección pues incrementan los momentos resistentes de fluencia y último; sin embargo, el desempeño inelástico se afecta por la reducción del rango entre los estados límite pues se disminuye la curvatura última para una curvatura de fluencia que permanece relativamente constante, es decir que el aumento de la carga axial disminuye la ductilidad de un elemento, siendo este aspecto determinante en el diseño sismo resistente de puentes al fijar la magnitud de las luces entre apoyos. La importancia de la ductilidad en los elementos estructurales radica en su capacidad de absorción de energía por fuera del rango elástico, de manera que esta pueda deformarse sin colapsar. Esta propiedad es básica en el diseño sismo resistente ya que al evitarse el colapso ante los eventos sísmicos pueden salvarse las vidas de las personas que residen o usan estas estructuras, llegando incluso a la conservación del patrimonio como lo establecen algunos códigos de manera reciente (AIS, 2010). Por lo anterior, se han normalizado unos límites de cuantías en los elementos de concreto reforzado tal que, al perderse su capacidad resistente en el rango elástico, la falla no sea súbita. Cuanto más dúctil sea un elemento estructural, mas podrá absorber energía sin fallar, situación que es ideal ante la incertidumbre sobre la precisión de los valores de las aceleraciones alcanzadas por sismo y su desarrollo en el tiempo. En el

diseño de los elementos de concreto reforzado es necesario evitar que la falla de cualquier elemento sea frágil y para ello se recurre al concepto de ductilidad como una medida de reserva que puede tener el elemento desde el momento en que se alcanza el límite de fluencia hasta alcanzar el límite máximo.

5 Coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica, R

Los reglamentos actuales de diseño sismo resistente están basados en fuerzas y establecen un factor de reducción de la fuerza sísmica que se define como un coeficiente de capacidad de disipación de energía (R) el cual depende del sistema estructural, del material que conforma la estructura y del grado de disipación de energía que se le desee proporcionar a la estructura para su desempeño. Este concepto de reducción de fuerzas ha sido polémico y se ha prestado para diversas opiniones en el momento de definir con precisión el valor de la reducción de la fuerza sísmica adecuado; sin embargo, estos reglamentos presentan unos valores máximos para estas simplificaciones en el diseño sísmico. En la Tabla 1 se muestra la variación que tiene este factor dependiendo del sistema estructural, definiendo un rango para varias capacidades de disipación de energía sísmica, donde puede observarse lo disperso de las concepciones de este coeficiente en diferentes regiones del mundo.

Tabla 1: Valores del coeficiente R en diferentes lugares del mundo. Basado en [1]

Tipo de estructura	Estados Unidos	Japón	Nueva Zelanda	Europa	Colombia
Pórticos de Concreto Reforzado	8,0	1,8 - 3,3	9,0	5,85	1,5 - 7,0
Muros de Concreto Reforzado	5,0	1,8 - 3,3	7,5	4,4	2,5 - 5,0
Pórticos de Estructura Metálica	8,0	2,0 - 4,0	9,0	6,0 - 6,3	1,5 - 7,0
Muros Mampostería Estructural	3,5		6,0	3,0	1,0 - 3,5
Sistemas Duales y Combinados	8,0	1,8 - 3,3	6,0	5,85	2,0 - 8,0
Puentes	3,0 - 5,0	3,0	6,0	3,5	2,0 - 8,5

En el diseño por desplazamientos existe una forma de relacionar la ductilidad de una estructura con este coeficiente de capacidad de disipación de energía que depende de la magnitud del periodo de la estructura (T) y de la zona del espectro en que se encuentre, de manera que se igualan las energías en la curva fuerza desplazamiento horizontal o los desplazamientos como tal, respectivamente. En la Figura 7 puede identificarse que para periodos cercanos al periodo (T_m) correspondiente a la máxima aceleración espectral (A_{max}), es decir en la zona de periodos bajos, hasta aproximadamente 0.50s, las estructuras tienden a moverse con la aceleración del terreno afectada por el amortiguamiento y el mismo periodo de la estructura; sin embargo, para las estructuras de concreto reforzado que tienen una degradación de rigidez, el periodo tiende a aumentar y eventualmente puede alejarse de esta zona. Para periodos mayores ubicados en la zona descendente del espectro, la estructura no estaría tan afectada por la aceleración del terreno sino más bien por su desplazamiento, amplificándose según el amortiguamiento, observándose que los sistemas inelásticos tienen un desplazamiento similar al obtenido mediante un análisis elástico [1]. Esto se explica de la siguiente forma:

Zona de igual energía:	$R = \sqrt{2\mu - 1}$ (3)
Zona de Iguales Desplazamientos:	$R = \mu$ (4)

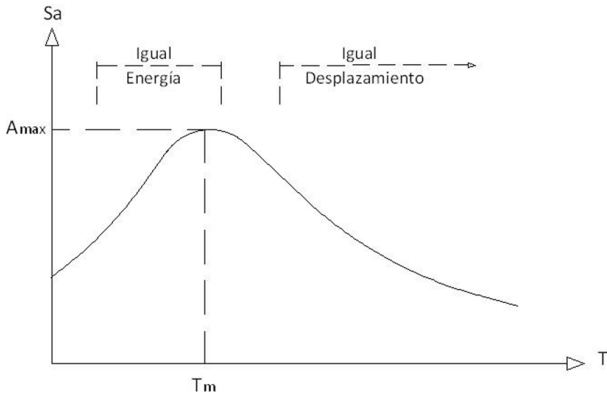


Figura 7: Influencia del Periodo sobre el coeficiente R (Tomado de [4]).

6 Longitud de plastificación

La longitud de plastificación corresponde al tramo de elemento sometido a flexión donde se considera una longitud equivalente de la articulación plástica, generándose una rotación. En el proceso de carga, aparecen grietas a tracción las cuales tienden a ser paralelas entre sí, pero en esta zona de plastificación se observan grietas concéntricas formando un abanico alrededor de la esquina mas comprimida del elemento.

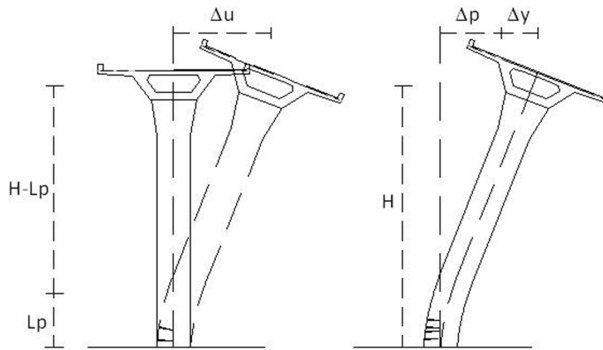


Figura 8: Desplazamientos laterales de un puente.

Las variables que influyen en la determinación de la longitud de plastificación son el tipo de acero, la resistencia del concreto, la longitud crítica al punto de inflexión, el efecto del esfuerzo cortante, el deslizamiento por adherencia y la carga axial. En la Figura 8 se ilustra el desplazamiento último (Δu) que experimenta una estructura de un puente ante una carga lateral, siendo el desplazamiento último la suma del desplazamiento de fluencia (Δy) y el desplazamiento plástico (Δp). Igualmente se puede observar que dentro de la altura del puente (H) existe una porción donde se desarrolla la rotación de la estructura correspondiente a la longitud de plastificación (L_p). Aunque existen varias investigaciones que definen esta longitud de plastificación [1], [2], puede analizarse desde otro enfoque que al trazar el diagrama $M - \varphi$, se observa el sitio donde cambia la rigidez de la sección y lo que ocurre una vez se pierde la linealidad entre la carga y la deformación. Para las estructuras de un solo grado de libertad, que es el caso de muchos puentes debido a que pueden modelarse concentrando la masa efectiva en la parte alta de la subestructu-

ra, es posible definir una relación geométrica para encontrar la longitud de plastificación comparando el momento de fluencia (M_y) y el momento último (M_u) de la sección. Con la altura del puente y los valores de los momentos encontrados, se determina la magnitud de la longitud de plastificación con la siguiente expresión según se observa en la Figura 9.

$$\frac{H}{M_u} = \frac{H - L_p}{M_y} \rightarrow L_p = H \left(1 - \frac{M_y}{M_u} \right) \quad (5)$$

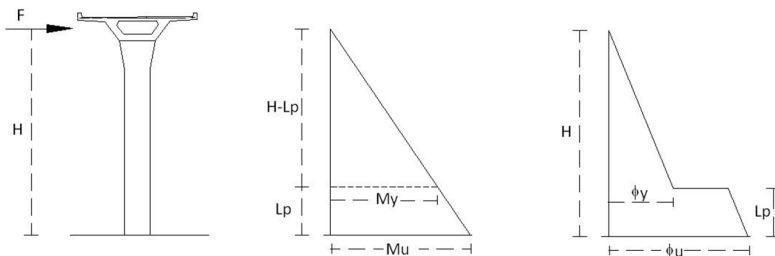


Figura 9: Análisis de una estructura de un grado de libertad con carga lateral.

7 Capacidad de desplazamiento

Basado en la relación $M - \varphi$ para una carga axial se puede obtener la rotación (θ) y el desplazamiento (Δ) de una columna, idealizando la distribución de la curvatura a lo largo de la altura (x), en el momento último en regiones elásticas e inelásticas. Teniendo en cuenta los conceptos básicos de la resistencia de materiales, se tiene que:

$$\varphi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2\Delta}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (6)$$

Para evitar recurrir a las clásicas expresiones que relacionan el módulo de elasticidad (E) y la Inercia (I), el desplazamiento puede expresarse en términos de curvatura (φ).

$$\Delta = \iint \frac{M}{EI} (dx) dx = \iint (\varphi x) (dx) dx \quad (7)$$

Para comprender lo ocurrido en la estructura durante el sismo antes que se alcancen los esfuerzos últimos, es necesario determinar el desplazamiento elástico que se desarrolla a lo largo del elemento estructural y el desplazamiento inelástico que ocurre en la longitud de plastificación, identificando de esta forma su ductilidad. El desplazamiento máximo es entonces la sumatoria de los desplazamientos elástico y plástico.

$$\Delta = \text{Desplazamiento Elastico} + \text{Desplazamiento Plastico}$$

$$\Delta = \iint \varphi_{\text{elástica}} dx^2 + \iint \varphi_{\text{plástica}} dx^2 \quad (8)$$

Luego de integrar la parte elástica como una ecuación de un elemento a flexión, se obtiene una ecuación que tiene un factor C que depende de la cantidad de concavidades contrarias que tenga el elemento al flexionarse, empleando $1/3$ cuando la deformación es la de un voladizo y $1/6$ si ocurre una concavidad doble en las columnas, siendo este el caso de los apoyos multicolumna con una viga rígida de conexión en los extremos, semejante a un pórtico.

$$\Delta_y = C\varphi_y H^2 \quad (9)$$

Respecto a la parte inelástica, la ecuación resultante tiene en cuenta directamente los valores obtenidos del diagrama momento curvatura en el sentido que considera que la curvatura plástica es la diferencia entre la curvatura última y la curvatura de fluencia. Considerando un giro plástico (θ_p) constante en la longitud de plastificación (L_p), tomando el centroide de este tramo inferior, se obtiene el desplazamiento plástico (Δ_p).

$$\Delta_p = \theta_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \rightarrow \Delta_p = (\varphi_u - \varphi_y) L_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \quad (10)$$

Sumando ahora las partes elástica e inelástica, se encuentra el máximo desplazamiento último:

$$\Delta_u = C\varphi_y H^2 + (\varphi_u - \varphi_y) L_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \quad (11)$$

8 Efecto P-Δ

En las Figuras 10 y 11 puede observarse que el efecto P-Δ no solo reduce la capacidad de la columna a una fuerza lateral sino que además modifica el diagrama de carga desplazamiento en el sentido que la rigidez luego de la fluencia se reduce, presentándose casos en que puede alcanzar valores negativos, siendo este el caso en que los efectos P-Δ son más perjudiciales para la estructura. En el diseño por desplazamiento, teniendo en cuenta que para su comienzo ya se tiene la estructura prediseñada, ya se conocen sus desplazamientos en el momento de comenzar con este análisis y se tiene un control sobre la magnitud del efecto P-Δ. Se considera entonces que para tener en cuenta este efecto dentro del proceso de diseño basado en desplazamientos, se verifique que no se supere el desplazamiento último y que la magnitud del momento último de diagrama $M - \varphi$ sea siempre mayor a la sumatoria de los momentos analizados previamente.

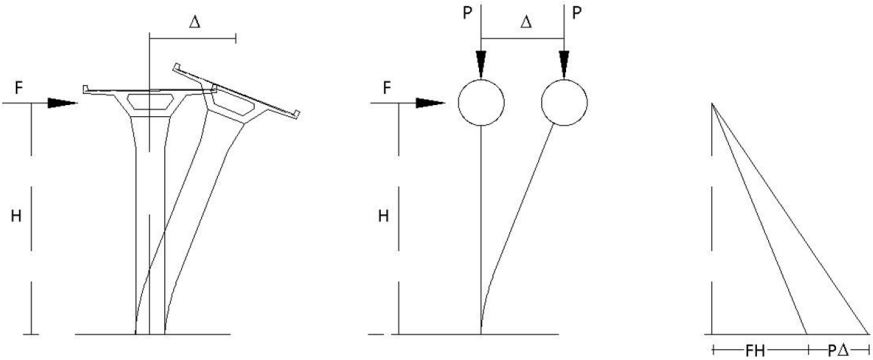


Figura 10: Efecto P-Δ y Diagrama de Momentos.

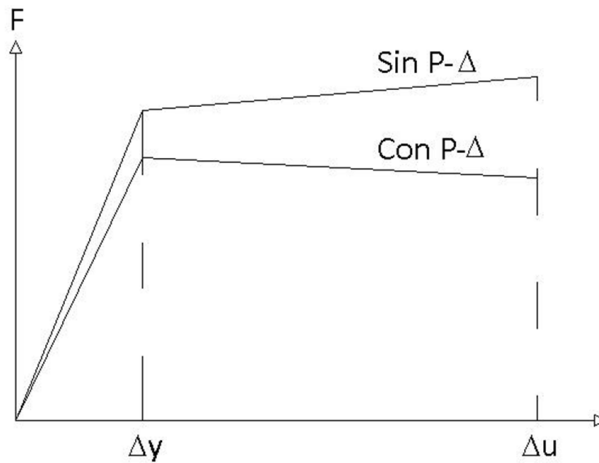


Figura 11: Gráfica carga lateral vs deformación de una estructura sin efecto P- Δ y con efecto P- Δ .

9 Efectos de interacción suelo estructura - ISE

Comparativamente con las edificaciones, los puentes son más vulnerables a los efectos de interacción suelo estructura [9]. La fundación juega un papel muy importante en el diseño sismo resistente de un puente para garantizar un adecuado desempeño. Realizar una correcta modelación de la Interacción Suelo Estructura (ISE) es parte esencial dentro del proceso de diseño de los puentes, pero más que refinar un modelo para el análisis y diseño sismo resistente para simular los efectos de la ISE, lo importante es que el análisis estructural sea lógico y su concepción sea lo suficientemente clara para el diseñador del puente. Como se ve en la Figura 12, con este análisis de la ISE la estructura tendrá desplazamientos adicionales debidos a los movimientos horizontales en la masa de suelo causados por un desplazamiento total de la estructura completa como cuerpo rígido. Adicionalmente, se genera otro desplazamiento horizontal en la parte alta de la estructura debido a la rotación de la cimentación, causando un giro en la base que geoméricamente se traduce en un desplazamiento horizontal proporcional a la altura de la estructura.

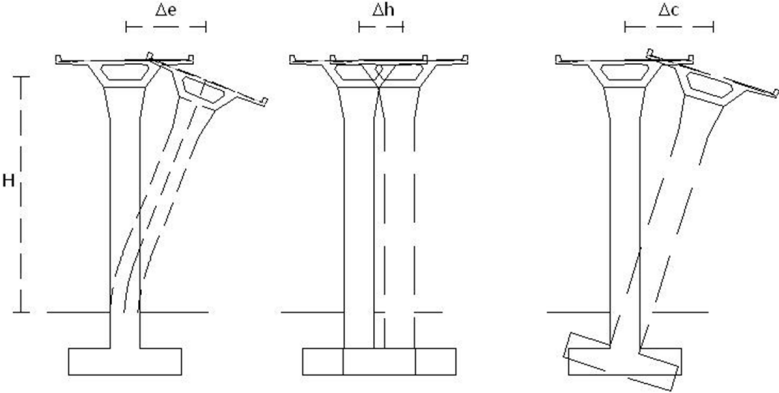


Figura 12: Desplazamientos elástico, horizontal y de cabeceo, respectivamente debidos a ISE.

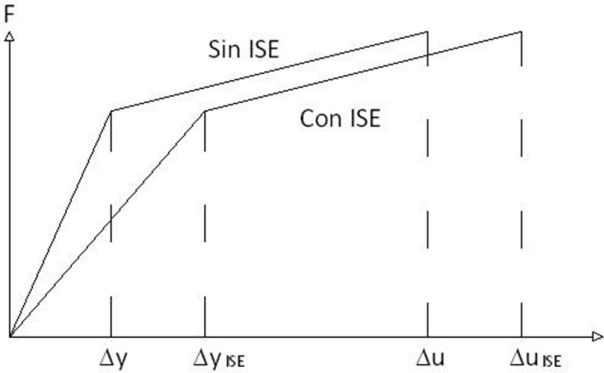


Figura 13: Carga lateral vs desplazamiento con y sin efectos ISE.

Desde el punto de vista del diseño sísmico basado en desplazamientos, debe notarse que, al igual que el efecto $P-\Delta$, se inducen desplazamientos horizontales adicionales a los tenidos en cuenta en el análisis estructural convencional. Puede observarse en la Figura 13 que los efectos de la ISE reducirán la ductilidad del sistema al aumentar el desplazamiento de fluencia, pues a pesar que la diferencia aritmética entre los desplazamientos último y de fluencia sería constante al no modificarse las propiedades de la sección como tal, al alargarse la magnitud de este desplazamiento inicial se generará una disminución en

el valor de la ductilidad por desplazamientos. Matemáticamente, la ductilidad por desplazamientos que considera los efectos ISE (μ_{ISE}) se puede expresar en términos del periodo (T).

$$\mu_{ISE} = (\mu_{\Delta} - 1) \left(\frac{T}{T_{ISE}} \right)^2 - 1 \quad (12)$$

En un análisis estático elástico que considera los efectos ISE, el periodo efectivo de la ISE (T_{ISE}) se puede formular en términos de las rigideces [8].

$$T_{ISE} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{K}}{K_h} \left(1 + H^2 \frac{K_h}{K_c} \right)} \quad (13)$$

Siendo estas la rigidez horizontal por efectos ISE (K_h), la rigidez de cabeceo por efectos ISE (K_c) y la rigidez elástica de manera clásica (\bar{k}) [9].

$$K_h = \frac{8GR_h}{2-v} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h} \right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s} \right) \quad (14)$$

$$K_c = \frac{8GR_h^3}{3(1-v)} \left(1 + \frac{R_c}{6H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{R_c} \right) \left(1 + \frac{0,71D}{H_s} \right) \quad (15)$$

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left(\frac{m}{T^2} \right) \quad (16)$$

Donde G es el módulo de cortante de suelo, v es el módulo de Poisson del suelo, R_h y R_c son radios equivalentes de la cimentación para el movimiento horizontal y de cabeceo respectivamente, D es la profundidad de desplante de la cimentación y H_s es el espesor de suelo sobre la roca en el análisis de ISE.

10 Procedimiento

Para la aplicación método, el procedimiento a seguir debe comenzar con un prediseño que tenga claramente definidas las propiedades de los materiales, las dimensiones de los elementos estructurales y la disposición del refuerzo dentro de la sección, las cargas verticales y el espectro de diseño. Con esta información, se propone el siguiente procedimiento:

1. Se determina la carga axial que le corresponde a la columna o pila que desee analizarse según la geometría del puente.
2. Con las especificaciones de los materiales, la geometría y el detalle del refuerzo dispuesto dentro de la sección, se realiza el diagrama $M - \varphi$ y se calculan la curvatura y el momento correspondientes a la fluencia del acero Δ_y y M_y , respectivamente, y la curvatura y el momento correspondientes al agotamiento de la sección Δ_u y M_u .
3. Con la altura del puente H y las magnitudes de los momentos encontrados M_y y M_u , se determina la longitud de plastificación con la siguiente expresión:

$$L_p = H \left(1 - \frac{M_y}{M_u} \right)$$

4. Teniendo en cuenta que se trata de una estructura que se puede modelar como de un solo grado de libertad, siendo el caso de los puentes de columnas individuales donde la capacidad máxima se alcanza solamente en la base de la columna, se calculan los desplazamientos de fluencia Δ_y y último Δ_u con las siguientes expresiones:

$$\Delta_y = \varphi_y \frac{H^2}{3} \qquad \Delta_u = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right)$$

5. Con el momento de fluencia M_y , se calcula la aceleración asociada dependiendo de la altura H y del peso W :

$$S_{ay} = \frac{M_y}{WH} \qquad (17)$$

6. Con la aceleración y el desplazamiento de fluencia, se calcula el periodo con el cual se alcanza la fluencia del acero:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta_y}{g S_{ay}}} \qquad (18)$$

7. Este periodo se lee en el espectro de diseño local inelástico y se obtiene la aceleración asociada al periodo donde se obtiene la fluencia S_{ae} .
8. Si esta es la aceleración que alcanza la estructura según el espectro inelástico de diseño, se calcula el momento que se alcanzaría físicamente en la estructura:

$$M_e = s_{ae}WH \quad (19)$$

9. Finalmente, es necesario incluir el efecto $P-\Delta$ en esta verificación con el peso de la estructura W y el desplazamiento último del diagrama $M-\varphi$, teniendo en cuenta la flexibilidad generada por considerar los efectos de la ISE, sumando al momento previamente encontrado para determinar el momento máximo M_{max} :

$$M_{max} = M_e + W(\Delta_{u,ISE}) \quad (20)$$

10. Este momento debe compararse con el momento último obtenido del diagrama $M-\varphi$, de manera que se garantice que los efectos físicos posibles locales incluyendo el efecto $P-\Delta$ no superarán esta capacidad de resistencia:

$$M_u \geq M_{max} \quad (21)$$

Si la demanda supera la capacidad resistente de la sección, es necesario aumentar su geometría, modificar la disposición y cantidad de refuerzo o mejorar sus propiedades mecánicas, repitiendo el procedimiento desde el segundo paso. Por el contrario, si la capacidad resistente es considerablemente superior a la demanda, puede reducirse una de las propiedades con objetivos de optimización. Este proceso es iterativo y debe realizarse garantizando la falla en el rango plástico al menor costo.

11 Ejemplo de aplicación para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente vehicular de la Avenida San Juan (calle 44) sobre el río Medellín

Se desea realizar un análisis de la vulnerabilidad sísmica de este estratégico puente vehicular empleando el espectro definido en la Microzonificación Sísmica. Son dos puentes de concreto reforzado de cuatro carriles que tienen una longitud total de $145m$ con luces que alcanzan los $36,5m$ donde su estructura longitudinal es un pórtico y un voladizo transversalmente, cimentado en pilas de $6m$ de diámetro a una profundidad de $8,92m$ y con una altura libre de columnas de $8,35m$, Figura 14. Respecto a las características geotécnicas del sitio donde se emplaza este puente, los terrenos de esta zona están constituidos por los materiales que conforman la llanura aluvial del río Medellín, de relativa extensión, pero variable en profundidad y composición. En términos generales se puede decir que la composición del relleno aluvial en esta parte del valle varía de un depósito fino muy delgado en la parte superior a uno grueso compuesto por gravas en matriz arenosa. Este depósito se encuentra recubriendo una roca metamórfica tipo neis anfibólico. Como parámetros geotécnicos se toman entonces un valor del módulo de cortante (G) de $1399t/m$, un coeficiente de poisson (ν) de $0,35$ y un espesor de suelo homogéneo sobre la roca (H_s) de $60m$. Mediante ensayos de laboratorio se encontró que el concreto de las columnas centrales del puente tiene un $f'c = 187kg/cm^2$ (y con un análisis de cargas se encuentra que la carga axial típica de una columna central es $709t$, asumiendo el diagrama $M - \varphi$ observado en la Figura 15.



Figura 14: Fotos del puente vehicular de San Juan sobre el río Medellín.

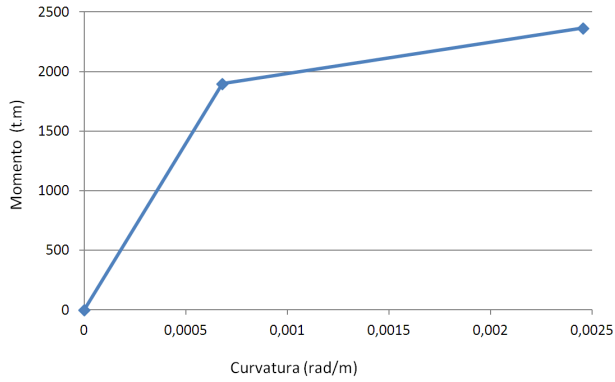


Figura 15: Diagrama $M - \varphi$ de la sección de la columna interna del puente vehicular de San Juan.

Con los momentos de fluencia y último se obtiene la longitud de plastificación de la columna L_p .

$$L_p = H \left(1 - \frac{M_y}{M_u} \right) = 8,35m \left(1 - \frac{1899t.m}{2364t.m} \right) = 1,64m$$

Por otro lado se puede calcular el desplazamiento de fluencia Δ_y .

$$\Delta_y = \varphi_y \frac{H^2}{3} = 0,00068035 \left((8,35m)^2 / 3 \right) = 0,0158m$$

Se suma el desplazamiento por la plastificación para el cálculo del desplazamiento máximo.

$$\Delta_u = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y)L_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right)$$

$$\Delta_u = 0,0158m + (24,55 - 6,80)10^{-4}(1,64m) \left(8,35 - \frac{1,64}{2} \right) m = 0,0377m$$

Con el momento de fluencia, se calcula la aceleración asociada con la altura y del peso.

$$S_{ay} = \frac{M_y}{WH} = \frac{(1899t.m)}{(709t)(8,35m)} = 0,32$$

Con la aceleración y el desplazamiento de fluencia, se calcula el periodo con el cual se alcanza la fluencia del acero.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\Delta_y}{gS_{ay}}} = 2\pi\sqrt{\frac{0,0158m}{(9,81m/s^2)(0,32)}} = 0,45s$$

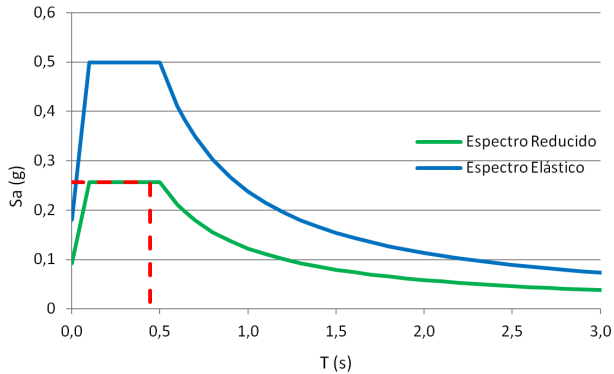


Figura 16: Observación del periodo en los espectros de aceleración elástico y reducido.

Para este periodo ubicado en la parte plana de un espectro convencional, se considera que el R es el coeficiente resultante de la igualación de energías, requiriéndose antes la ductilidad por desplazamientos μ_Δ para posteriormente definir el espectro reducido.

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \frac{0,0377m}{0,0158m} = 2,39 \quad R = \sqrt{2\mu_\Delta - 1} = \sqrt{2(2,39) - 1} = 1,94$$

Al leer el valor correspondiente a la aceleración en el espectro reducido en la Figura 16, puede observarse que se ubica en la parte plana alcanzando una aceleración de $S_{ai} = 0,26g$. Se calcula ahora el momento asociado a esta

aceleración obtenida en el espectro [10], es decir la que se alcanzaría físicamente en la estructura.

$$M_e = S_{ai}WH = (0,26)(709t)(8,35m) = 1519t.m$$

Finalmente se compara este momento y se compara con el momento último, observándose en este punto que la capacidad estructural de la sección superar la demanda sísmica.

$$M_u \geq M_{max}$$

$$2364t.m \geq 1519t.m$$

En la Tabla 2 se observa comparativamente los resultados de la aplicación del método teniendo en cuenta lo sucedido al incluir los efectos $P - \Delta$ y los efectos ISE, de manera separada y conjunta. Luego de la identificación de cada parámetro del método, a manera de ilustración, se considera para este análisis un factor de seguridad como la relación entre el momento último de la sección (M_u) y el Momento a alcanzar por la estructura (M_e).

Tabla 2: Aplicación del método teniendo en cuenta los efectos $P - \Delta$ y los efectos ISE

	Método sin P-D y sin ISE	Método con P-D y sin ISE	Método sin P-D y con ISE	Método con P-D y con ISE
H(m)	8,35	8,35	8,35	8,35
W(ton)	709	709	709	709
φ_y (rad/m)	0,000680	0,000680	0,000680	0,000680
M_y (t,m)	1899	1888	1899	1888
φ_u (rad/m)	0,002455	0,002455	0,002455	0,002455
M_u (t,m)	2364	2337	2364	2337
μ_φ	3,61	3,61	3,61	3,61
Δ_y (m)	0,0158	0,0158	0,0325	0,0325
L_p (m)	1,64	1,60	1,64	1,60
Δ_u (m)	0,0377	0,0377	0,0544	0,0544
μ_Δ	2,39	2,39	1,67	1,67
R	1,94	1,94	1,53	1,53
S_{ay} (g)	0,3209	0,3190	0,3209	0,3190
T(s)	0,4453	0,4467	0,6386	0,6405
S_{ai} (g)	0,2567	0,2567	0,2511	0,2503
M_e (t,m)	1519	1546	1486	1520
Factor de Seguridad	1,56	1,51	1,59	1,54

Al considerar los efectos $P - \Delta$, se tiene en cuenta la disminución en la capacidad estructural por causa del momento generado por la excentricidad

que reducen los momentos según los respectivos desplazamientos de fluencia y último.

Respecto a los efectos ISE, con base en los parámetro geotécnicos del sitio [10] se consideran las Ecuaciones (12), (13), (14), (15) y (16) donde se muestra el aumento de la ductilidad que incrementa los desplazamientos y las modificaciones del periodo y del coeficiente R que describen los resultados en el espectro de aceleración inelástico. Se anota que este análisis considera los efectos inerciales estáticos y desprecia la frecuencia de excitación de la cimentación. Finalmente, se observa en la Figura 17 la gráfica fuerza-desplazamiento donde se muestran las curvas del análisis estático no lineal que describen la capacidad del sistema estructural con los mismos casos mostrados en la Tabla 2. De este análisis puede observarse que:

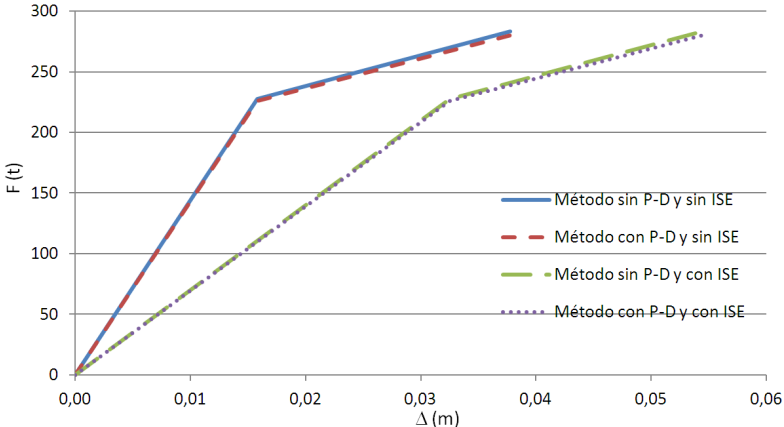


Figura 17: Gráficas del Análisis Estático No Lineal del puente sin y con los efectos $P - \Delta$ e ISE.

- Las curvaturas permanecen constantes por ser propios de la sección, de manera que la ductilidad por curvatura tampoco varía.
- La longitud de plastificación y la aceleración asociada a la fluencia disminuyen con los efectos $P - \Delta$ pues los momentos resistentes han sido reducidos por la excentricidad generada en el desplazamiento lateral, siendo mayor para las condiciones últimas.
- Existe una marcada diferencia entre los análisis cuando se incluyen los

efectos ISE. El aumento en el desplazamiento elástico reduce la ductilidad por desplazamientos y el coeficiente R ; no obstante, al alargarse el periodo por considerar los efectos ISE se alcanzan aceleraciones menores, teniendo en cuenta inclusive que al disminuir la capacidad de disipación de energía, el espectro reducido alcanza aceleraciones mayores comparativamente con el espectro cuando no se emplean los efectos ISE.

Se concluye que este puente presenta un desempeño sismo resistente satisfactorio en el rango inelástico, incluso con los efectos $P - \Delta$ e ISE, para la demanda sísmica de la ciudad de Medellín.

12 Conclusiones

Esta aplicación del método se muestra como una opción clara de concebir del comportamiento sísmico de una estructura en el rango inelástico, siendo esta una ventaja comparativa con el método basado en fuerzas y en general con los métodos estáticos y dinámicos elásticos. El uso del diagrama $M - \varphi$ facilita la asimilación de la degradación de la rigidez pues se prescinde de los conceptos de módulo de elasticidad y de inercia, bruta o fisurada, de un elemento estructural y con unos objetivos de desempeño estructural claramente definidos se establece un comportamiento sismo resistente de una manera didáctica. La constante interacción con el concepto de ductilidad en el proceso de análisis y diseño garantiza el adecuado comportamiento sismo resistente a la vez que se controla la geometría, la especificación y la disposición del refuerzo en la sección de concreto reforzado y, por lo tanto, el costo de construcción óptimo. Las aplicaciones que ofrece esta metodología por su transparencia y fácil concepción hacen que este método sea útil y práctico, de manera que su alcance no se limite únicamente a la academia, como ocurre normalmente con todas las investigaciones, pues el proceso de diseño se describe en diez (10) pasos de manera pedagógica, lógica y ordenada. Finalmente, se anota que los efectos $P - \Delta$ serán significativos según el tamaño de la subestructura en la medida que se restringe el desplazamiento lateral y, por otro lado, considerar los efectos ISE en los puentes es importante toda vez que el tamaño de la cimentación es menor comparado con las edificaciones.

Referencias

- [1] M. Priestley, G. Calvi, and M. Kowalsky, *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia: IUSS Press, 2007. 210, 219, 220, 221
- [2] H. Urrego, “Un Nuevo Enfoque para el Análisis y Diseño de Estructuras de Hormigón Armado,” in *II Seminario de Ingeniería Sísmica*. Medellín: Universidad de Medellín, 2007. 211, 212, 221
- [3] —, “Distribución de Fuerzas Sísmicas por el Método basado en Desplazamientos,” in *III Congreso Colombiano de Ingeniería Sísmica*, Universidad del Valle. Cali: Universidad del Valle, 2005. 211
- [4] T. Paulay and M. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1992. 212, 220
- [5] H. Urrego, “Un Diseño Sísmico de Muros de Hormigón Armado con Deformaciones Consistentes,” in *I Seminario de Ingeniería Sísmica*. Medellín: Universidad de Medellín, 2006. 214
- [6] Ministerio de Transporte e Instituto Nacional de Vías, *Código colombiano de diseño sísmico de puentes*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1995. [Online]. Available: <http://books.google.com.co/books?id=oSn0tgAACAAJ> 214
- [7] H. Urrego, “A Displacement-Based Analysis and Design Procedure for Structural Walls,” in *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008. [Online]. Available: http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/14_05-01-0414.PDF 215
- [8] Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, “Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente,” 2010. 216, 227
- [9] M. Priestley, F. Seible, and G. Calvi, *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, Inc., 1996. 225, 227
- [10] Municipio de Medellín and SIMPAD, “Instrumentación y Microzonificación Sísmica del Área Urbana de Medellín,” 1999. 233, 234