

MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS PARA EL DISEÑO Y EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO

TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DEL PROGRAMA DE MAESTRÍA EN INGENIERÍA

Alejandro Ospina Trujillo

Mayo de 2012

Asesores:

Juan Carlos Botero Palacio

Héctor Guillermo Urrego Giraldo

ESCUELA DE INGENIERÍA

UNIVERSIDAD EAFIT

Medellín

CONTENIDO

CONTENIDO	3
PREFACIO	5
1. INTRODUCCIÓN	7
1.1. Historia del Diseño Sísmico	7
1.2. Diseño Sísmico basado en Fuerzas	10
1.3. Filosofía del Diseño Sismo Resistente	14
1.4. Introducción al Diseño por Desplazamiento	17
2. CONCEPTOS BÁSICOS	21
2.1. Propiedades mecánicas de los materiales constitutivos	21
2.2. Diagrama Momento Curvatura	24
2.3. Estados Límites en los elementos de concreto reforzado sometidos a flexocompresión	27
2.4. Ductilidad	34
2.5. Coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica R	38
3. FORMULACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS	43
3.1. Demanda Sísmica	43
3.2. Longitud de Plastificación	51
3.3. Capacidad de Desplazamiento	55
3.4. Efecto P-Delta	56
3.5. Efectos de Interacción Suelo Estructura ISE	59
4. CONSIDERACIONES IMPORTANTES EN EL DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES	65
4.1. Restricciones Funcionales	66
4.2. Restricciones Geotécnicas	70
4.3. Tipos de Superestructura	72
4.4. Conexión entre Superestructura y Subestructura	74
4.5. Conexión entre Superestructura y Estribo	79
4.6. Configuraciones de la Subestructura	81
4.7. Secciones de las Columnas de la Subestructura	83
4.8. Sistema de Cimentación de la Subestructura	85
4.9. Introducción al Diseño Sísmico de Puentes	87
5. PROCEDIMIENTO	91
6. APLICACIÓN DE CASOS REALES	95
6.1. Viaducto Peatonal Obras Públicas de Medellín	97
6.2. Puente Vehicular de la Avenida San Juan sobre el Río Medellín	111
CONCLUSIONES	123
APÉNDICE A – EVALUACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO	125
APÉNDICE B – SOFTWARE	129
LISTADO DE FIGURAS	131
LISTADO DE TABLAS	135
BILBIOGRAFÍA	137

PREFACIO

Las metodologías vigentes para el diseño sísmico de puentes se basan en dimensionar una estructura con un refuerzo al interior de los elementos estructurales para disipar las fuerzas, principalmente debidas a energía sísmica, en el rango inelástico permitiendo deformaciones sin alcanzar el colapso, repartiendo esta capacidad de disipación de energía de acuerdo a la posición en que se encuentra el elemento estructural en el puente y a su importancia. Esta repartición se hace sin tener en cuenta la deformación que alcanzan estos elementos y sus respectivos desplazamientos y sin que se verifiquen las hipótesis planteadas al enfrentar el problema.

Por otro lado, en el diseño de las estructuras de concreto reforzado se presume que los elementos que conforman la estructura poseen una rigidez a flexión que se va reduciendo con el aumento del agrietamiento de la sección, situación que disminuye su capacidad inercial, considerándose adicionalmente como un material elástico.

En realidad, el concreto reforzado es un material que no es homogéneo puesto que está compuesto por dos materiales con diferentes características mecánicas, donde se presenta un comportamiento no lineal que merece ser evaluado para poder cumplir con los requisitos de un adecuado diseño sismo resistente, es decir que conociendo las propiedades de las secciones de los elementos estructurales se pueda garantizar con su configuración estructural que se produzca algún daño estructural para sismos de gran intensidad mediante la disipación de energía sin que se presente el colapso de la estructura.

Se propone entonces una metodología que describe un procedimiento para analizar la capacidad de un elemento estructural, basado en las propiedades resultantes de su diseño inicial o de un predimensionamiento con buen criterio, deduciendo de su equilibrio interno las curvaturas para calcular los desplazamientos, las ductilidades y la fuerza sísmica máxima resistente, de manera que la aceleración pueda ser verificada con el espectro de diseño de la zona sísmica del sitio.

Esta metodología permite realizar simultáneamente el análisis y el diseño estructural e ir teniendo en cuenta algunos parámetros importantes para el buen comportamiento de los puentes. Las propiedades de la estructura se obtienen con la geometría de la sección, las curvas esfuerzo-deformación de los materiales constitutivos del concreto y el acero, la cantidad de refuerzo y el valor estimado de la fuerza axial que actúa sobre el elemento.

Esta investigación presenta una propuesta metodológica para el diseño sismo resistente de puentes basado en desplazamientos de la estructura, valorándose la importancia, la validez,

la transparencia y la legitimidad de este método comparado con los métodos convencionales:

- En el capítulo 1 se hace un preámbulo al tema del diseño sismo resistente de las estructuras con una contextualización del diseño sísmico de puentes actual según los diferentes reglamentos de diseño.
- En los capítulos 2 y 3 se presentan las bases metodológicas que soportan todos los parámetros, de demanda sísmica y de capacidad estructural, necesarios en el diseño basado en desplazamientos con énfasis en el diseño sísmico de puentes.
- El Capítulo 4 ubica al lector en algunos conceptos básicos y particularidades del diseño sismo resistente de puentes, mostrando comparativamente diferencias con el diseño sísmico de edificaciones y algunas bases para la correcta concepción y modelación de puentes. Aunque se reconoce que este capítulo no hace parte del método propuesto basado en desplazamientos, se considera importante incluirlo en este documento para que el lector tenga nociones y conozca de las particularidades del diseño sísmico de puentes, como una etapa previa al diseño basado en desplazamientos.
- Los Capítulos 5 y 6 muestran, respectivamente, el procedimiento metodológico propuesto como tal y dos aplicaciones reales de este método basado en desplazamientos a un par de puentes existentes.
- Finalmente, como una aplicación adicional de los diferentes métodos basados en desplazamientos, se ha incluido un par de apéndices: el primero corresponde a la evaluación del punto de desempeño de una estructura sometida a acción sísmica como una extensión y evolución del método propuesto a los puentes, verificando su validez e invitando al lector a seguir investigando en este tema vigente hoy día; el segundo es la presentación de un software para el análisis sismo resistente de estructuras aplicando los principios descritos en esta investigación a la identificación del punto de desempeño ya mencionado.

Se espera que esta investigación sea aplicable en la consultoría y la academia y se confía en que la simplicidad y transparencia de la metodología propuesta genere tranquilidad comparativamente con los actuales criterios de diseño toda vez que es posible adentrarse en el diseño no lineal de estructuras sin necesidad de recurrir a métodos complejos o de dudosa aplicación.

ALEJANDRO OSPINA TRUJILLO

Medellín y La Estrella.

Mayo de 2012.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 HISTORIA DEL DISEÑO SISMICO

El fenómeno de la sismicidad ha sido parte de la historia de la humanidad por las características naturales de su origen y por lo impredecible de su magnitud. Buena parte de los países del mundo se han visto sometidos a una serie de movimientos telúricos que además de producir la pérdida lamentable de vidas humanas, han causado enormes daños en la infraestructura de las ciudades y el patrimonio de las personas. En países como Colombia, como se muestra en la Figura 1.1, más del 85% de la población se encuentra en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, sitios donde se ha establecido una gobernabilidad en estas poblaciones para atender sus necesidades, generando un desarrollo urbano para mejorar la calidad de vida de los ciudadanos, evidenciándose la vulnerabilidad debido a que la mayoría de las causas de víctimas por sismos se deben a la mala calidad de las construcciones, exceptuando los casos de avalanchas y tsunamis (AIS 1998).

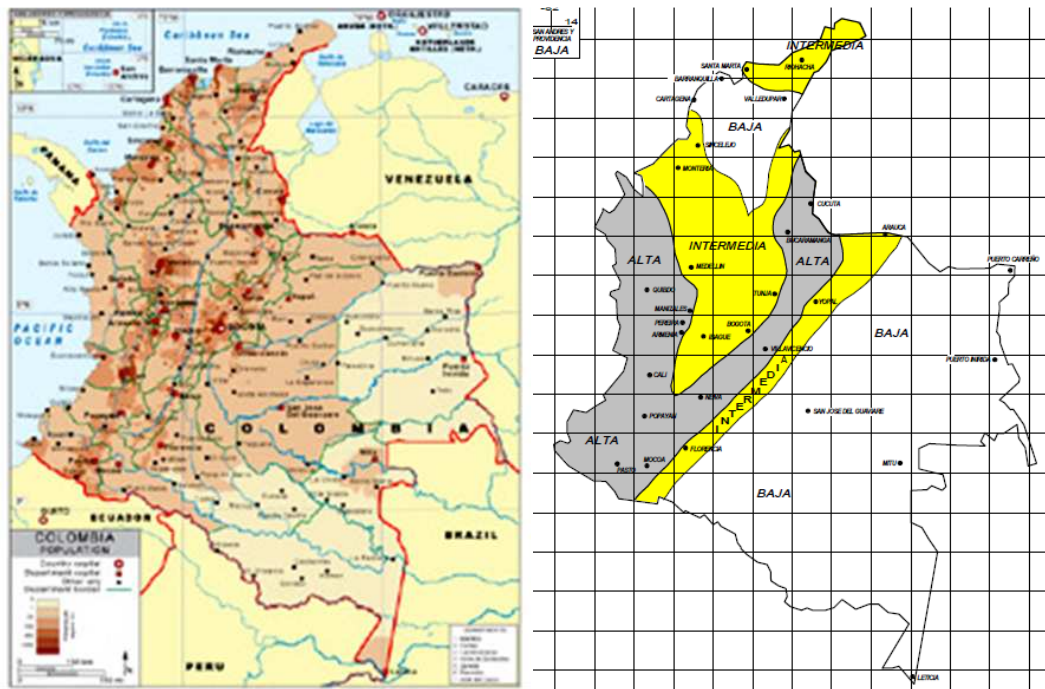


Figura 1.1. Mapas de Densidad de Población y de Amenaza Sísmica Colombiana (AIS, 2010).

Desde comienzos del siglo pasado, en estas zonas de actividad sísmica ha existido un interés por revisar los procedimientos de diseño y los procesos de construcción de estructuras desde el punto de vista sísmico, abarcando temas técnicos y legales, definiendo obligaciones y responsabilidades del estado y de los profesionales en este campo, disponiendo normas y reglamentos de diseño sismo resistente. Pero más allá de la reglamentación local que se genera, se han producido a lo largo de la historia una serie de intentos por predecir las

implicaciones de las acciones sísmicas en las estructuras, mejorando los procedimientos de diseño sismo resistente con herramientas para el análisis estructural ante fuerzas laterales estáticas y dinámicas, simulando las cargas sísmicas generadas por las aceleraciones del suelo, ampliando adicionalmente el campo del conocimiento en el tema de la demanda sísmica.

Aunque existen reglamentos de construcción desde 1919, sólo hasta 1930 existió en Japón la primera norma de construcciones con parámetros sísmicos, la cual fue desarrollada luego del catastrófico sismo de Kanto que devastó la ciudad de Tokio (Murota, 1995). Este reglamento sugería el 10 por ciento del valor de la gravedad como fuerza lateral para simular el efecto del sismo en la estructura, como se muestra en la Figura 1.2. Este concepto fue tan válido en su momento que un buen número de estructuras que actualmente hoy están en uso en las zonas urbanas fueron diseñadas con esta presunción de diseño, empleando valores que alcanzan hasta el 5 por ciento del peso de la estructura como fuerza lateral. Este precisamente es uno de los motivos por el cual esta investigación incluye el análisis de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes, pues muchos puentes fueron diseñados con hipótesis de diseño como la mencionada.

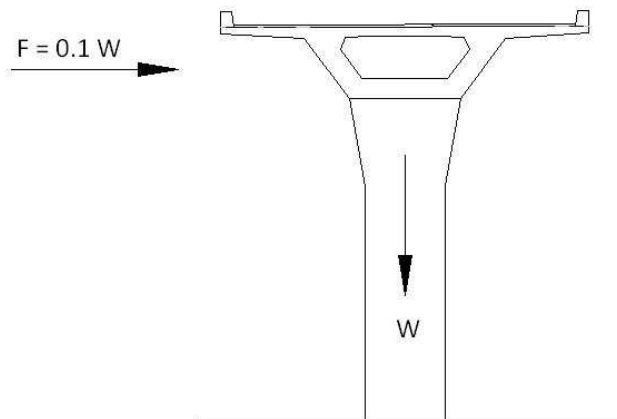


Figura 1.2. Análisis estructural sismo resistente a comienzos del siglo XX

En los años 50, aparecieron los conceptos de Estado Límite de Resistencia y Estado Límite de Servicio, mediante los cuales se establecía los estados límite en que no se superarán las cargas máximas admisibles. Posteriormente, se dispuso de los coeficientes de capacidad de disipación de energía sísmica, los cuales buscan principalmente la economía de las construcciones ante la baja periodicidad de los sismos de gran intensidad.

Actualmente el diseño basado en fuerzas, que emplea los conceptos anteriormente mencionados, es mundialmente aceptado para el diseño sísmico debido a que es el método recomendado en la mayor parte de los reglamentos vigentes; no obstante, se ha reconocido que la resistencia no representa apropiadamente el comportamiento de una estructura

durante un sismo y se ha verificado que la revisión de la resistencia de los elementos estructurales no asegura un comportamiento satisfactorio desde el punto de vista sísmico.

En 1974 se introduce el concepto del diseño por capacidad mediante el cual se intenta orientar la forma de falla de los sistemas estructurales, eligiendo las fallas dúctiles con una capacidad de deformación controlada, prefiriendo las fallas por flexión a las fallas a cortante por no ser súbitas y realizando gran parte del diseño con la capacidad resistente y no con la demanda de capacidad. De esta forma, los diseñadores podían prever la forma en que se produciría el colapso de la estructura al detallar los elementos estructurales con el objetivo de controlar el deterioro en cada uno de estos elementos y de la estructura global. Así mismo, se puede establecer un valor de cortante basal para el cual se aumenta el daño hasta llegar a un valor en el cual se produciría el colapso. De esta forma, como se verá en la sección 1.3, se establece más claramente la filosofía del diseño sismo resistente como hoy se conoce, haciéndose famoso el análisis estático no lineal, también llamado Push-Over.

No obstante, en algunos eventos sísmicos relativamente recientes se observa que las estructuras que han soportado magnitudes de sismos menores a los esperados en el diseño presentaron un grado de deterioro importante que se volvió en un factor oneroso para cualquier gobierno o persona. Los sismos de Loma Prieta en 1989, de Northridge en 1994 y de Kobe en 1995 causaron daños por valores de \$7.000 millones, \$30.000 millones y \$200.000 millones de dólares, respectivamente. El llamado “Sismo de los Puentes” de Northridge fue considerado como un sismo de magnitud intermedia a pesar de que el daño causado en la infraestructura de la ciudad fue grande, como se aprecia en la Figura 1.3.



Figura 1.3. Daño en puente por el Sismo de Northridge. Enero 14 de 1994 (Mitchell, 2006)

Por lo anterior, los últimos avances en el diseño sísmico están siendo enfocados a encontrar los estados límite adecuados en las estructuras para distintos niveles de intensidad sísmica, vigilando los daños locales en los elementos estructurales y el daño global en la estructura, analizando la acumulación de estos daños en los ciclos de carga y descarga que causa el evento sísmico y controlando de manera lógica los desplazamientos y las ductilidades. En este sentido, existen varias corrientes de investigación que se basan en el diseño por desempeño mediante las cuales se realizan controles a los desplazamientos y otros que son formulaciones metodológicas de conservación de energía y modelos de daño acumulado. Aunque muchas de estas propuestas son aparentemente sencillas de aplicar en el diseño sísmico, los métodos se basan en modelos bastante teóricos donde se consideran amortiguamientos en la estructura por causa de los daños durante el sismo y reducción poco cuidadosa de la rigidez de los elementos estructurales con el aumento de las cargas.

Aunque es importante que las nuevas propuestas metodológicas se enfoquen en mejorar el comportamiento de las estructuras y en reducir el daño y las pérdidas económicas que se producen en los sistemas construidos con las especificaciones vigentes, sería bastante valioso que estas propuestas sean claras para los ingenieros que las aplican, de manera que éstos puedan realizar los diseños sísmicos con un grado mayor de certeza teniendo en cuenta la cantidad de variables que intervienen en el diseño. Al proponer métodos lógicos que se basan en la física y en la mecánica de materiales, se brinda a los consultores de herramientas para el mejor entendimiento del fenómeno sísmico en nuestras estructuras.

1.2 DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS

En la ingeniería estructural se ha considerado un corolario que tener unos esfuerzos actuantes sobre un cuerpo que superen la capacidad resistente del mismo causarán la falla, trayendo consigo consecuencias catastróficas.

Este ha sido el caso de la ingeniería civil de manera tradicional. Cuando se aplican las diferentes cargas a una estructura, ya sean cargas muertas, vivas, lluvia, presión de tierras, viento, presión hidrostática, etc, se dispone de una resistencia en los elementos estructurales tal que se supere los esfuerzos producidos por estas cargas externas, alcanzando unos factores de seguridad que varían según el tipo de estructura o elemento estructural, el tipo de carga y su combinación probable con otras cargas, el tipo de material que conforma este elemento resistente y la zona donde se emplazará la estructura diseñada. Estos factores de seguridad se emplean ya sea maximizando las cargas externas aplicadas, reduciendo la capacidad resistente de los elementos estructurales o con una combinación de ambas.

Con consideraciones como la anterior se han realizado los diseños estructurales de manera habitual obteniendo unos resultados que han permitido a los ingenieros tener una confianza tal que se ha incluido el diseño sísmo resistente bajo esta aplicación. No obstante, las cargas sísmicas son muy diferentes a las muertas, a las cargas vivas, a los empujes de suelos y en general a las otras cargas que ya tienen una precisión diferente comparativamente con los valores establecidos por la ingeniería sísmica, pues aunque se ha avanzado en este campo, no se tienen los suficientes registros como para tener asegurada una magnitud de aceleración en el suelo con unas características definidas de los sismos que lleven a estimar con claridad los esfuerzos que se producirán en las estructuras, aunque es claro que la incertidumbre y la aleatoriedad sísmica hacen que cualquier cantidad de registros siempre sea insuficiente.

El diseño sísmo resistente de estructuras se hace principalmente bajo dos metodologías: una basada en fuerzas y otra más reciente basada en el desempeño de la estructura. El diseño basado en fuerzas se fundamenta en el corolario mencionado anteriormente y consiste simplemente en garantizar que la resistencia de los elementos estructurales superen las fuerzas a las que se verá sometida la estructura, lo que es un criterio claro de diseño. 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.

En términos generales, el diseño basado en fuerzas y, en especial el diseño sísmo resistente, puede resumirse en el siguiente procedimiento:

1. Definir una geometría de los elementos estructurales y sus propiedades mecánicas hallando la correspondiente rigidez lateral ante cargas sísmicas.
2. Asumir el periodo de vibración de la estructura con las dimensiones propuestas.
3. Identificar la aceleración espectral asociada al periodo de vibración y calcular las fuerzas sísmicas dependiendo de la masa de la estructura, la altura de la estructura y la rigidez del sistema. En este paso se ajusta el periodo obtenido revisando el periodo asumido en el paso anterior, recalculando los desplazamientos laterales hasta que haya una buena convergencia.
4. Seleccionar un factor de reducción de la fuerza sísmica para la estructura.
5. Realizar la modelación de la estructura mediante un análisis estructural con todas las cargas aplicadas y la fuerza sísmica identificada en el paso 3 afectadas por el factor de reducción del paso 4.
6. Diseñar los elementos estructurales y no estructurales para que resistan las combinaciones de carga posibles.
7. Calcular los desplazamientos laterales de la estructura y valorar las vibraciones en diferentes partes de la estructura.

8. Comparar los desplazamientos y las vibraciones encontradas con los valores establecidos en las normativas sismo resistentes locales.
9. Si los desplazamientos y las vibraciones superan los establecidos previamente, se debe comenzar nuevamente el proceso de diseño basado en fuerzas, rigidizando la estructura hasta el punto que tanto los desplazamientos como las vibraciones se ajusten a los valores establecidos. En caso contrario, si la estructura resulta ser tan rígida que no se superan los valores establecidos, a criterio del diseñador puede comenzar un proceso de optimización mediante la reducción de las dimensiones de los elementos estructurales hasta ajustarse a los valores establecidos. Debe prestarse especial cuidado al rango de las vibraciones dentro en el proceso de dimensionamiento del puente pues la rigidización de la estructura puede alcanzar frecuencias válidas por diferentes y dispersas normativas, reglamentos, investigaciones o publicaciones, convirtiéndose en un valor que puede ser subjetivo y polémico principalmente en el caso de puentes peatonales.

Como puede observarse, éste es un proceso iterativo que tiene una velocidad de convergencia que depende de qué tan acertados sean los parámetros seleccionados inicialmente. Sin embargo, los pasos anteriores pueden ser el inicio del diseño por desplazamientos que se propone en esta investigación, motivo por el cual es importante que se tenga buen criterio en este campo antes de concebir y aplicar esta metodología.

Por la concepción del diseño basado en fuerzas, puede ratificarse ciertas deficiencias importantes que se han vuelto propias del diseño estructural, las cuales hacen dudar de la validez de los resultados obtenidos y del grado de incertidumbre en las hipótesis de diseño (Priestley et al, 2007). Entre estas se puede citar:

- Determinación de la reducción de la rigidez de los elementos estructurales: Puede observarse que el cálculo del periodo de la estructura depende de los valores de la masa efectiva del sistema estructural y de su respectiva rigidez lateral. Con el aumento de las cargas aplicadas se incrementan las deformaciones, lo que causa una reducción de la rigidez e implica el agrietamiento de las secciones resistentes, disminuyendo la inercia hasta valores entre un 30 y 50 por ciento de la sección bruta en las columnas y entre un 10 y 45 por ciento de la sección bruta en las vigas. Adicionalmente, existen propuestas que plantean una equivalencia entre las inercias de las secciones a pesar de su forma para facilidad en el diseño elástico de las secciones estructurales no convencionales; pero éstas no contemplan de la implicación de tener algunas secciones huecas, con irregularidades o asimetrías, ignorando inclusive el efecto de la distribución del refuerzo dentro de una sección de concreto reforzado. Como es sabido, la distribución de las fuerzas sísmicas es proporcional a las rigideces de los elementos estructurales y a su localización dentro del sistema estructural, los cuales al perder la rigidez van transfiriendo los esfuerzos de unos elementos

a otros, aumentando su deterioro de manera gradual y compartida hasta llegar al colapso, situación que no se considera en el diseño por fuerzas.

- Efectos de la flexibilidad de la estructura en las fuerzas: Al reducirse la rigidez del sistema por el agrietamiento de la sección, se aumenta la flexibilidad de la estructura y por tanto su periodo se incrementa y, de encontrarse en la zona descendente del espectro de aceleraciones, se podría asumir una aceleración menor a la encontrada por el método basado en fuerzas. Así, el diseño basado en fuerzas hace incurrir en costos mayores de construcción por el sobredimensionamiento de los elementos estructurales.
- Efectos de la flexibilidad de la estructura en los desplazamientos: Para el caso del espectro de desplazamientos, ocurre lo contrario al espectro de aceleraciones pues existe proporcionalidad entre el periodo y el desplazamiento estructural, es decir que la degradación de la rigidez aumentará el periodo de la estructura y por tanto los desplazamientos que, dependiendo del método de diseño sísmo resistente, gobernarán el diseño como tal.

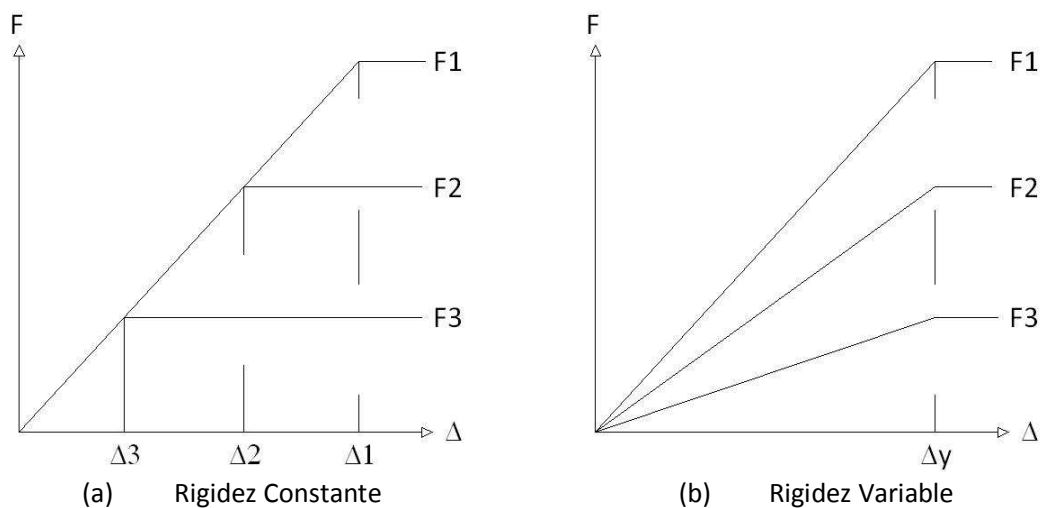


Figura 1.4. Influencia de la resistencia en el diagrama Fuerza-Desplazamiento (Tomado de Priestley, 2003)

- Independencia de la rigidez y la resistencia a la fluencia: En la teoría de la elasticidad se relaciona directamente la rigidez de un elemento con la resistencia que tiene este elemento. Puede verse en la Figura 1.4 (a) esta relación para la subestructura de la Figura 1.2. Sin embargo, como puede apreciarse en la figura 1.4 (b), el diagrama fuerza desplazamiento muestra realmente una reducción de la inercia de la sección, que disminuye la rigidez con el aumento de la carga, siendo constante el valor la deformación en que se alcanza el desplazamiento de fluencia dependiendo del tamaño de la sección, variando el valor de la resistencia por la pérdida de la rigidez. En una sección de concreto reforzado, la

variación del desplazamiento de fluencia es baja comparativamente con la resistencia que se suministra al elemento de acuerdo a la cantidad de refuerzo.

- Generalización de la Capacidad de Disipación de Energía Sísmica: Puede observarse en cualquier normativa o reglamento de diseño sísmo resistente que el coeficiente de capacidad de disipación de energía depende del material estructural, del tipo de elemento estructural y de la zona de amenaza sísmica para la cual se está diseñando. Existen numerosas variables que intervienen en este coeficiente como es el caso del grado de redundancia, los efectos de la sobre resistencia, la altura de la estructura, la flexibilidad de los elementos estructurales, los efectos de interacción suelo estructura, la flexibilidad de la cimentación entre otros casos y, para el caso de puentes y estructuras en media ladera como es el caso de los muelles y algunas edificaciones, la variabilidad en la altura de las primeras columnas.

Por lo anterior, el diseño basado en fuerzas es un método que debe realizarse teniendo en cuenta las anteriores características, verificándose los aspectos citados una vez el diseño se encuentra terminado, llegando a resultados consistentes.

1.3 FILOSOFÍA DEL DISEÑO SÍSMO RESISTENTE

Tratar de definir con exactitud la magnitud de las fuerzas sísmicas que llegan a una estructura ha sido una labor académica y teórica compleja ya sea porque no se tienen los suficientes registros sísmicos en la gran mayoría de la ciudades del mundo o porque existe una brecha conceptual entre la generación de los sismos como tal en la fuente y la forma en que estas fuerzas sísmicas afectan las estructuras que son diseñadas o analizadas.

Naturalmente, muchos reglamentos traen espectros de diseño que permiten calcular las aceleraciones estructurales. Además, analíticamente puede determinarse una relación con las ecuaciones de atenuación que definen espectros que describen el impacto de los sismos generados en zonas alejadas con una variación de las aceleraciones. Sin embargo, durante el proceso de diseño estructural puede aseverarse que la definición de las cargas convencionales tiene un grado de certidumbre mayor al de las fuerzas sísmicas.

Ante esta realidad del diseño sísmo resistente, una forma de explicar la filosofía de diseño sísmico es mediante la analogía de la cadena de eslabones que facilita la concepción del funcionamiento de la estructura y su modo de falla (Paulay y Priestley, 1995):

La cadena eslabonada mostrada en la figura 1.5 es sometida a una fuerza de tensión, exigiendo cada uno de los eslabones con esfuerzos de tracción. Esta cadena tendrá un desempeño adecuado mientras todas las fuerzas sean menores a la capacidad resistente de

estos eslabones. En el momento en que la fuerza supere esta capacidad, se producirá la falla de al menos uno de estos eslabones, trayendo consigo el rompimiento de la cadena.

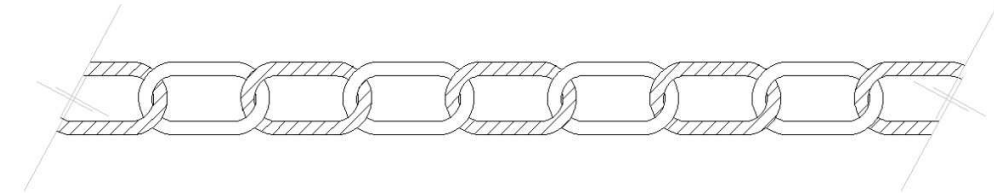


Figura 1.5. Cadena Eslabonada sometida a tensión (tomado de Paulay y Priestley, 1995)

Es importante conocer las propiedades mecánicas de todos los eslabones y, de acuerdo a esta información, brindar características mecánicas de ductilidad a al menos uno de los eslabones para que pueda aceptar daños identificables sin fallar, de manera que pueda deformarse con magnitudes apreciables y pueda preverse de alguna forma el momento de la falla del eslabón y, por consiguiente, anunciarse el rompimiento de la cadena.

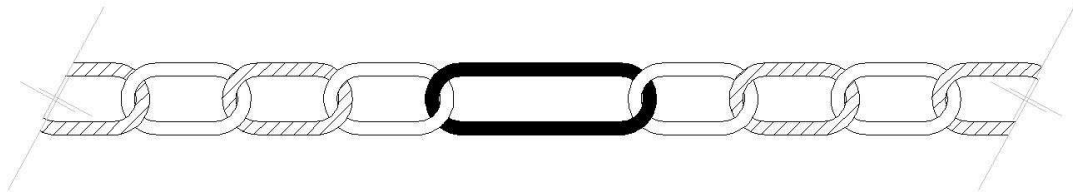


Figura 1.6. Cadena con uno de los eslabones por fuera del rango elástico (tomado de Paulay y Priestley, 1995)

El concepto de la analogía de la cadena eslabonada aplicada al diseño sísmico es básicamente especificarle ductilidad a las estructuras, analizando las siguientes tres situaciones:

1. La magnitud de la fuerza sísmica no es precisa en un valor para el diseño; es decir que por mucha resistencia que tengan los elementos estructurales, nunca se conocerá con certeza la máxima fuerza a la que se verá sometida la estructura en su vida útil. En este sentido, será una total incertidumbre el momento en que ocurrirá la falla del sistema, trayendo consigo consecuencias posiblemente catastróficas realizando el diseño basado en fuerzas debido a que precisamente esta fuerza es una incertidumbre.
2. Si el diseño de los elementos estructurales se realiza considerando que cada uno de estos es frágil, quiere decir que no se admitirán deformaciones una vez se evidencie algún daño en estos elementos y no existirá forma alguna de identificar el instante en que se acerca la falla del sistema. Independientemente de lo resistente que sean cada uno de estos elementos, la falla de un solo elemento comprometerá la seguridad del sistema.

3. Al ser todos los elementos estructurales frágiles e igualmente resistentes, sería prácticamente imposible saber cuál de estos fallará primero y no se podrá predecir la forma de colapso del sistema estructural, siendo esta otra incertidumbre del diseño sísmico.

Es conveniente, entonces, que el diseño sísmo resistente de la estructura se realice con un material dúctil dadas las tres dificultades citadas. Este material debe contar mecánicamente con al menos dos manifestaciones físicas donde se exhiba un cambio de la rigidez de este sistema estructural, identificando el primero de éstos como punto de fluencia, en el cual se presenta un aumento de la deformación del elemento con poco incremento en la fuerza. De esta forma, podrá identificarse visualmente que existe una modificación a las condiciones físicas iniciales del elemento estructural, las cuales pueden observarse al revisar sus dimensiones o auscultando la integridad de estos elementos luego de que se presente un evento sísmico, por citar un par de ejemplos.

Contar con un material de ductilidad controlada para el diseño sísmico es bastante apropiado dada la incertidumbre mencionada previamente. Aunque no se conozca con precisión la magnitud de la máxima fuerza sísmica, se puede disponer de un valor en que se presentará la fluencia de uno de estos elementos estructurales y, basado en la importancia y localización de la estructura, identificar un valor máximo de fuerza sísmica. De esta forma, una vez se defina que en éste elemento se superó el punto de fluencia, pueda tomarse las medidas de reparación o mejoramiento mediante una intervención de uno o varios elementos que salieron del rango elástico para entrar en el rango plástico.

Así como se realizó con el elemento estructural más vulnerable, puede realizarse un diseño para el resto de los elementos que no sea necesariamente similar a la condición más cuidadosa y con todas las diferentes exigencias desde el punto de vista de esfuerzos en los elementos. Así, desde el diseño se puede tener un mayor control del funcionamiento del sistema estructural ante cargas sísmicas.

De la anterior analogía se puede concluir que el sistema sísmo resistente de una estructura debe tener una ductilidad controlada, con un número definido de elementos estructurales en los cuales se conozcan sus propiedades mecánicas para asegurar su modo de falla ante cargas probables debidas a sismos con una recurrencia propia y particular de cada diseño.

Las actuales filosofías de diseño sísmo resistente de edificaciones establecen que las estructuras deben ser capaces de resistir, además de las fuerzas que le impone su uso, temblores de poca intensidad sin daño, temblores moderados sin daño estructural, pero posiblemente con algún daño en elementos no estructurales y un temblor fuerte con daños a elementos estructurales y no estructurales sin colapso (AIS, 1998; AIS, 2010).

Para el caso de los puentes, la normativa Colombiana establece que los puentes, y sus componentes, pueden sufrir daño durante un sismo, pero tendrá una baja probabilidad de

sufrir colapso debido a los movimientos sísmicos del terreno. Un puente diseñado y construido de acuerdo con los requisitos del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (AIS, 1995) debe ser capaz de:

- Resistir temblores pequeños a moderados dentro del rango elástico de los componentes estructurales sin sufrir daño significativo.
- Soportar efectos sísmicos del mismo orden de magnitud de los prescritos para edificaciones normales.
- Cuando se vea afectado por movimientos sísmicos extremadamente fuertes no debe presentar colapso del conjunto o de parte del puente. En donde sea posible, el daño que ocurra por causa de un sismo extremadamente fuerte debe ser detectable fácilmente y ocurrir en lugares accesibles para su inspección y reparación (AIS, 1995).

1.4 INTRODUCCIÓN AL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO

En algunos problemas de la ingeniería estructural es necesario conocer el desplazamiento para poder calcular las sollicitaciones, las cuales a su vez modifican nuevamente estos desplazamientos y por lo tanto el proceso es iterativo. Este es el caso de las estructuras de concreto reforzado sometidas a cargas sísmicas, las cuales dependen de la aceleración del terreno en el cual se encuentra el elemento y el periodo de la estructura, y éste a su vez depende de la masa que soporta y de la rigidez del elemento asociada al movimiento considerado. Esto sin mencionar que las magnitudes de las aceleraciones son dependientes del periodo de la estructura, siendo este otro motivo para revisar en cada iteración el valor de la aceleración asociada al grado de rigidez asignado a la estructura.

El método de diseño basado en desplazamientos puede definirse como un procedimiento en el cual los desplazamientos de la estructura, asociados a las deformaciones de los materiales constitutivos, son empleados como criterio básico de diseño. Para el caso de las estructuras de concreto reforzado, son determinantes las deformaciones del concreto confinado y no confinado y del acero longitudinal y transversal. Este procedimiento contrasta con el método tradicional de diseño sísmo resistente, donde el criterio de aceptación de una estructura frente a un sismo se basa simplemente en la comparación de la fuerza actuante y la fuerza resistente.

En última instancia, lo que interesa es la compatibilidad de deformaciones en los elementos estructurales, determinando los esfuerzos para los cuales se realiza el diseño (Urrego, 2007). Se verifica el equilibrio de la sección de cada elemento estructural en esta etapa del diseño basado en la compatibilidad de deformaciones y luego se utilizan estas

deformaciones para calcular los desplazamientos de la estructura y las propiedades mecánicas finales de los elementos estructurales para comprobar el periodo de vibración.

Analizando el caso de los puentes, y de las estructuras en general que pueden analizarse como una estructura de un solo grado de libertad, con una masa concentrada en la parte superior y con una excitación lateral simulando el efecto sísmico, se tendrá un desplazamiento lateral en función de las propiedades geométricas y mecánicas del elemento. En el diseño sismo resistente es importante conocer la rigidez lateral del elemento estructural y por lo tanto es necesario encontrar la forma de determinar el desplazamiento basado en las curvaturas de la sección del elemento, es decir obteniendo el detalle de las deformaciones de los elementos estructurales ante una carga de flexocompresión y de allí encontrar su rigidez lateral.

Para el diseño sismo resistente es importante conocer la capacidad de desplazamiento de la estructura y con ella la capacidad de flexión y fuerza cortante.

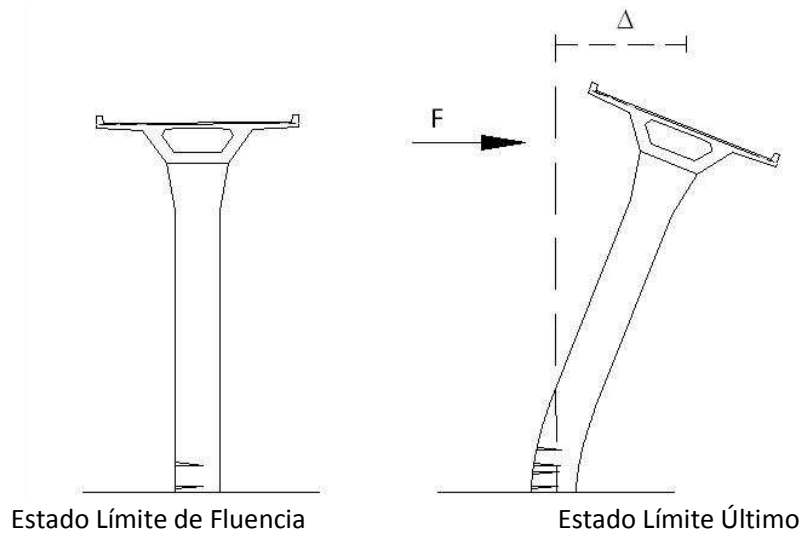


Figura 1.7. Niveles de daño en un puente por carga sísmica

Esta alternativa de diseño es convincente por su transparencia, racionalidad y sencillez. A través de este método se pretende reducir la incertidumbre en el proceso de diseño relacionando de una manera directa las hipótesis de análisis y diseño y el comportamiento esperado de la estructura. Como se espera en las zonas de 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 directamente con el nivel de daño en la estructura (Urrego, 2005).

En las figuras 1.7 y 1.8 se muestra la sección de un puente en la que se observa que el daño se inicia con desplazamientos relativamente bajos, cercanos al desplazamiento de fluencia.

Con el aumento de la carga se incrementa el daño, creciendo las deformaciones y los desplazamientos. Sin embargo, la fuerza lateral resistente que actúa en la columna del puente luego del límite elástico se incrementa ligeramente y no puede ser utilizada como índice del nivel de daño que ocurre en el elemento estructural. Por otro lado, los desplazamientos pueden caracterizarse adecuadamente en el nivel de daño de la columna que conforma la estructura.

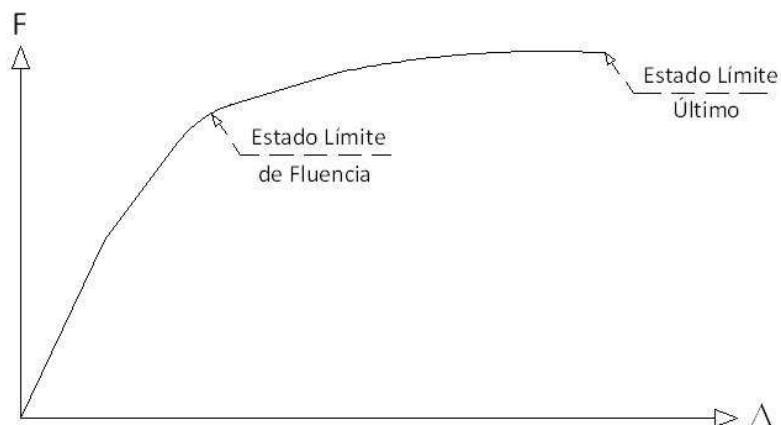


Figura 1.8. Gráfica del análisis estático no lineal del puente mostrado en la figura 1.7.

Tabla 1.1. Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras. SEAOC Committee VISION 2000, 1995 (Bonnet, 2003).				
Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de desempeño estructural			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Frecuente	Estructuras Básicas	Desempeño inaceptable	Desempeño inaceptable	Desempeño inaceptable
Ocasional	Estructuras Esenciales	Estructuras Básicas	Desempeño inaceptable	Desempeño inaceptable
Raro	Seguridad Crítica	Estructuras Esenciales	Estructuras Básicas	Desempeño inaceptable
Muy Raro	-	Seguridad Crítica	Estructuras Esenciales	Estructuras Básicas

En la formulación básica de los métodos de diseño por desplazamientos es necesario determinar los estados límite por los que transitará el elemento estructural para asegurar un comportamiento satisfactorio ante los diferentes escenarios sísmicos, surgiendo de esta forma los estados límites de servicio, control de daño, protección de la vida y prevención del colapso como niveles de comportamiento que se recomienda tener en cuenta por algunos reglamentos. No obstante lo establece la literatura, en términos prácticos resulta dispendioso e ideal la verificación de todos los estados límite, motivo por el cual los

reglamentos y las investigaciones que han adoptado el método basado en desplazamientos limitan el diseño a la verificación de algunos estados límite claramente establecidos. En las tablas 1.1 y 1.2 se define esta filosofía de diseño para el comité “SEAO Committee VISION 2000” (Bonnet, 2003).

Tabla 1.2. Objetivos de diseño y Movimientos sísmicos de diseño. SEAO Committee VISION 2000, 1995 (Bonnet 2003).			
Movimiento Sísmico de Diseño	Nivel de desempeño mínimo	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	Totalmente operacional	43 años	50% en 30 años
Ocasional	Operacional	72 años	50% en 50 años
Raro	Seguridad	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	Próxima al colapso	970 años	5% en 50 años

De igual forma, el planteamiento de esta metodología de diseño basado en desplazamiento también requiere definir con claridad la demanda sísmica en términos de los desplazamientos y de las propiedades mecánicas de la estructura que definan la capacidad de ésta ante cargas sísmicas.

2. CONCEPTOS BÁSICOS

En el proceso de formulación del método basado en desplazamientos es necesario precisar un alcance a través de unos conceptos básicos para el entendimiento y asimilación de la metodología.

Teniendo en cuenta las particularidades del concreto reforzado como el material de las subestructuras de los puentes, debe identificarse con detalle las propiedades mecánicas tanto del concreto como del acero y trabajando en conjunto, de manera que mediante un cuidadoso análisis de carga a flexión se definan los estados límites de desempeño de las secciones de los elementos, enfatizando particularmente la pérdida de la rigidez inicial y el agotamiento de la sección, de manera que se establezca un grado de disipación de energía a través del concepto de la ductilidad.

2.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS DEL CONCRETO REFORZADO

El concreto reforzado es una combinación de materiales que presentan un comportamiento estructural bastante disperso por definición, pero que en conjunto forman elementos capaces de resistir diferentes tipos de esfuerzos para cargas que se presentan de diferentes orígenes.

Los principios del concreto se deben a la idea de alcanzar un material que tuviera una resistencia similar a la de la roca, razón por la cual el concreto es creado mediante materiales provenientes de la explotación de canteras como los son las arenas y las gravas, materiales que son abundantes hoy día y que están mas disponibles comparativamente con otros materiales como el acero o la madera. Alrededor del mundo pueden observarse grandes obras de ingeniería realizadas únicamente con piedras o con concreto simple tales como pirámides, túneles y hasta puentes en arco, todas bastante exitosas con el paso de los años.

Todas estas aplicaciones se vieron limitadas a ciertas formas estructurales en concreto, generando una distribución de esfuerzos que causan el menor número de tracciones en la estructura, siendo ésta una falencia mecánica del material. Por otro lado, la fragilidad del concreto es una propiedad que le hace ser característica en el medio de la construcción de estructuras sismo resistentes; este material resiste esfuerzos de compresión sin cambiar su forma original de manera corriente respecto a otros materiales; pero una vez se supera su límite de deformación se hace imposible recuperar su forma inicial, presentando un colapso repentino y aparatoso pues se presenta una destrucción del elemento por su desintegración parcial o total.

Lo anterior ha llevado a que se use el concreto con su capacidad a compresión en elementos estructurales que funcionan como puntales, observando que se mejora su resistencia hasta casi el doble si se le agrega un confinamiento lateral al elemento de concreto cargado axialmente, elevando incluso sus deformaciones a casi diez veces la existente cuando este no se confina (Urrego, 2007). Con esta mejora, y teniendo en cuenta que el efecto de confinamiento debe contar con un recubrimiento perimetral que la proteja, una sección de concreto tiene mecánicamente dos componentes y se refieren al concreto que está dentro de la zona confinada y el concreto que está por fuera de la zona confinada.

La curva típica Esfuerzo - Deformación del concreto sin confinamiento tiene una tendencia a una parábola de segundo grado presentando un valor máximo ϵ_{co} para las deformaciones unitarias cercanas al 0,002 y luego presenta una caída tal como se observa en la figura 2.1. 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 (Paulay y Priestley, 1992). Por su parte, en el concreto confinado se logra casi el doble de la resistencia del concreto no confinado y se alcanzan deformaciones del orden de casi 5 veces la deformación del concreto.

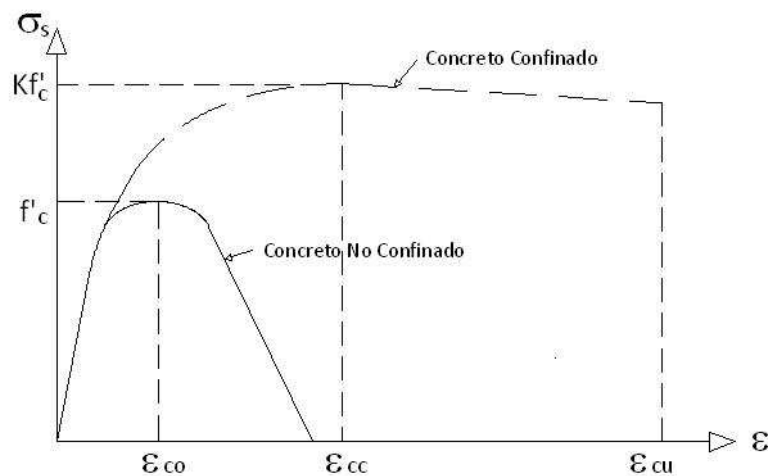


Figura 2.1. Diagrama esfuerzo-deformación de un cilindro de concreto no confinado y confinado

La adición del acero al interior de las secciones de los elementos de concreto tiene varias aplicaciones estructurales. Además de brindar el confinamiento que mejora sus propiedades mecánicas ante cargas axiales y de cortante y torsión, la inclusión del acero a lo largo del elemento estructural se encarga en resistir las tracciones del elemento para el caso de los esfuerzos de flexión, en los que una parte de la sección se encuentra a compresión mientras que el lado contrario se encuentra regularmente a tensión.

Desde el punto de vista del funcionamiento no lineal de un elemento estructural, proporcionar estribos o espirales de confinamiento a la sección de concreto es bastante satisfactorio. Como se ve en la sección 2.4, la ductilidad se define básicamente como la capacidad que tiene un elemento de deformarse sin que se llegue a la falla y éste es el gran aporte del confinamiento de la sección para un correcto desempeño del concreto reforzado ante cargas sísmicas. Además, se produce una restricción al pandeo de las barras longitudinales ante altas compresiones, razón por la cual las zonas confinadas de un elemento estructural corresponden a lugares críticos donde se concentran los mayores esfuerzos combinados de flexión y compresión, causados en parte por efectos sísmicos en las estructuras.

A diferencia del concreto, el acero presenta una ductilidad que le permite mostrar deformaciones en el rango inelástico suficientes como para armonizar adecuadamente el comportamiento de los elementos de concreto reforzado, proporcionando unas cantidades óptimas de acero longitudinal al interior de la estructura. La utilización de un determinado tipo de acero afecta la ductilidad puesto que un acero de más alta resistencia puede proporcionar la misma fuerza con una menor deformación, como es el caso de los aceros utilizados en el concreto postensado. Igualmente, es importante verificar las deformaciones sin que se supere la deformación máxima de rotura, la cual difiere para aceros más dúctiles.

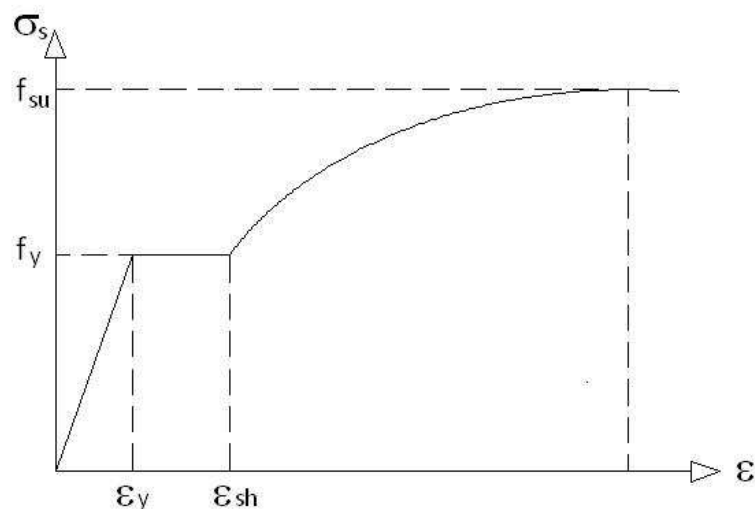


Figura 2.2. Curva típica Esfuerzo-Deformación de acero de refuerzo

En una curva Esfuerzo-Deformación, como la mostrada en la figura 2.2, 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 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.

A pesar del excelente complemento que representa el acero para el concreto, conformando estructuras sismo resistentes, las propiedades mecánicas del refuerzo deben controlarse con más cuidado del que establecen los reglamentos y los diseños. En recientes investigaciones (González et al, 2005) se ha encontrado que los aceros utilizados en Colombia tienen unos límites de fluencia superiores a los mínimos exigidos por las normativas. De un total de 477 probetas ensayadas, solo una se acercó a los 420 MPa, alcanzando un valor promedio en los ensayos de 470,30 MPa, situación que merece revisarse en los diseños estructurales que se realizan pues se está suponiendo unas condiciones de deformaciones para una falla frágil al asumir un límite de fluencia mucho menor en el acero.

2.2. DIAGRAMA MOMENTO - CURVATURA $M-\varphi$

En los elementos de concreto reforzado sometidos a esfuerzos combinados de flexión y compresión axial la magnitud del desplazamiento transversal es directamente proporcional al daño estructural. Los desplazamientos menores al de fluencia son completamente recuperables y no causan daño, quedando la estructura en servicio luego del ciclo de carga y descarga; no obstante, los desplazamientos mayores al de fluencia sí causan daño en la estructura debido a que el desplazamiento se traduce en deformaciones plásticas en las fibras de concreto y de acero al interior del elemento estructural.

Una forma de definir esta relación entre la carga y la desplazamiento es mediante el diagrama momento curvatura $M-\varphi$, identificando gráficamente todo el proceso de carga del elemento mientras se va deformando en su interior. La utilidad de este análisis $M-\varphi$ radica en que de este diagrama se extraen la curvatura y el momento de fluencia y la curvatura y el momento últimos, pasando por los estados límites de manera detallada.

El momento corresponde a una carga formada por una par de fuerzas de tracción y compresión en el elemento estructural separadas una determinada distancia, generando una flexión en la sección que comprime una parte del elemento mientras la otra porción se tensiona. La curvatura se refiere a qué tanto se deforma el elemento estructural en uno de sus costados respecto al otro y se mide como la relación entre el valor de la deformación en un punto y su distancia al eje neutro, razón por la cual la curvatura tiene unidades de deformación por unidad de longitud. En la literatura clásica se define esta curvatura como el inverso del radio de curvatura.

En la figura 2.3 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) y fuerzas axiales. 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 debido a que el concreto

toma cierta tracción entre las grietas. La curvatura (φ), que es el inverso del radio de curvatura (Ra) con que se gira lateralmente la columna, es la pendiente del perfil de deformaciones del elemento representando en una rotación por longitud unitaria del elemento, curvatura que varía igualmente a lo largo de todo el elemento estructural por la fluctuación de la localización del eje neutro y las deformaciones entre las grietas y puede expresarse como:

$$\varphi = \frac{1}{Ra} = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{d - c} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (2.1)$$

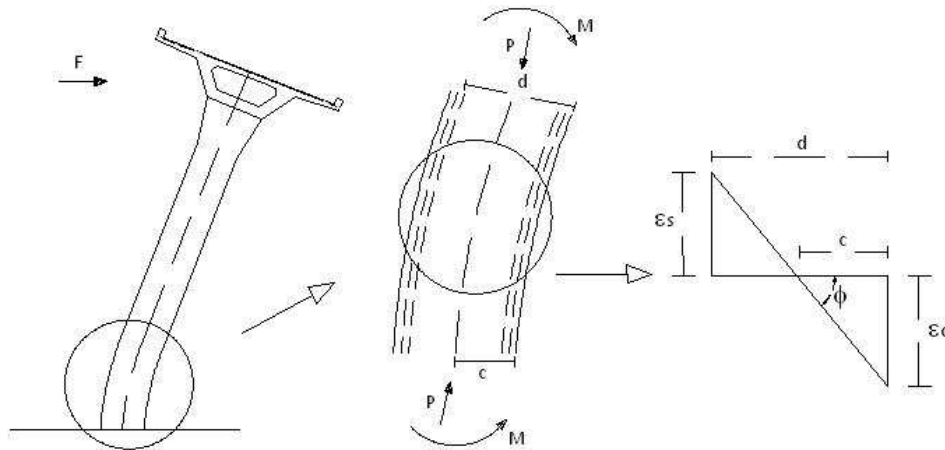


Figura 2.3. Deformación de una columna a flexo-compresión

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. De esta forma, se evitan los métodos de análisis y diseño de estructuras de concreto reforzado basados en la teoría elástica lineal los cuales consideran 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. Parece más sensato encontrar la forma de analizar el concreto reforzado teniendo en cuenta los parámetros que no sean elásticos ni elastoplásticos que son tan útiles para otros materiales estructurales.

Si se dispone de diagramas $M-\varphi$ para diferentes secciones de un elemento estructural, esto permitiría 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 suposición 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 (Urrego, 2006). Trabajar con 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, siendo este el caso de muchas columnas de puentes.

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, se identifican analítica o gráficamente los sitios en que el acero alcanza su límite de fluencia a tracción y en que ocurre el agotamiento de la sección, como por ejemplo cuando la fibra extrema a compresión alcanza su deformación máxima, los cuales dependen de la cantidad y calidad del acero y del concreto como materiales estructurales constitutivos, o incluso puede estar especificado en los reglamentos de diseño sismo resistente para definir la deformación unitaria del concreto.

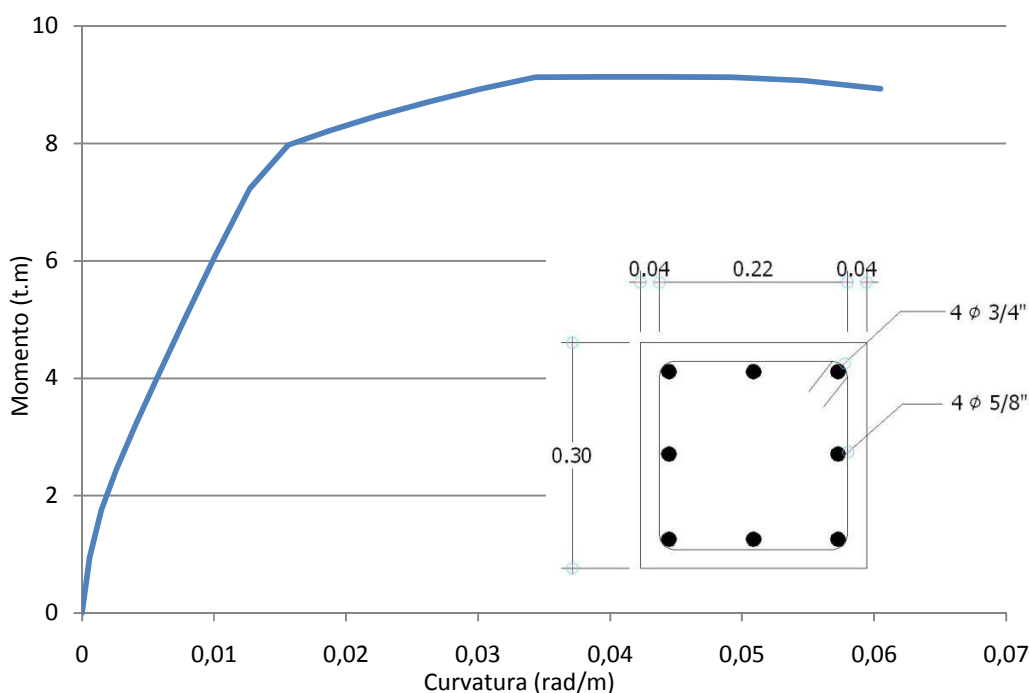


Figura 2.4. Diagrama M-φ de una columna cuadrada de 30 cm de lado, en concreto de $f'c = 21$ MPa, con 8 barras de refuerzo de $f_y = 420$ MPa y una carga axial de 5 t.

A manera de ilustración, en la figura 2.4 se muestra el diagrama $M-\phi$ de la subestructura de un viaducto peatonal formado por una columna individual cuadrada de 30 cm de lado en concreto reforzado de $f'_c=21$ MPa con 8 barras de refuerzo de $f_y=420$ MPa y una carga axial de 5 t, carga que depende de las separaciones de las columnas definiendo las luces que delimitan las zonas aferentes.

2.3. ESTADOS LÍMITES EN LOS ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESIÓN

Para el correcto análisis del comportamiento estructural durante un sismo, considerando el cuidado que se tiene sobre la falla a cortante y otros tipos de fallas súbitas, es conveniente realizar una descripción detallada de las diferentes etapas en el proceso de carga del elemento estructural que conforma una columna o pila de concreto reforzado que está sometida a esfuerzos de compresión axial por cargas verticales y esfuerzos de flexión por cargas sísmicas. Estos estados límites corresponden a secciones subreforzadas, es decir con una cantidad de refuerzo longitudinal menor a la cuantía balanceada, que corresponde a sitios de la estructura donde se tiene un detallado del refuerzo transversal típico de las zonas de confinamiento que establecen los reglamentos, es decir que existe una separación de estribos tal que se controla el pandeo de las barras longitudinales a compresión. En la figura 2.5 se ilustran los tres estados límite iniciales en el diagrama $M-\phi$ que son de importancia para garantizar un adecuado desempeño de una sección de un elemento estructural de concreto reforzado sometida a cargas de flexocompresión.

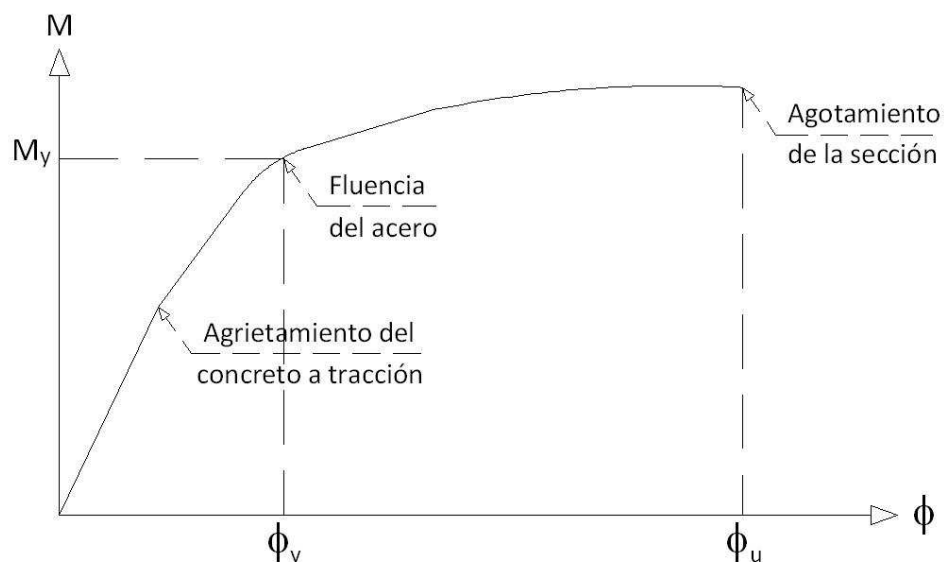


Figura 2.5. Estados Límites en el diagrama Momento-Curvatura

- Estado límite de agrietamiento o fisuración:

La aparición de las grietas en la cara que está a tracción marca el primer cambio en la rigidez del diagrama $M-\phi$ o fuerza-desplazamiento puesto que la sección ya tiene una zona comprimida menor al área total de la sección. En este punto no se hace necesario realizar alguna intervención al elemento estructural para efectos de mantenimiento o mejoramiento pues las grietas no tendrán un ancho superior a 0,2 mm (Restrepo, 2007).

En estructuras pretensadas, este estado límite es determinante ya que su desempeño sísmico se espera que se desarrolle en el rango elástico por su escasa ductilidad como ocurre en la superestructura de los puentes donde la sección completa ha sido previamente comprimida; pero esta reducción de la rigidez causada por el agrietamiento no es realmente significativa en los elementos de concreto reforzado a pesar de la disminución de la inercia. En la figura 2.6 puede observarse la pérdida de rigidez que se alcanza luego de sobrepasar este estado límite.

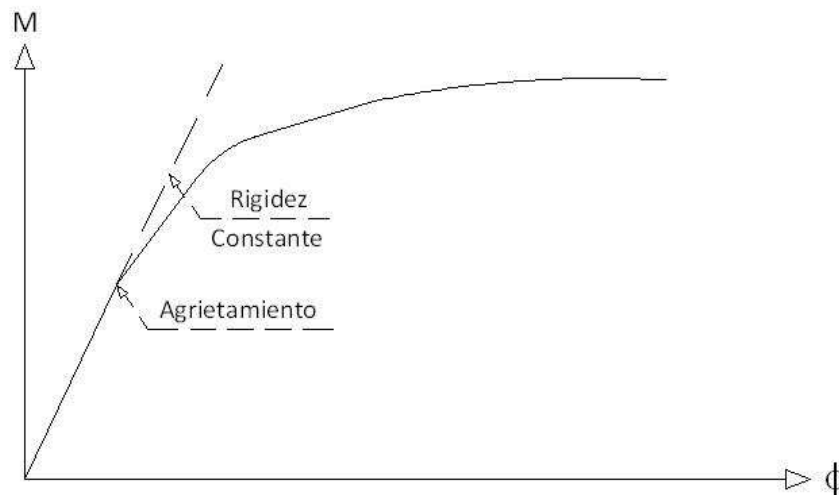


Figura 2.6. Localización del estado límite de agrietamiento o fisuración (Tomado de Urrego, 2007).

- Estado límite de fluencia:

Con el aumento del esfuerzo a flexión se tiene que el refuerzo a tracción llega a su límite de fluencia, momento en el cual existe un cambio en la rigidez pues, a partir de ese momento, el refuerzo como tal tendrá una deformación adicional sin incrementos de carga. Hasta este punto se considera que el elemento deja de ser elástico por reducirse la rigidez y, al no recuperar toda la deformación a la que se ha sometido, este estado límite es el punto donde se comienza a analizar la ductilidad como propiedad mecánica del concreto reforzado y es utilizado en las observaciones en los ciclos de histéresis. En la figura 2.5 se muestra este

estado definiendo el momento M_y y la curvatura φ_y asociados al límite de fluencia de la sección de un elemento de concreto reforzado.

- Estado límite de pérdida del recubrimiento:

Es lo que se conoce en la literatura internacional como “spalling limit state” y se relaciona con el instante en que, por el incremento del esfuerzo a flexión, la fibra extrema a compresión sufre un aplastamiento en el concreto no confinado que falla al alcanzar la máxima deformación unitaria en la zona comprimida y a partir de este momento hay una reducción de la capacidad resistente pues hay una disminución considerable de la inercia debido a que el eje neutro sufre un cambio de posición al perderse el recubrimiento, produciéndose una disminución de la rigidez.

La pérdida del recubrimiento se presenta con el descascamiento inicial del recubrimiento y posterior delaminación del mismo que deja al descubierto el refuerzo longitudinal y transversal, llegando a un nivel de daño en que se hace necesario realizar una intervención para su reparación, ejecutando una protección del refuerzo contra la corrosión y el fuego (Ospina, 2009). Cabe anotar que, si una sección de concreto reforzado, que está correcta y detalladamente confinada, pierde su recubrimiento por aplastamiento, no se presentará pandeo del refuerzo longitudinal ni transversal y es de esperarse que este elemento continúe soportando más deformación al interior de la zona confinada, manteniendo su estabilidad como elemento estructural e incluso soportando incrementos de esfuerzos por este exceso de deformación, estando ya por fuera del rango elástico.

Respecto al valor en el cual el concreto no confinado alcanza una deformación unitaria tal que sufra aplastamiento, puede observarse en la literatura que se admiten valores conservadores que varían entre los 0,003 y 0,004; no obstante lo anterior, la normativa Colombiana de puentes (AIS, 1995) establece en el aparte A.7.8.4.3 que:

“La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema a compresión del concreto debe suponerse igual a 0,003.”

En la figura 2.5 puede identificarse este estado límite en el diagrama $M-\varphi$ al final de la curva como φ_u .

- Estado límite de pandeo del refuerzo:

Una vez perdido el recubrimiento en la zona a compresión, el confinamiento es eficiente mientras exista una estabilidad del refuerzo longitudinal y los estribos. Este estado límite ocurre en el momento en que se genere un pandeo en el refuerzo longitudinal del

elemento, situación que causaría la reducción del confinamiento del núcleo del concreto y su inmediato aplastamiento.

Cuando un elemento de concreto reforzado alcanza este estado de daño, se hace necesaria su demolición y posterior reconstrucción como elemento estructural pues la reparación sería inviable por el grado del deterioro.

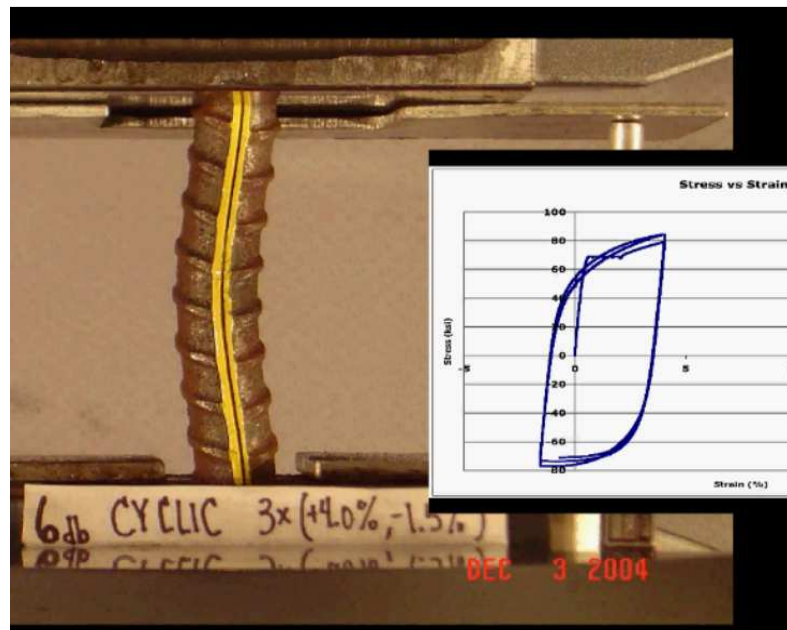


Figura 2.7. Pandeo de una barra de refuerzo sometida a cargas cíclicas (Tomado de Restrepo, 2007).

En la figura 2.7 se muestra el pandeo que alcanza una barra de refuerzo con restricciones en sus extremos sometida a un ciclo de histéresis.

- Estado límite último:

Corresponde al instante en el cual la sección del elemento no puede soportar ningún incremento de carga pues, al perderse la continuidad estructural, se induce el modo de falla que lleva al colapso de la estructura. En este estado límite ya se ha pandeado el refuerzo longitudinal con una posible deformación de los ganchos del refuerzo transversal, ocurriendo una pérdida rápida de la resistencia a la flexión. Otras ocasiones en que se presenta este estado último corresponden a la ruptura del acero a tensión o a la ruptura de los estribos y posteriormente la pérdida del confinamiento del elemento. En este punto ya se pierde la capacidad de rotación del elemento. En la figura 2.8 se observa un elemento estructural donde hay fractura de las barras de refuerzo con la pérdida del confinamiento del núcleo de la sección.



Figura 2.8. Fractura del refuerzo longitudinal luego del pandeo de la barra (Tomado de Restrepo, 2007).

En torno a este estado límite existen investigaciones que tratan de explicar la falla de la sección, siendo estas ambiguas como una descripción de este estado límite pues el concreto al interior del núcleo alcanza un estado de aplastamiento tal que colapsaría por el exceso de deformación dentro del refuerzo transversal, situación que ocurriría en las potenciales articulaciones plásticas de una estructura, es decir las franjas de los elementos estructurales donde se presentan los máximos esfuerzos, de una forma tal que fluirían los aceros en estas secciones. Algunos autores no mencionan el colapso como tal, sino que lo definen como una reducción de la resistencia de un 20% del valor máximo según el diseño, redistribuyendo los esfuerzos al otro extremo del elemento o a otros elementos estructurales.

Para el caso de los puentes, objeto de esta investigación, la subestructura está conformada por elementos de concreto de reforzado que, además de soportar todas las cargas verticales de la superestructura, deben resistir las cargas sísmicas que generan fuerzas horizontales en la parte superior, provocando esfuerzos de flexión en la sección concentradas en la parte inferior. Por lo anterior, este análisis llevará a la sección hasta que ocurra la pérdida del recubrimiento por aplastamiento del concreto 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 $M-\phi$. Esta consideración es válida si se verifican las deformaciones alcanzadas en las fibras comprimidas y en el riesgo que se asume en la estabilidad del elemento estructural luego del aplastamiento del recubrimiento.

Como aplicación directa de los estados límite, una de las formas de representar el diagrama $M-\varphi$ es ajustarlo a tres rectas en el caso de que se considere relevante la contribución del concreto a tracción o a dos rectas en caso contrario. Para el primer caso, la primera recta parte del origen de coordenadas y va hasta el punto donde el concreto alcanza el límite a tracción, la segunda desde este último punto hasta que el acero alcanza su límite de fluencia y la tercera desde este punto hasta que el concreto alcanza su límite de deformación a compresión por fuera del núcleo de la zona comprimida. En el segundo caso se obvia la tracción del concreto, tal como se observa en la figura 2.9, uniendo la primera recta entre el origen y el punto en que se alcanza la fluencia del acero y la segunda recta desde esta hasta que se alcanza la máxima deformación a compresión del concreto (Urrego, 2007).

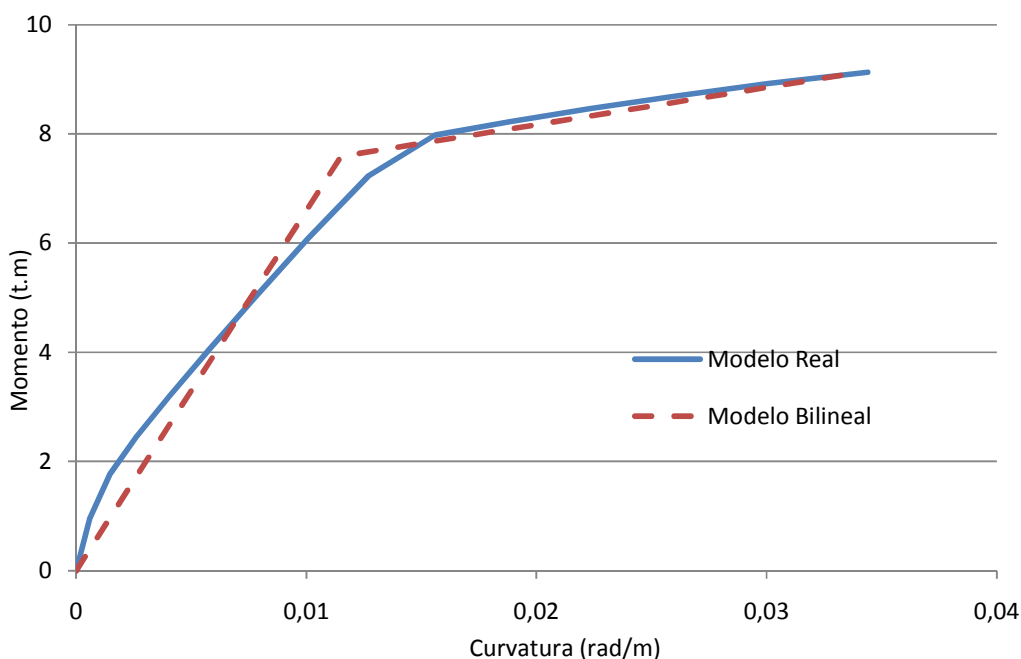


Figura 2.9. Diagrama $M-\varphi$ de la Figura 2.4 ajustándose a un diagrama bilineal

Como producto del diagrama $M-\varphi$ de la misma sección de concreto reforzado analizada, se presenta en la figura 2.10 la forma en que varía la curvatura de fluencia y la curvatura última con diferentes cuantías de refuerzo longitudinal dentro de la sección de concreto para una carga axial constante.

La curvatura de fluencia es un valor que tiende a 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. Algunos autores (Priestley et al, 2007) han propuesto que la curvatura de fluencia φ_y corresponde a un valor que es función de las

propiedades geométricas de la sección en la medida que se proporciona una profundidad del elemento mejorando la inercia y de la deformación unitaria del acero ε_y , siendo este el estado límite que define la fluencia como tal. Algunas expresiones propuestas son:

Para Columnas Circulares de Concreto Reforzado: $\varphi_y = 2.25\varepsilon_y/D$ (2.2)

Para Columnas Rectangulares de Concreto Reforzado: $\varphi_y = 2.10\varepsilon_y/h_c$ (2.3)

Para Muros Rectangulares de Concreto Reforzado: $\varphi_y = 2.00\varepsilon_y/l_w$ (2.4)

Para Vigas de Concreto Reforzado Típicas de Puentes: $\varphi_y = 1.70\varepsilon_y/h_b$ (2.5)

Donde D es el diámetro de la columna circular, h_c es la profundidad de la columna, l_w la longitud del muro y h_b es la altura de la viga.

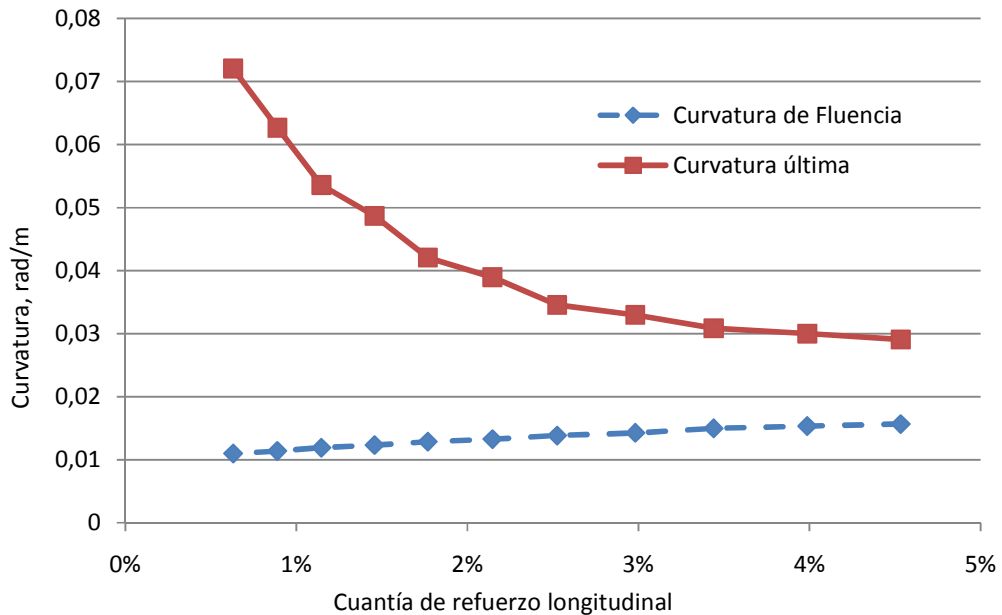


Figura 2.10. Variación de las curvaturas de fluencia y última para diferentes cuantías

Por su parte, se observa que la curvatura última es inversamente proporcional a la cantidad de refuerzo que se le especifique 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.

2.4. DUCTILIDAD

La propiedad de la sección de los elementos que conforman la estructura de poder deformarse sin llegar a su degradación total o parcial, perdiendo su capacidad de resistir esfuerzos, se conoce como ductilidad y define qué tanto puede deformarse la sección hasta llegar a la falla, tomando como medidas las correspondientes a los estados límites en que se reduce la rigidez en la fluencia y cuando alcanza un estado límite tal que llegue a una falla perdiéndose su integridad, como es el estado del colapso de la sección.

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 ésta pueda deformarse sin colapsar. Como se menciona en la sección 1.3, esta propiedad es básica en el diseño sismo-resistente ya que al evitarse el colapso por causa de 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 máximos de cuantías en los elementos de concreto reforzado tal que, al perderse su capacidad resistente en el rango elástico, la falla sea a tracción y no a compresión, pues esta falla es súbita. Cuanto más dúctil sea un elemento estructural, más podrá absorber energía sin fallar, situación que es ideal ante la incertidumbre sobre la precisión de los valores de las aceleraciones en el suelo y su desarrollo en el tiempo durante un sismo. En la figura 2.11 se observa los diagramas $M-\phi$ para secciones de concreto sub-reforzadas y sobre-reforzadas, es decir con cuantías de refuerzo menores y mayores a la cuantía balanceada, respectivamente.

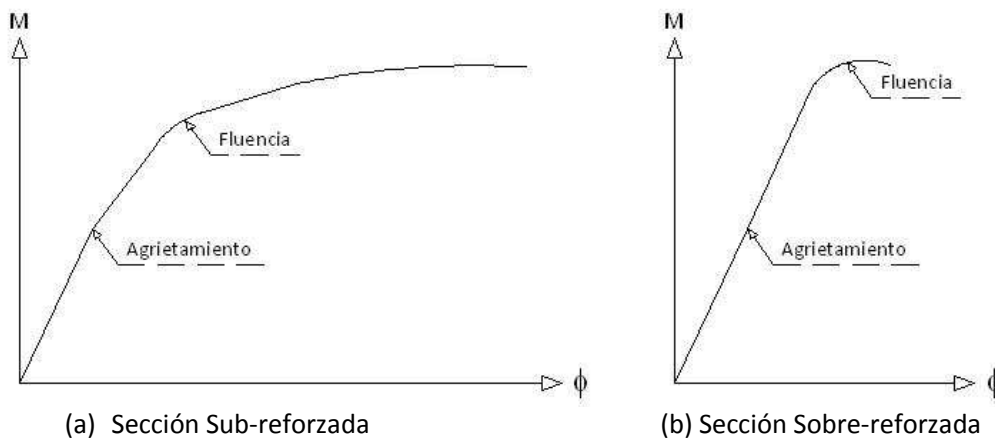


Figura 2.11. Diagramas $M-\phi$ para dos secciones de concreto reforzado

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.

Normalmente 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.
- 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 primer elemento estructural que fluye en la estructura, siendo esta ductilidad de importancia al determinar el momento en que ocurre la falla de la estructura por perderse la estabilidad del sistema estructural hiperestático.

Relacionar este par de ductilidades depende del grado de redundancia que tenga la estructura. Para el caso de puentes de columnas individuales en el sentido transversal, 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 los elementos de columnas y vigas del pórtico son tenidas en cuenta en la ductilidad global del puente pues al fluir cada una de estas 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 y transfiere los esfuerzos a los otros elementos, formando así un mecanismo de colapso.

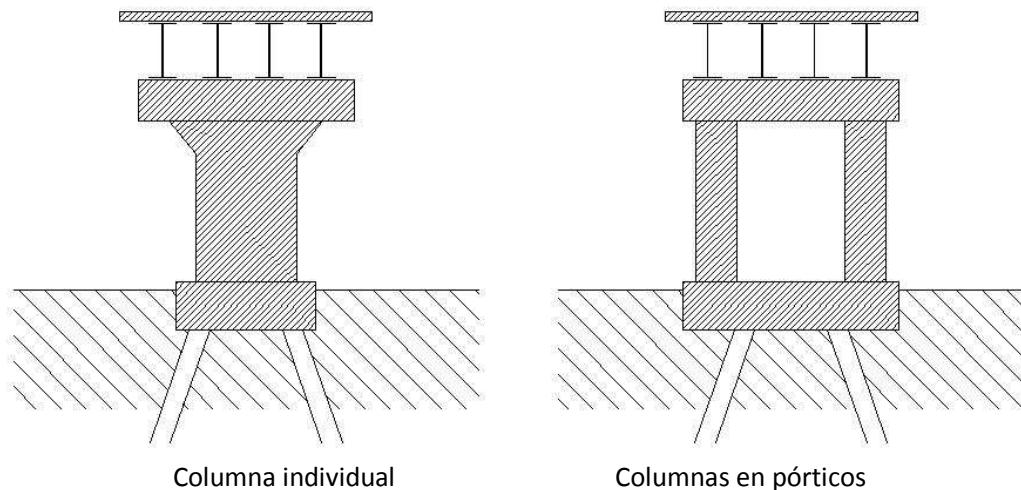


Figura 2.12. Subestructuras típicas de puentes en concreto reforzado

Dentro de estas dos tipologías mencionadas, se identifican varias clases de ductilidad que relacionan los mismos estados límites citados pero con diferentes parámetros. Es el caso entonces de la ductilidad por curvatura μ_ϕ y la ductilidad por deformaciones μ_ϵ como indicadores del desempeño en las secciones de los elementos y en la estructura global la

ductilidad por desplazamientos μ_{Δ} es bastante útil, aunque respecto al desempeño de la estructura puede también analizarse la ductilidad asociada al giro en algún punto específico de la estructura o un desplazamiento lateral no necesariamente paralelo a la carga aplicada. La ductilidad es entonces la relación de curvaturas, deformaciones, desplazamientos o giros entre los estados límites de agotamiento de la sección de concreto reforzado y de fluencia del acero y, matemáticamente, se define respectivamente como:

$$\text{Ductilidad por Curvatura:} \quad \mu_{\varphi} = \varphi_u / \varphi_y \quad (2.6)$$

$$\text{Ductilidad por Deformación:} \quad \mu_{\varepsilon} = \varepsilon_u / \varepsilon_y \quad (2.7)$$

$$\text{Ductilidad por Desplazamiento:} \quad \mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y \quad (2.8)$$

El concepto de la ductilidad ha sido de tanta utilidad en la ingeniería que puede extenderse a parámetros adicionales para control de daño, muchos de éstos como una combinación de algunos de los criterios citados anteriormente. Un ejemplo es el caso de ciertas estructuras en que se asigna ductilidad por la rotación de uno de los elementos estructurales por esfuerzos de flexión de manera directa o indirecta, independientemente de los valores correspondientes a los desplazamientos que son los más prácticos en el diseño estructural.

En los elementos de concreto reforzado diseñados con secciones sub-reforzadas se espera que este valor de ductilidad sea mayor a la unidad y situación similar puede pensarse de otros materiales convencionales como las estructuras metálicas; sin embargo, el desempeño no será el mismo para materiales como el concreto postensado donde se presenta un alto valor de fluencia y de agotamiento de la sección con una muy baja o nula ductilidad.

Aunque los rangos de ductilidad no están normalizados en los reglamentos de diseño sismo resistente, los valores alcanzados son útiles en la comunidad académica y científica del campo de las estructuras. El valor de la ductilidad se convierte en un índice que establece claramente la cantidad de veces en que la estructura se deformará por fuera del rango elástico hasta colapsar y puede ser válido al realizar comparaciones entre los resultados de diferentes ensayos con valores estándares y teóricos, estableciendo unos índices numéricos como valores límites de ductilidad según la finalidad y el desempeño de la estructura.

La única relación que existe entre el campo normativo y los valores obtenidos de la ductilidad es el valor del coeficiente de disipación de energía sísmica R que aparece en los reglamentos de diseño sismo resistente. El valor de la ductilidad por desplazamientos muestra hasta dónde puede desplazarse una estructura hasta que se produzca el colapso, disipándose una cantidad de energía sísmica en la estructura por fuera del rango elástico. Como se verá en la sección 2.5, la relación entre estos parámetros no es uniforme y merece una revisión en el campo de las diferentes tipologías de estructuras, pero permite

correlacionar de alguna forma la ductilidad por desplazamientos con el desempeño estructural deseado durante un sismo.

Se grafica en la figura 2.13 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 2.10. 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.

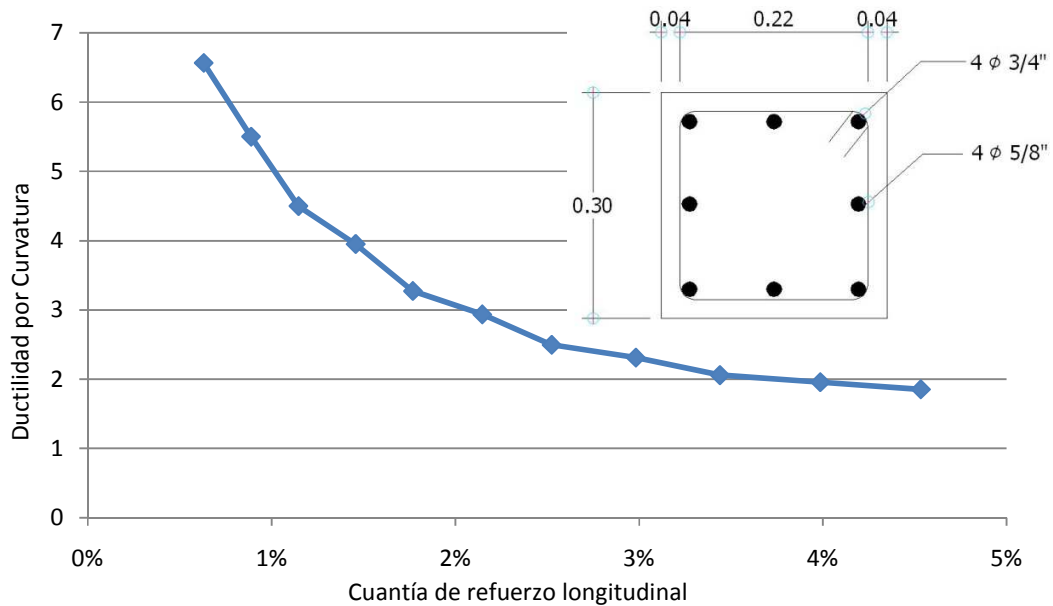


Figura 2.13. Variación de la ductilidad por curvatura para diferentes cuantías de refuerzo

Como un complemento al tema, se muestra en la figura 2.14 los diagramas $M-\phi$ de la columna correspondiente a la figura 2.4 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 A_g . Puede observarse que al aumentarse la carga axial se mejoran las propiedades mecánicas de la sección pues crecen los momentos resistentes de fluencia y último debido a que el elemento ya tiene una compresión previa antes que comience el proceso de carga a flexión, de manera que el bloque comprimido debe equilibrarse con la tracción suministrada por el acero. No obstante, puede identificarse que el desempeño inelástico de la sección disminuye en la medida que se reduce el rango entre las curvaturas última y de fluencia pues, aunque la curvatura asociada a la fluencia permanece relativamente constante, se reduce la magnitud de la curvatura última de la sección, es decir que con el aumento de la carga axial se disminuye la ductilidad de la sección, comprometiéndose el diseño sismo resistente, siendo este aspecto determinante en el diseño sismo resistente de puentes al establecer la magnitud de las luces entre apoyos, definiendo así las cargas verticales aferentes a cada subestructura.

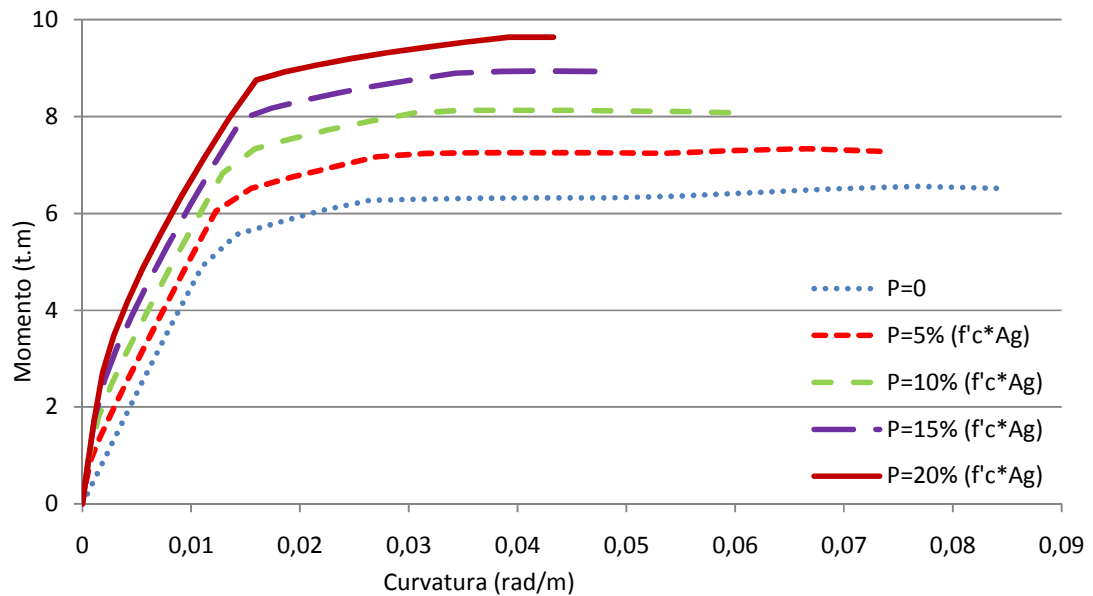


Figura 2.14. Variación del diagrama M- φ para diferentes cargas axiales

2.5. COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA SÍSMICA, R

La filosofía del diseño sísmico establece que para sismos pequeños la estructura debe permanecer en el rango elástico, sin sufrir daño significativo. Los sismos de gran intensidad son eventos que tienen un alto periodo de retorno debido a que son poco probables; diseñar las estructuras para un 10% de excedencia en 50 años, correspondiente a la vida útil de las estructuras convencionales, arroja un periodo de retorno de 475 años y realizar un diseño sísmico para que la estructura se mantenga en el rango elástico con este periodo de retorno, haría que su construcción no sería económicamente factible teniendo en cuenta la baja periodicidad de estos eventos sísmicos. Ante esta situación, los diseños sismo resistentes se realizan permitiendo un daño controlado en la estructura para que ésta no colapse ante estos eventos sísmicos de alta intensidad, reduciendo la fuerza sísmica de manera que la estructura permanezca en el rango elástico para sismos de baja intensidad y pase al rango inelástico para sismos de alta intensidad sin que su daño sea total.

Por lo anterior, los reglamentos de diseño sismo resistentes 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 entre los consultores y académicos y se ha prestado para diversas opiniones en el momento de

definir con precisión el valor de la reducción de la fuerza sísmica; sin embargo, los reglamentos presentan unos valores máximos de R para estas simplificaciones en el diseño sísmico.

Como muestra de ello, en la tabla 2 se muestra la variación que tiene este factor R dependiendo del sistema estructural (Basado en Priestley et al, 2007), definiendo un rango para varias capacidades de disipación de energía sísmica, tabla donde puede observarse lo disperso de las concepciones de este coeficiente en diferentes regiones del mundo.

TIPO DE ESTRUCTURA	Estados Unidos	Japón	Nueva Zelanda	Europa	Colombia
Pórticos de Concreto Reforzado	8.0	1.8 - 3.3	9.0	5.85	2.5 - 7.0
Muros de Concreto Reforzado	5.0	1.8 - 3.3	7.5	4.4	2.5 - 5.0
Pórticos Metálicos	8.0	2.0 - 4.0	9.0	6.0 - 6.3	1.5 - 7.0
Muros de Mampostería	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 - 4.0	3.0	6.0	3.5	2.0 - 5.0

Como se menciona en la sección 2.4, existe una forma de relacionar la ductilidad global de una estructura con el coeficiente de capacidad de disipación de energía R que depende de la magnitud del periodo de la estructura T y de la zona del espectro de aceleraciones en que se encuentre, de manera que se igualan las energías o los desplazamientos en el análisis.

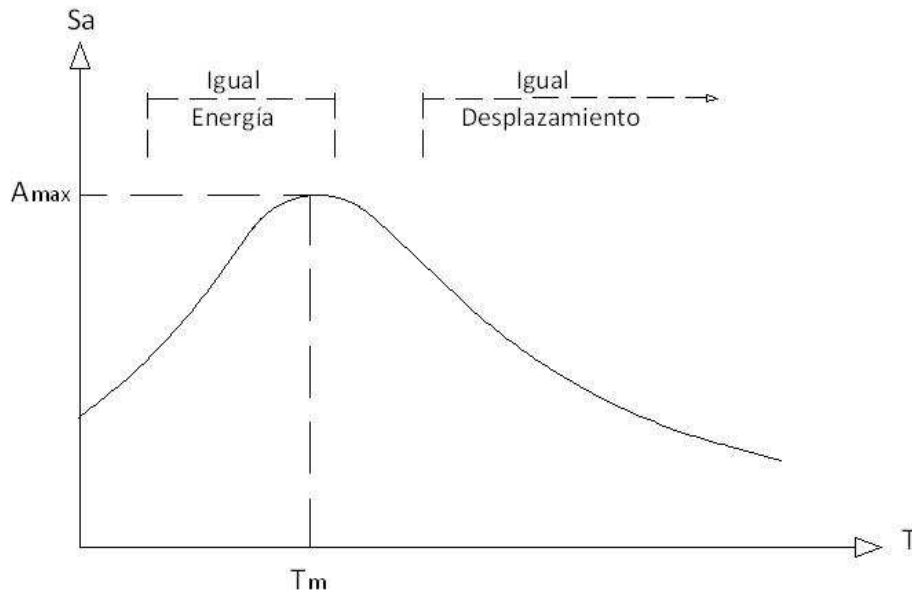


Figura 2.15. Influencia del Periodo sobre el coeficiente R (Basado en Priestley et al, 2007),

En la figura 2.15 puede identificarse que para periodos T_m cercanos al periodo correspondiente a la máxima aceleración espectral A_{max} , es decir para periodos ubicados en la zona plana del espectro de aceleraciones de diseño, hasta aproximadamente 0.5 s, las estructuras tienden a moverse con la aceleración del terreno amplificada según el amortiguamiento y el mismo periodo de la estructura (Priestley et al, 2007); 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 debido a su flexibilidad 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. Esto se explica de la siguiente forma:

- Zona de Igual Energía:

Para periodos menores y cercanos al correspondiente a la máxima aceleración espectral existe una relación matemática entre la ductilidad por desplazamiento y este coeficiente desde el punto de vista de la disipación de energía sísmica. En el triángulo de la figura 2.16 se puede obtener las siguientes relaciones geométricas por triángulos semejantes que definen el coeficiente R:

$$\frac{F_o}{F_y} = \frac{\Delta_o}{\Delta_y} = R \quad (2.9)$$

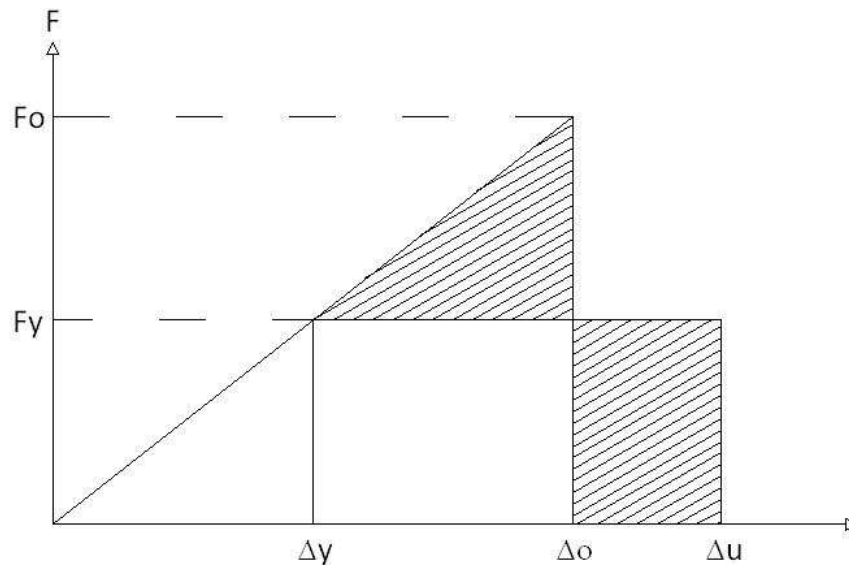


Figura 2.16. Relación entre la ductilidad por desplazamientos y el coeficiente R para igual energía (Rochel, 2006)

Donde F_o es la carga máxima resistente del sistema elástico con su correspondiente desplazamiento lateral Δ_o y donde F_y y Δ_y se relacionan respectivamente al punto de fluencia para un sistema inelástico. Por otro lado, el concepto de ductilidad por desplazamientos μ_Δ es:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.10)$$

Para este tipo de cargas monotónicas y desde el punto de vista de la energía, las áreas sombreadas en la figura 2.16 deben ser numéricamente iguales, dado que el resto de áreas son comunes en la misma figura, donde Δ_u es el desplazamiento máximo que se alcanza en el sistema inelástico, así:

$$\frac{(F_o)(\Delta_o)}{2} = \frac{(F_y)(\Delta_y)}{2} + (F_y)(\Delta_u - \Delta_y) \quad (2.11)$$

Resolviendo aritméticamente se puede obtener que:

$$\frac{F_o}{F_y} \Delta_o = 2\Delta_u - \Delta_y \quad (2.12)$$

En esta ecuación se pueden introducir el término R y eliminar Δ_o , así:

$$(R)(R\Delta_y) = 2\Delta_u - \Delta_y \quad (2.13)$$

Despejando R se obtiene que:

$$R = \sqrt{2\left(\frac{\Delta_u}{\Delta_y}\right) - 1} \quad (2.14)$$

Incluyendo el concepto de ductilidad de desplazamientos μ_Δ definido previamente, se obtiene finalmente la relación entre el coeficiente R y la ductilidad, así:

$$R = \sqrt{2\mu_\Delta - 1} \quad (2.15)$$

- Zona de Iguales Desplazamientos:

Se ha encontrado que para algunas estructuras donde se realiza un análisis no lineal de respuesta en el tiempo o análisis cronológicos (inelastic time-history analyses), para periodos fundamentales comprendidos entre 0.6 s y 2.0 s los desplazamientos elásticos e inelásticos son aproximadamente iguales (Priestley et al, 2007). De hecho, éste es uno de los conceptos básicos del diseño basado en desplazamientos, mas no en fuerzas, pues para periodos comprendidos en el rango citado el valor de las fuerzas no es decisivo en el diseño debido a que prácticamente se alcanzan los mismos desplazamientos.

De lo anterior puede concluirse que:

$$R = \mu_{\Delta} \quad (2.16)$$

Sin embargo, no sería adecuado considerar aplicable este concepto de iguales desplazamientos a las estructuras de periodos bajos o periodos muy grandes; incluso, la validez de esta concepción es de dudosa aplicación en rangos medios para los modelos elastoplásticos.

Realmente existe una zona adicional para periodos altos, ya sea conseguido a través de estructuras esbeltas o flexibles o apoyadas sobre suelos propensos a la licuefacción, donde la mayor influencia la ejerce la velocidad del terreno durante el sismo, la cual puede amplificarse según el amortiguamiento propio de la estructura, zona donde el coeficiente R puede expresarse como:

$$R = 2 \left(1 - \frac{\mu}{2} \right) \quad (2.17)$$

3. FORMULACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS

Ya comentados los conceptos básicos necesarios para la asimilación de toda la fundamentación del método basado en desplazamientos, se mencionan ahora los demás parámetros que complementan toda la concepción del método.

Además de todo el detalle de la capacidad estructural en relación a los desplazamientos, igualmente es necesario definir la demanda sísmica para que pueda compararse con criterio y tener la certeza en la seguridad estructural. Adicionalmente, se incluyen el concepto de longitud de plastificación para la aplicación en el rango no lineal que aumenta los desplazamientos y denota un deterioro estructural. Finalmente, se incluyen los conceptos del efecto P-D y los efectos de Interacción Suelo Estructura que modifican directamente la capacidad estructural y afectan el desempeño sismo resistente tanto en el rango elástico como en el inelástico.

3.1. DEMANDA SÍSMICA

El número de pérdidas humanas y los daños en las obras civiles asociados con los fenómenos sísmicos ha sido una preocupación constante en toda la historia de la humanidad. Aunque en las últimas décadas han existido avances en la ingeniería sísmica apoyados en la información proporcionada por instrumentos de medición, siguen presentándose en la actualidad daños que superan las expectativas del comportamiento sísmico que una sociedad espera de sus construcciones, tanto las que no cuentan con un diseño estructural como las que están correctamente diseñadas. La evaluación de la amenaza sísmica de una población y la determinación de la vulnerabilidad de las estructuras existentes es una actividad indispensable si se desea mitigar los daños provocados por temblores.

Acorde con la filosofía de diseño, para obtener los parámetros estructurales que proporcionen un determinado grado de seguridad ante los eventos sísmicos es imprescindible estudiar la actividad sísmica del sitio y su efecto sobre las estructuras del lugar. El amenaza sísmica se evalúa considerando todas las fuentes sísmicas que afectan al sitio, determinando su potencialidad, estableciendo procesos de recurrencia, eligiendo modelos de atenuación de las ondas sísmicas y considerando características específicas del lugar para estimar posibles amplificaciones por efectos topográficos y por las propiedades dinámicas de los suelos del sitio en estudio. Finalmente, se determinan los valores esperados de las variables con las que se describe la amenaza sísmica de un sector.

Una evaluación de la amenaza sísmica arroja como resultado la máxima intensidad esperada de una variable en el sitio y el número de veces que se excede una cierta intensidad en un

determinado intervalo de tiempo. La medida de intensidad elegida es normalmente algún parámetro que esté ligado con las características del movimiento del terreno y que se relacione con la respuesta dinámica de las estructuras. La incorporación de las consecuencias, medidas como función de las pérdidas económicas que originan los temblores, conduce a los estudios de riesgo sísmico. Es claro que un estudio de esta naturaleza debe necesariamente determinar, como una de sus etapas, la amenaza sísmica del lugar. Un estudio de riesgo sísmico debe estimar el costo de las construcciones de la zona estudiada, así como proponer modelos de comportamiento que permitan determinar las pérdidas esperadas ante diferentes escenarios sísmicos. Es por esto que un estudio de riesgo sísmico incorpora regularmente un mayor número de variables que un estudio de amenaza sísmica pues, como ya se ha mencionado, la amenaza sísmica es solo una de las etapas de un estudio de riesgo sísmico.

La demanda sísmica se obtiene normalmente de un estudio de amenaza sísmica que debe considerar todos los aspectos relativos al movimiento del terreno en el sitio de estudio. Es frecuente que como resultado de estos estudios se presenten tasas de excedencia de las intensidades sísmicas. Las tasas de excedencia proporcionan información de la probabilidad de exceder una cierta intensidad en un periodo determinado que normalmente es anual. Puede observarse en la gráfica 3.1 la tasa de excedencia de magnitudes de sismos en Colombia desde 1566 hasta 2003.

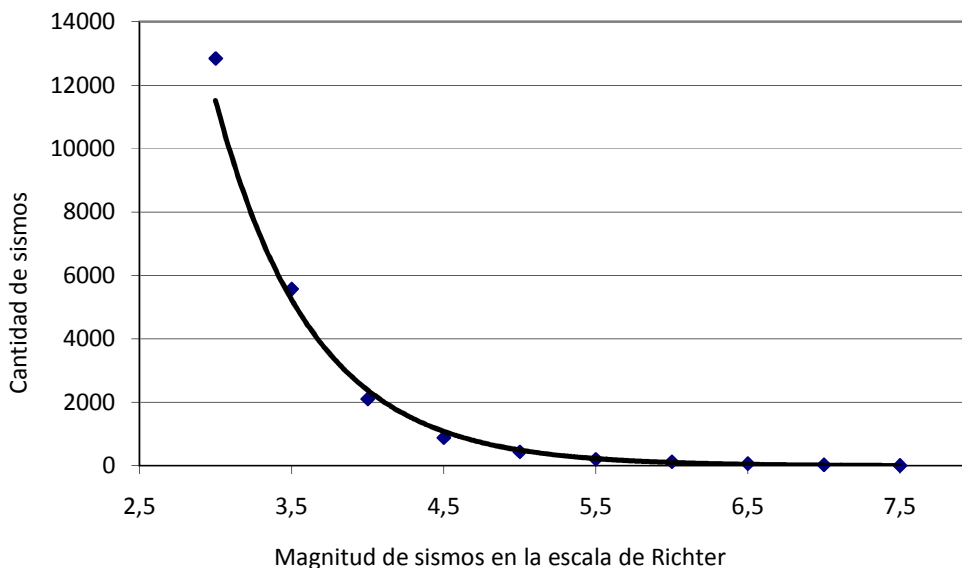


Figura 3.1. Tasa de excedencia de magnitudes de sismos en Colombia desde 1566 hasta 2003.

La evaluación del movimiento sísmico del terreno en una región requiere recopilar toda la información sobre la sismicidad registrada tanto instrumentalmente como históricamente.

En general, deben identificarse todas las fuentes sismo génicas que pudieran afectar un determinado lugar, proponer modelos para describir los procesos de ocurrencia y la potencialidad de las fallas, estudiar la manera en que las ondas sísmicas se propagan de las fuentes al sitio en estudio y determinar las características particulares de los terrenos del lugar para estimar posibles amplificaciones del movimiento del terreno. Con toda esta información se determinan los valores máximos de las variables de intensidad elegidas para describir el peligro sísmico. Una de las medidas de intensidad más utilizada es la aceleración máxima del terreno o PGA (Pick Ground Acceleration), aunque en ocasiones se utilizan otras variables como la velocidad máxima o el desplazamiento máximo del terreno o incluso, cuando existe suficiente información instrumental, las amplitudes de un espectro de respuesta.

Para describir el peligro sísmico se ha utilizado tradicionalmente enfoques deterministas y recientemente se optado por emplear enfoques probabilistas (Jara et al, 2009):

- **Enfoques deterministas:** basan su estimación del peligro en los máximos valores que las variables pueden alcanzar en función de las registradas históricamente. Se elige la magnitud máxima que puede dar origen cada falla identificada, la distancia mínima del área de ruptura al sitio y los valores máximos de amplificación posible en el lugar con lo que se obtiene la intensidad máxima del terreno como el mayor valor encontrado para todas las fuentes en estudio. La descripción determinista de la amenaza considera que la potencialidad de una fuente sísmica es descrita únicamente con la información registrada en el pasado, determinando con esto la magnitud máxima esperada en el futuro. Aunque los catálogos de sismos en la actualidad son mucho más completos y confiables que en décadas pasadas, la información recopilada es todavía bastante limitada para que esta estimación sea lo suficientemente confiable. Además, el resultado de su aplicación conduce normalmente a la estimación de un solo valor de la intensidad máxima esperada en un sitio, sin proporcionar mayor información relativa al número de veces que esta intensidad puede ser excedida en un cierto intervalo de tiempo. A pesar de estas desventajas, el enfoque determinista es todavía empleado con el objeto de adquirir sensibilidad respecto al estudio que se realiza, ya que el trabajar únicamente con variables deterministas permite apreciar la contribución de cada uno de los parámetros en la estimación de la intensidad del sitio.

En la Figura 3.2 se muestra el espectro de amenaza uniforme calculado para la ciudad de Medellín por un enfoque determinista. Se ilustra entonces el espectro de aceleraciones correspondiente a las fuentes sismo génicas de Murindó, Bucaramanga, Caldas, Tumaco y Boyacá-Meta que son una amenaza para la ciudad de Medellín.

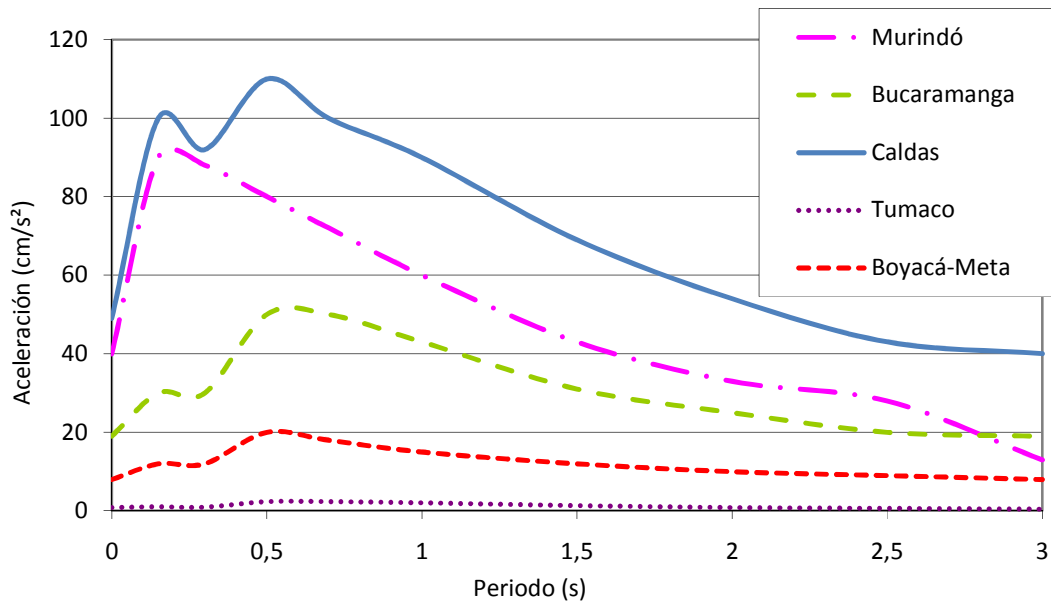


Figura 3.2. Espectros de Amenaza Uniforme para el municipio de Medellín obtenidos por un enfoque determinista.

- **Enfoques probabilistas:** parten de la premisa de que el proceso generador de temblores y sus efectos se producen en un ambiente de incertidumbre, además de que el conocimiento es incompleto, por lo que las variables asociadas con el fenómeno deben ser consideradas como variables aleatorias. De esta manera, la única forma de abordar el problema es a través de un enfoque probabilista. Esto hace que se requiera de toda la información utilizada en los criterios deterministas y asumir que algunas o todas las variables que contribuyen en la estimación del peligro son variables aleatorias. Asimismo, su descripción se da a través de densidades de probabilidad cuyos parámetros son determinados con la información estadística con que se cuente. A diferencia del enfoque determinista, el criterio probabilista conduce a la obtención de una familia de valores posibles de intensidad en el sitio con las probabilidades de excedencia asociadas a cada uno ellos. Esto permite elegir el nivel de riesgo que se desea adoptar para grupos de estructuras en particular como función de su importancia. El primer inconveniente que se encuentra al utilizar el criterio probabilista se relaciona con la estimación de los parámetros de las densidades de probabilidad que describen cada variable que contribuye al fenómeno pues su determinación requiere de una información estadística que describa valores medios y de dispersión. Cuando existe información histórica suficiente, esto no representa mayor problema; sin embargo, cuando ésta es escasa, debe ponerse especial cuidado en estimar adecuadamente los parámetros debido a que de éstos depende el resultado obtenido. En ocasiones, en

ausencia de suficiente información en el lugar, se utilizan dos fuentes de información que mejoran la estimación de las densidades de probabilidad: se recopila la información histórica del sitio y de lugares similares en el mundo y se hace uso de las opiniones de expertos. Ambas fuentes de información se combinan a través del uso de la estadística Bayesiana. Uno de los aspectos que más críticas recibe en el enfoque probabilista es que mientras más refinado es el modelo de evaluación del peligro, éste resulta más complejo, lo que en ocasiones reduce la claridad de la contribución de cada una de las variables en la estimación final del riesgo. No obstante, debe reconocerse que el estado del conocimiento actual respecto a los fenómenos sísmicos está todavía alejado de poder predecir de forma determinista los valores de las variables que contribuyen al fenómeno. De esta manera, es viable utilizar los criterios probabilistas y, para fines de sensibilización del estudio, recurrir también a criterios deterministas.

Los procesos de recurrencia de temblores tienen especial relevancia para evaluar la amenaza sísmica de un lugar. Para hacer una evaluación adecuada de la amenaza sísmica, difícilmente puede separarse el potencial sísmico y una fuente del proceso de recurrencia respectivo. La contribución a la amenaza de una fuente con potencial de generación de temblores de gran magnitud (cada 1000 años) no puede ser, desde luego, cuantificada de forma similar a una fuente de grandes temblores (cada 50 años), por ejemplo. En Colombia, el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (AIS, 1995) define en el aparte A.3.5.1.1 lo siguiente:

“Los movimientos sísmicos de diseño están basados en una probabilidad de 10% de que sean excedidos en un lapso de 50 años, correspondiente a la vida útil promedio de un puente. Los puentes, y sus componentes, que se diseñen y construyan de acuerdo a los presentes requisitos pueden sufrir daño durante un sismo, pero tendrán una baja probabilidad de sufrir colapso debido a los movimientos sísmicos del terreno.”

Una vez cuantificada la amenaza sísmica, es conveniente recopilar registros sísmicos representativos del lugar donde se localizan las estructuras a estudiar. Con estos registros se pueden determinar parámetros de la respuesta de las estructuras. Si se cuenta con un número de registros representativos e independientes entre sí, es posible evaluar y proponer expresiones que relacionen intensidades sísmicas con parámetros de respuesta de las estructuras.

Para efectos de análisis y diseño estructural, todos estos conceptos expuestos se incorporan en las normativas de diseño sismo resistente mediante los espectros de diseño, donde se define una aceleración asociada al periodo de oscilación de la estructura. Aunque todos los

espectros típicamente tienen mínimo tres zonas que corresponden a periodos cortos, intermedios y altos, la variación entre los valores de las aceleraciones y la transición de estas zonas depende de la aceleración en roca del sitio donde se emplazará la estructura, el tipo de perfil de suelo sobre la roca y la importancia de la estructura, considerando un determinado valor de coeficiente de amortiguamiento. Estos espectros representan la envolvente de los espectros de respuesta, los cuales se definen como las aceleraciones máximas de la respuesta de un oscilador de un grado de libertad, con la variación del periodo de vibración.

En Colombia, se dispone a nivel nacional del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (AIS, 1995) y del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 (AIS, 2010) donde se especifican los respectivos espectros de diseño. Adicionalmente, existen estudios de microzonificación sísmica en algunas ciudades del país que establecen unos espectros de diseño más puntuales para diferentes sitios según su geomorfología y tipo de perfil de suelo (Municipio de Medellín, 1999; AMVA, 2007). Aunque en todos estos códigos los espectros de diseño son gráficos que relacionan la aceleración máxima S_a para cada periodo de la estructura T , es posible transformar estos espectros en términos de las velocidades S_v y los desplazamientos S_d empleando la frecuencia angular del sistema ω correspondiente a cada periodo estructural, de la siguiente forma:

$$S_v = \frac{S_a}{\omega} = S_a \frac{T}{2\pi} \quad (3.1)$$

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (3.2)$$

Actualmente, los espectros de desplazamientos se determinan a partir de los espectros de aceleraciones. En realidad, sería mucho más apropiado contar con estudios de amenaza sísmica orientados a obtener directamente los espectros de diseño de desplazamientos con leyes de atenuación específicas. No obstante, la mayor parte de los estudios de amenaza sísmica y los espectros de diseño de los códigos de diseño sismo resistente definen únicamente los espectros de diseño de aceleraciones, por lo que es necesario transformarlos con la ecuación mostrada. La magnitud del desplazamiento es nula cuando el periodo igualmente lo es, dado que los desplazamientos son relativos, y resultaría siempre creciente para los espectros de diseño fijados en algunas normas, pues éstas no admiten valores nulos de la aceleración. Se observa entonces que las ordenadas espectrales de los desplazamientos aumentan indefinidamente en términos del periodo del oscilador por la forma en que están establecidos algunos espectros, como es el caso del espectro definido por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, como puede observarse en las Figuras 3.3 y 3.4, donde se ilustran los espectros de aceleraciones y desplazamientos típicos para Medellín (AIS, 1995), respectivamente.

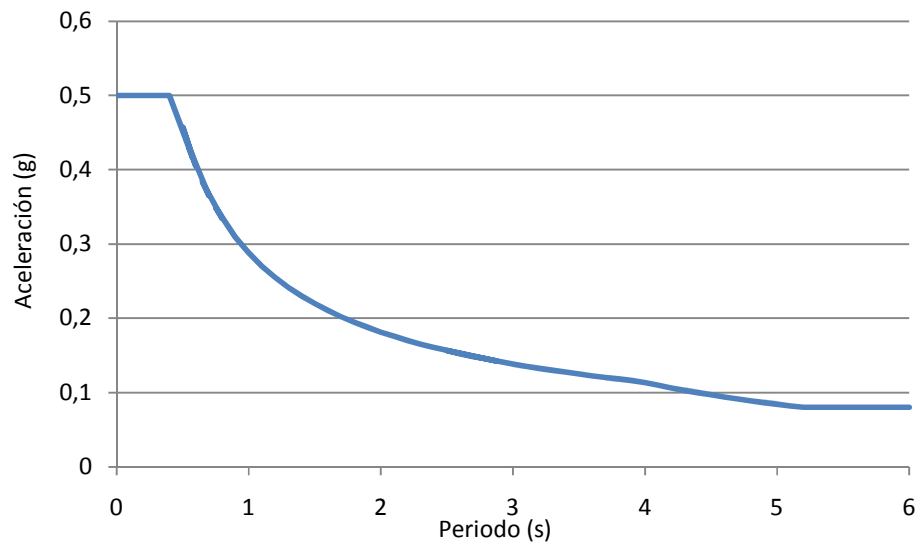


Figura 3.3. Espectro de Aceleraciones típico establecido por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes para el municipio de Medellín.

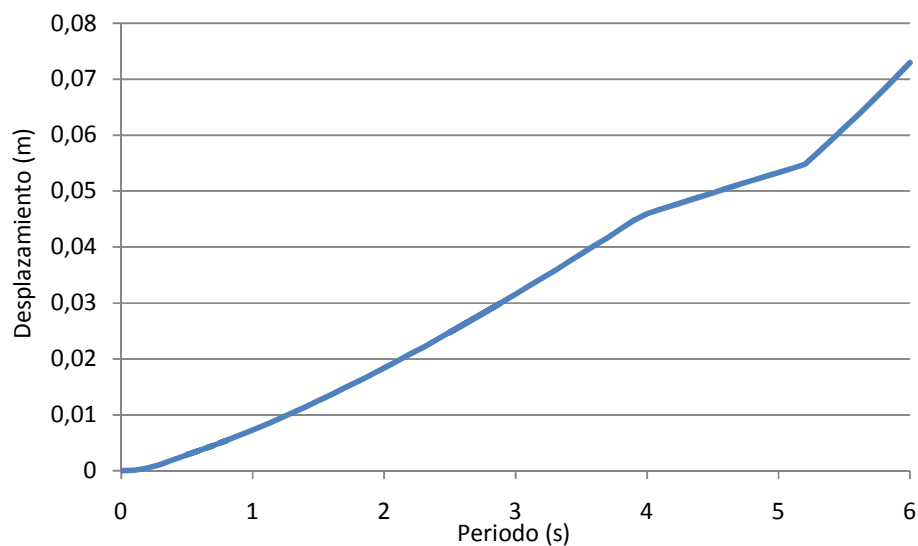


Figura 3.4. Espectro de Desplazamientos típico establecido por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes para el municipio de Medellín.

Recientemente, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, aplicable para el diseño de edificaciones, presenta en su contenido los espectros de aceleraciones, de velocidades y de desplazamientos (AIS, 2010). En las Figuras 3.5, 3.6 y 3.7 se muestran, para un caso típico de Medellín, los espectros de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, respectivamente.

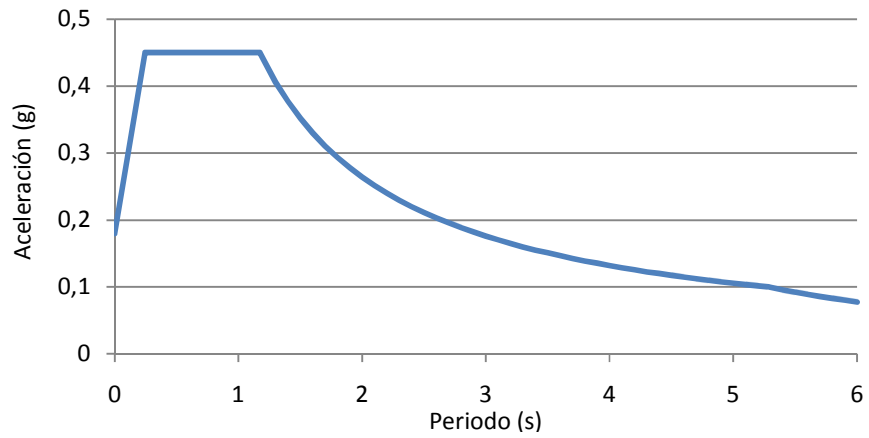


Figura 3.5. Espectro de Aceleraciones típico establecido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 para el municipio de Medellín

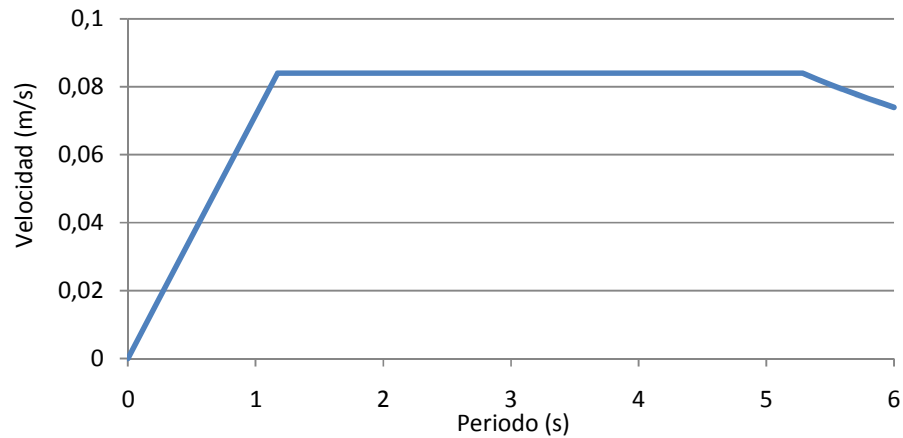


Figura 3.6. Espectro de Velocidades típico establecido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 para el municipio de Medellín.

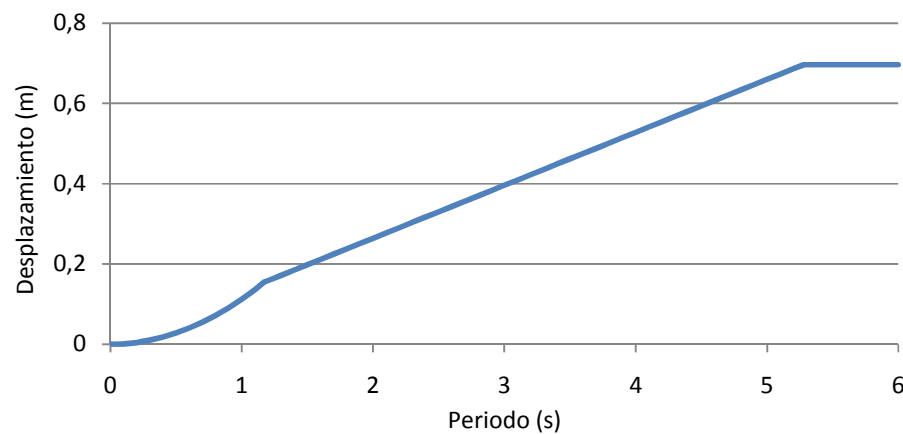


Figura 3.7. Espectro de Desplazamientos típico establecido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 para el municipio de Medellín.

Los espectros de aceleraciones para diseño son útiles para evaluar la fuerza sísmica a la que está sometida cualquier estructura, haciéndose necesario conocer su periodo de vibración. De esta forma se obtiene el valor de la aceleración espectral S_a , que al multiplicarse por la masa de la estructura m da como resultado la fuerza lateral F que se trasmite a través del cortante basal:

$$F = mS_a \quad (3.3)$$

Con el valor de esta fuerza, se determinan los esfuerzos y deformaciones en todos los elementos de la estructura y por lo tanto se puede proceder a su diseño sismo resistente.

3.2. LONGITUD DE PLASTIFICACIÓN

El tramo de elemento estructural sometido a flexión, donde se considera una longitud equivalente de la articulación plástica, generándose una rotación que es independiente a la flexión pura del elemento, se llama longitud de plastificación. En el desarrollo del proceso de carga a flexocompresión de un elemento de concreto reforzado, aparecen grietas en la cara a tracción del elemento, las cuales tienden a ser paralelas entre sí a lo largo del elemento, pero en esta zona se observa que las grietas forman un abanico alrededor de la esquina mas comprimida del elemento. En la figura 3.8 se aprecia una columna fallada por flexión y se identifica la trayectoria de las grietas, observándose que las inferiores rotan alrededor de un punto común y las grietas superiores tienen una tendencia a ser paralelas.



Figura 3.8. Trayectoria de las grietas en un ensayo a flexión (Restrepo, 2007)

Las variables que influyen en la determinación de la longitud de plastificación son el tipo de acero empleado como refuerzo longitudinal dentro de la sección, 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 los elementos sometidos a esfuerzos de flexo compresión.

En la figura 3.9 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 .

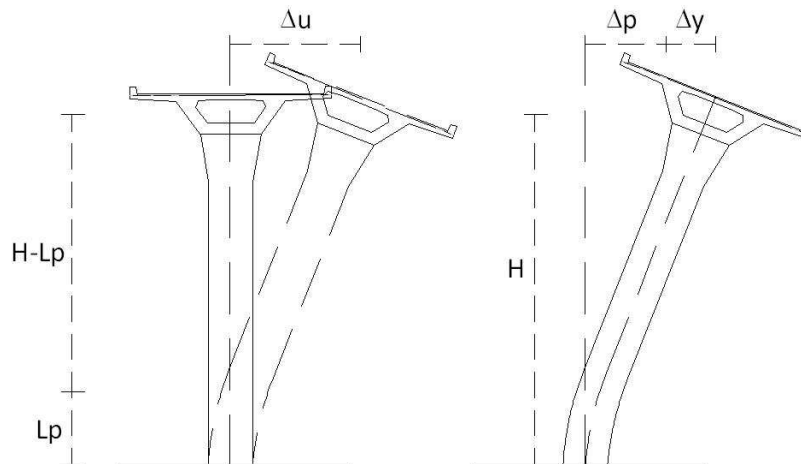


Figura 3.9. Desplazamientos laterales de un puente

Algunos autores (Priestley et al, 2007) han propuesto una ecuación que depende directamente de la relación entre la resistencia última f_u y la resistencia de fluencia f_y del acero como tal y de las características mecánicas del acero que se adhiere a la cimentación desde el elemento estructural, definiendo la longitud L_{sp} :

$$L_p = 0,2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) H + L_{sp} \quad (3.4)$$

$$L_{sp} = 0,022 f_{ye} d_{bl} \text{ para } f_{ye} \text{ en MPa}; \quad L_p = 0,15 f_{ye} d_{bl} \text{ para } f_{ye} \text{ en ksi} \quad (3.5)$$

Donde f_{ye} es la resistencia a la fluencia del acero a tracción en la cimentación y d_{bl} es el diámetro de la barra que está a tracción.

No obstante lo anterior, existe una simplificación a esta ecuación para definir la longitud de plastificación. La primera parte de esta ecuación simplificada es la relación geométrica lineal tomada como el 8% de la altura de la columna en términos de la relación de resistencias de los materiales y la segunda corresponde a la longitud de fluencia del acero dentro de la cimentación y el deslizamiento por adherencia de la barra:

$$L_p = 0,08H + 0,022 f_{ye} d_{bl} \geq 0,044 f_{ye} d_{bl} \text{ en MPa} \quad (3.6a)$$

$$L_p = 0,08H + 0,15 f_{ye} d_{bl} \geq 0,3 f_{ye} d_{bl} \text{ en ksi} \quad (3.6b)$$

Esto quiere decir que la longitud de plastificación se desarrolla incluso dentro de la cimentación y equivale a un tramo mayor del doble de la longitud deslizada por adherencia.

Otros autores (Urrego, 2007) han considerado que la longitud de plastificación depende más de la rigidez lateral del elemento estructural que de la altura del elemento como tal o de sus propiedades mecánicas, dándole importancia a la inercia. Para efectos prácticos, en investigaciones similares se ha determinado que la longitud de plastificación equivale a la mitad de la dimensión de la columna sometida a flexocompresión, de manera que se le asigna una profundidad al elemento flexionado, controlando la restricción al giro.

Desde otro enfoque, al trazar el diagrama $M-\varphi$ puede observarse 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, es posible definir una relación geométrica para encontrar la longitud de plastificación, comparando el momento de fluencia y el momento último de la sección. Con la altura del puente y las magnitudes de los momentos encontrados M_y y M_u , se determina la magnitud de la longitud de plastificación L_p con la siguiente expresión, según se observa en la figura 3.10:

$$\frac{H}{M_u} = \frac{H - L_p}{M_y} \rightarrow L_p = H \left(1 - \frac{M_y}{M_u} \right) \quad (3.7)$$

En la parte alta donde se concentra la masa, se produce la fuerza horizontal por efectos de la aceleración sísmica. El momento M va aumentando hacia abajo verticalmente de manera lineal como el producto de la fuerza F y la distancia vertical, y cuando este momento es igual al momento de fluencia de la sección, según el diagrama $M-\varphi$, se entra en la longitud de plastificación del elemento estructural, sitio donde se produce la articulación plástica que hace rotar el elemento en una magnitud superior a la obtenida por un análisis elástico lineal, siendo ésta una condición más cercana a la realidad comparado con un análisis convencional, situación que es beneficiosa para el diseño estructural.

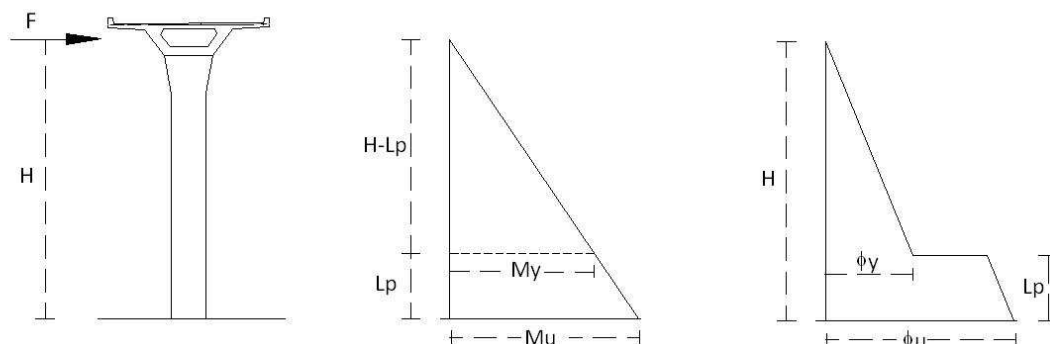


Figura 3.10. Análisis de una estructura de un grado de libertad con carga lateral (Basado en Urrego, 2005 y Urrego, 2007)

A pesar de esta concepción de la longitud de plastificación en la ecuación propuesta, no existe una tendencia clara a la hora de definir la influencia de los diferentes parámetros comparados con la magnitud de la articulación plástica. En la figura 3.11 se observa las diferentes relaciones de las longitudes de plastificación dependiendo de la cuantía de refuerzo en una sección cuadrada de concreto de 30 cm de lado de concreto reforzado, para una altura de columna total de 3 m y una carga axial de 3.45 t. Podría concluirse que magnitud de la longitud de plastificación es inversamente proporcional a la cantidad de refuerzo longitudinal en la sección de concreto, relación que se basa en la diferencia entre los momentos obtenidos del diagrama $M-\phi$; no obstante, puede observarse que entre el 1% y el 3% de la cuantía no existe una tendencia clara en la proporcionalidad propuesta, aunque esto dependerá del tamaño de la sección y del efecto que hace la cantidad de barras de refuerzo que confinan el núcleo del elemento. Puede observarse también que todas las magnitudes de la longitud de plastificación encontradas superan el 13% de la altura de la estructura.

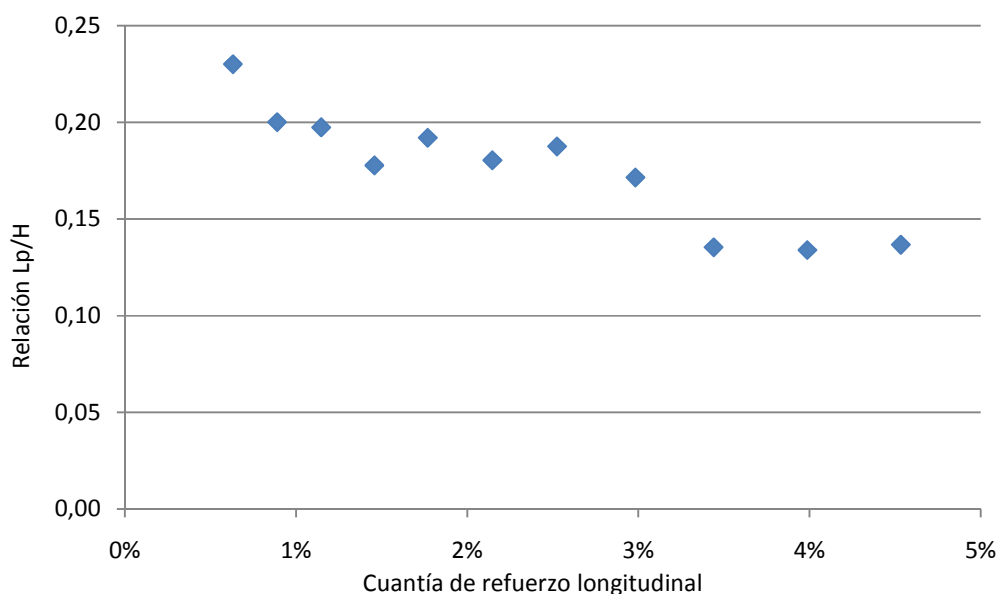


Figura 3.11. Variación de la longitud de plastificación con la cuantía de refuerzo.

Al igual que el coeficiente de disipación de energía sísmica, el valor de la longitud de plastificación sigue siendo ambiguo desde el punto de vista teórico. Es por esto que se considera que la verdadera forma de determinar la magnitud de la longitud de plastificación es mediante la experimentación física en laboratorios donde se ensayen probetas a escala real, verificando las deformaciones paso a paso, identificando todos los estados límites y hallando una relación más precisa de la longitud de plastificación respecto a la altura de la columna, teniendo como base la rigidez lateral del elemento estructural, según la geometría de la sección y la calidad de los materiales, el grado de confinamiento de la sección y la

influencia de la adherencia del acero al interior del concreto que conforma la cimentación de la columna ensayada. De manera más reciente, en otras investigaciones (Urrego y Bonett, 2008), se ha propuesto que la longitud de plastificación equivale al 10 por ciento de la altura del elemento estructural para el caso de las pantallas sometidas a flexión empotradas en la base.

Independientemente de lo anterior, la capacidad disponible de rotación de la articulación plástica y su ductilidad dependen de la geometría de la sección y de la cantidad y distribución del refuerzo dentro de la sección de concreto. Proporcionar un refuerzo transversal adicional para confinar el núcleo del concreto aumentará su capacidad a compresión axial y mejorará notablemente su capacidad de deformación, restringiendo el pandeo del refuerzo longitudinal.

3.3. CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO

Basado en la relación $M-\varphi$ para una carga axial determinada se puede obtener una rotación y el desplazamiento de una columna como la mostrada en la figura 3.9, idealizando la distribución de la curvatura a lo largo de la altura, en el momento último en regiones elásticas e inelásticas.

Teniendo en cuenta los conceptos básicos de la resistencia de materiales, deduciendo las ecuaciones de flexión, se obtiene que la curvatura φ por definición sea:

$$\varphi = \frac{d\theta}{dx} = \frac{d^2\Delta}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (3.8)$$

La definición clásica de la curvatura es la primera derivada del giro θ y la segunda derivada del desplazamiento Δ . Como se comentó anteriormente, existe una ambigüedad con el módulo de elasticidad E y los valores que puede alcanzar la Inercia I . Por lo anterior, evitando recurrir a las clásicas expresiones que relacionan estos parámetros mencionados, el desplazamiento puede expresarse como:

$$\Delta = \iint \frac{M}{EI} (dx)dx = \iint (\varphi_x) (dx)dx \quad (3.9)$$

Para poder comprender lo ocurrido en la estructura durante el sismo antes de 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 por la longitud de plastificación, identificando de esta forma qué tan dúctil es la estructura. El desplazamiento máximo es entonces la sumatoria de los desplazamientos elástico y plástico:

$$\Delta = \text{Desplazamiento Elástico} + \text{Desplazamiento Plástico} \quad (3.10)$$

$$\Delta = \iint \varphi_{elástica} dx^2 + \iint \varphi_{plástica} dx^2 \quad (3.11)$$

Luego de integrar la parte elástica como una ecuación de un elemento a flexión como es típico en la teoría básica de la resistencia de materiales, se obtiene una ecuación para el desplazamiento elástico que tiene un factor C_e que depende de la cantidad de concavidades contrarias que tenga el elemento al flexionarse, empleando 1/3 cuando la deformación será como la de un voladizo y 1/6 si ocurre una doble concavidad en la flexión de las columnas, siendo éste el caso de los apoyos multicolumna con unas vigas rígidas de conexión, semejante a un pórtico:

$$\Delta_y = C_e \varphi_y H^2 \quad (3.12)$$

Respecto a la parte inelástica, la ecuación resultante del desplazamiento plástico Δ_p tiene en cuenta directamente los valores obtenidos del diagrama M- φ en el sentido que considera que la curvatura plástica φ_p es la diferencia entre la curvatura última φ_u , la curvatura de fluencia φ_y y un factor C_i que también depende de las concavidades que tenga el elemento al flexionarse, siendo igual 1,0 para voladizos. Considerando un giro plástico θ_p constante en la longitud de plastificación, tomado el centroide de este tramo inferior, se obtiene que el desplazamiento plástico sea:

$$\Delta_p = C_i \theta_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \quad (3.13)$$

$$\Delta_p = C_i \varphi_p L_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \quad (3.14)$$

$$\Delta_p = C_i (\varphi_u - \varphi_y) L_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \quad (3.15)$$

Sumando ahora las partes elástica e inelástica, se encuentra el máximo desplazamiento que puede alcanzar la estructura, siendo este el desplazamiento último Δ_u :

$$\Delta_u = C_e \varphi_y H^2 + C_i (\varphi_u - \varphi_y) L_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \quad (3.16)$$

3.4. EFECTO P - Δ

Los sismos en las estructuras causan movimientos producto de las aceleraciones del suelo y los desplazamientos laterales inducidos, a su vez, hacen que el centro de gravedad de la estructura cambie de sitio, produciéndose una excentricidad respecto al eje vertical donde se ubica el centro de las masas. En el caso de muchos puentes que se representan de

manera simplificada para su análisis estructural como un péndulo simple, como una estructura de un solo grado de libertad, la relocalización del centro de gravedad induce un momento equivalente al producto del peso y la distancia horizontal desplazada por el sismo.

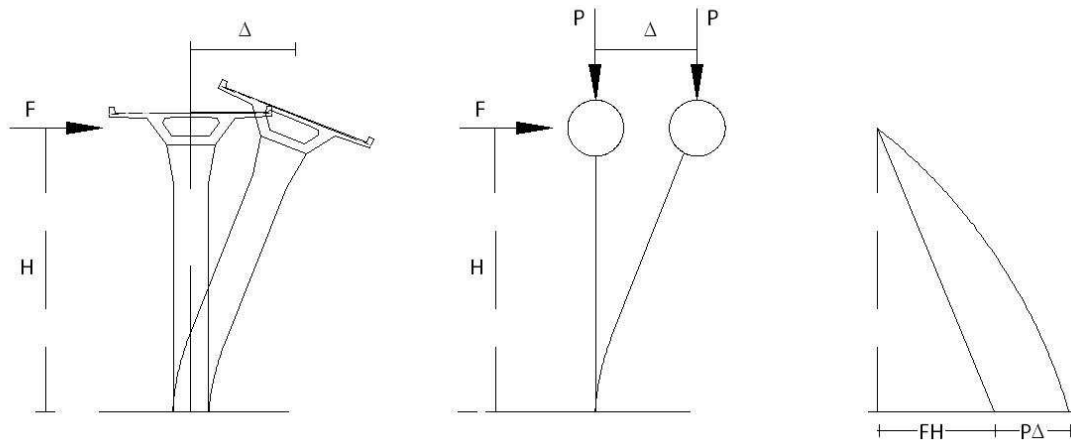


Figura 3.12. Efecto P- Δ y Diagrama de Momentos (Basado en Urrego, 2007)

En las Figuras 3.12 y 3.13 puede observarse que el efecto P- Δ no solo reduce la capacidad de la columna a una fuerza lateral, sino que además también se modifica el diagrama de carga desplazamiento, en el sentido en que tanto la rigidez elástica como la rigidez posterior a la fluencia se reducen, presentándose casos en que esta última puede alcanzar valores negativos, siendo éste el caso en que los efectos P- Δ son mayormente perjudiciales para la estructura.

Aunque los diseños sismo resistentes se realizan con un espectro de diseño que es fijado por los códigos y las normativas, para una adecuada simulación de los efectos P- Δ tiene mucha validez realizar los análisis cronológicos con registros, así estos sean sintéticos, debido a que en los sismos largos se producen oscilaciones amplias que merecen un especial cuidado de los ciclos de histéresis en la sección de la subestructura. Estos efectos causan unos momentos mayores a los esperados en un diseño convencional y dependen de la flexibilidad de la estructura.

Los efectos P- Δ tienen una particular importancia en los puentes, importancia que se incrementa con la altura de las columnas en la subestructura, situación que es controlada por las normativas mediante el concepto de derivas. Los reglamentos de diseño de edificaciones han contado con un control de los desplazamientos laterales en relación a la altura, actualizándose con el paso de los años y la evolución de los reglamentos de diseño. Aunque es común que las edificaciones porticadas se diseñen con una deriva de 1 por ciento y las edificaciones más rígidas con una deriva del 0.5 por ciento, éstas son capaces de ser perfectamente estables hasta alcanzar valores de 2.5 por ciento, según lo establecen algunos investigadores (Aguilar, 2002); no obstante, es claro que este control de derivas que

realizan los reglamentos no se relaciona con el desempeño de la estructura como tal sino que se realiza para garantizar el adecuado desempeño de los elementos no estructurales en las edificaciones. En el caso de los puentes, es una práctica común que éstos pueden diseñarse hasta alcanzar derivas que incluso pueden superar el 4 por ciento, siempre y cuando se tenga una adecuada revisión de los estados límites de deformación de la subestructura.

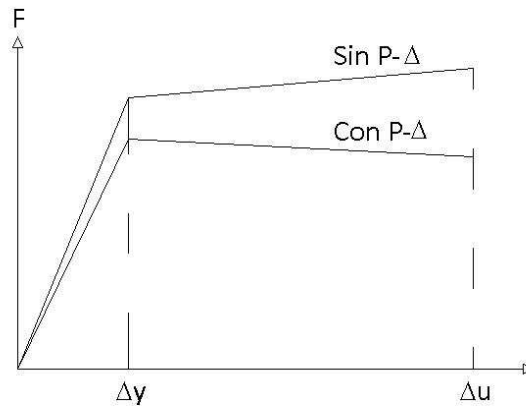


Figura 3.13. Gráfica carga lateral vs deformación de una estructura sin efecto P- Δ y con efecto P- Δ (Basado en Priestley et al, 2007)

Lo más cercano a una especificación en las normativas para valorar el efecto P- Δ es el concepto de índice de estabilidad, el cual es reconocido en muchos diseños sísmo resistentes. Este índice, que compara la magnitud del efecto P- Δ en el estado límite de fluencia, o el estado límite último con la capacidad de la columna diseñada en la base, es un indicador de la estabilidad que define que los efectos P- Δ pueden ser ignorados cuando es menor de 0,085 (AIS, 1998); no obstante, para valores mayores al mencionado, una sana recomendación consiste en mejorar las propiedades mecánicas de la sección.

Desde el punto de vista práctico, es necesario evidenciar los inconvenientes que presenta el diseño basado en fuerzas en lo que respecta al cálculo de los desplazamientos. Teniendo en cuenta que las diferentes normativas avalan el diseño basado en fuerzas, debe aceptarse que existe una subestimación de los desplazamientos en el proceso de diseño y, por lo tanto, las respectivas implicaciones en el desempeño de la estructura durante un sismo por los efectos P- Δ . En el diseño por desplazamiento, teniendo en cuenta que para su comienzo ya se tiene la estructura diseñada por fuerzas o al menos prediseñada con buen criterio, 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 del diagrama M- ϕ sea siempre mayor a la sumatoria de los momentos debidos a la demanda sísmica y al efecto P- Δ , analizados previamente.

3.5. EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA - ISE

Comparativamente con las edificaciones, los puentes son más vulnerables a los efectos de interacción suelo estructura (Priestley et al, 1996). En puentes de luces grandes es menos predecible la respuesta dinámica al movimiento del suelo, teniendo en cuenta la independencia de cada uno de los apoyos a la acción sísmica, la cual puede variar de una pila a otra, generando esfuerzos adicionales en el tablero.

En muchos casos, el emplazamiento de los puentes se hace en valles con condiciones del suelo dispersas y complejas, sorteando corrientes de agua donde existe la posibilidad de encontrar suelos arenosos y lo suficientemente granulares o expansivos para causar la licuefacción de la cimentación o asentamientos. De igual forma, la topografía de muchos de estos sitios es tan brusca que coincide con zonas geológicamente complejas, y con la necesidad de brindar continuidad a las vías se cruzan muchas veces fallas activas, requiriendo emplazar las cimentaciones en ambas laderas de los valles, aunque pueden ser mas de dos las laderas en un mismo puente, con características propias en la roca y efecto locales no necesariamente iguales, causando incluso que los movimientos de los apoyos sean independientes.

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 ISE, lo importante es que el análisis estructural sea lógico y su concepción sea lo suficientemente clara para el diseñador del puente.

Las ondas sísmicas producen aceleraciones en la roca bajo las estructuras y estas ondas son modificadas por la masa de suelo que muchas veces sirve de cimentación. Las interfaces entre estratos de suelo, por causa de los cambios de las propiedades geotécnicas de cada estrato respecto a la roca, producen un fenómeno de difracción múltiple que genera amplificaciones y atenuaciones de las ondas sísmicas. Cuando los suelos son blandos existen unas amplificaciones de las ondas que deben ser tenidas en cuenta en el análisis estructural y en suelos rocosos o muy firmes existen atenuaciones que reducen las magnitudes de estas ondas sísmicas, siendo la atenuación o la amplificación resultados del efecto de resonancia. Las normativas de diseño regularmente recurren a factores que modifican las abscisas de los espectros de diseño con el objetivo de considerar en el diseño basado en fuerzas estos efectos de manera muy general, alargando la zona plana del espectro para que un mayor número de estructuras sean diseñadas con aceleraciones mayores y de esta forma tener en cuenta las amplificaciones en suelos blandos.

El problema descrito se resuelve mediante un análisis detallado de una parte de los efectos locales que intervienen en la estructura durante un sismo. Esta es la justificación que hace

que sea de vital importancia en las diferentes regiones la adopción de una microzonificación sísmica local pues de esta forma puede tenerse una caracterización del terreno dentro de una determinada zona, identificando parámetros geotécnicos como la deformación angular y el esfuerzo cortante de los suelos, los efectos de amortiguamiento y la estratificación y profundidad de las capas. En una microzonificación se agrupan los suelos de propiedades equivalentes en función de los valores esperados de las ordenadas máximas espectrales y se asigna a cada grupo su espectro de diseño.

Dentro de los modelos de análisis de los efectos ISE de una estructura convencional existen los que emplean resortes que sustituyen el suelo en la cimentación para garantizar reacciones en la estructura dependiendo de la cantidad de deformación que se le imprime a los resortes, lo cual es proporcional a las cargas externas de la estructura (Abghari y Chai, 1995). Este tipo de modelación es imprecisa debido a que los resortes representan el suelo y no el efecto dinámico que ocurre por los efectos de interacción del sismo en la estructura. Por otro lado, este es un análisis estático donde se supone que la magnitud de los resortes que simulan las propiedades geotécnicas son constantes para todas las estructuras, y donde la magnitud de fuerza resistente es proporcional a los desplazamientos y giros de las diferentes partes de la cimentación, los cuales dependen de las magnitudes de las cargas como ya se ha mencionado.

Una modelación más realista de los efectos ISE consiste en una solución que superpone los efectos de interacción cinemáticos y los efectos de interacción inerciales producidos durante un sismo en la estructura. Los resultados de este análisis ISE son la sumatoria de los efectos cinemáticos e inerciales:

- La interacción cinemática determina el movimiento de la cimentación carente de masa provocado por la excitación sísmica.
- La interacción inercial por su parte se define mediante la estructura con masa sometida a las fuerzas de inercia que resultan de considerar la aceleración cinemática, es decir un análisis sin la masa de suelo.

A diferencia del análisis estático, la magnitud de la rigidez del sistema ISE depende de la frecuencia de excitación y no será un valor constante para todas las estructuras que se emplacen en el sitio, motivo por el cual en este método las rigideces son dinámicas. Las estructuras rígidas, poco esbeltas y voluminosas merecen un cuidado especial al incluir el análisis de interacción cinemática.

Con este análisis ISE, tal como se aprecia en la figura 3.14, 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. Además se genera otro desplazamiento horizontal en la parte alta de la estructura debido a

la rotación de la cimentación que causa un giro en la base que geoméricamente se traduce en un desplazamiento horizontal proporcional a la altura de la estructura.

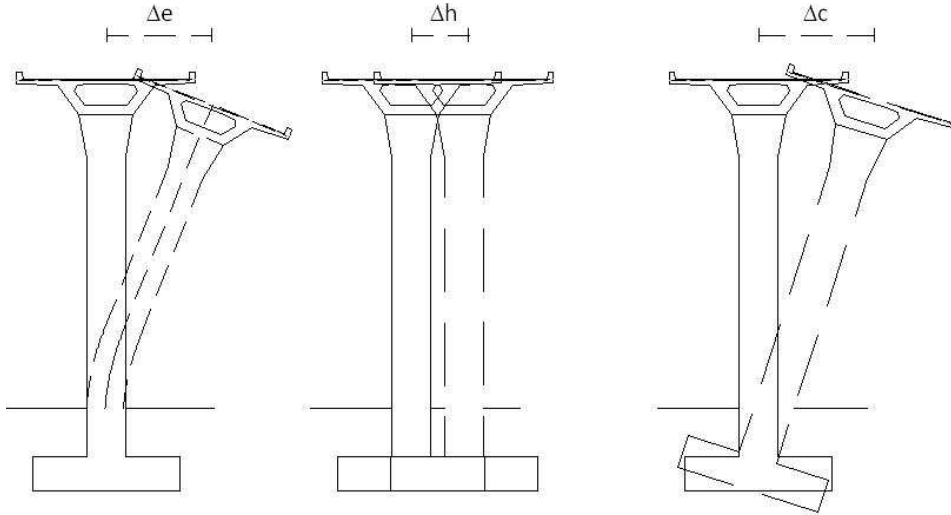


Figura 3.14. Desplazamientos elástico, horizontal y de cabeceo, respectivamente

Este par de movimientos descritos hacen que el sistema sea más flexible en comparación con un análisis estructural convencional que no incluya efectos ISE, causando necesariamente que se aumente el periodo del sistema pues con esta modelación ya se tiene una flexibilidad mayor que la estructura cimentada sobre suelo indeformable.

$$T_{ISE}^2 = T_e^2 + T_h^2 + T_c^2 \quad (3.17)$$

En esta ecuación, el cuadrado del periodo del sistema de Interacción Suelo Estructura T_{ISE} equivale a la sumatoria de los cuadrados del periodo de la estructura con base empotrada T_e , el periodo del efecto de movimiento horizontal T_h y el periodo del efecto de cabeceo T_c . Convirtiendo los periodos citados en términos de rigideces horizontal y de cabeceo, y resolviendo aritméticamente, se llega a una expresión que muestra el incremento en el periodo de la estructura con base empotrada por efectos de las rigideces, facilitando un análisis estático lineal.

$$T_{ISE} = T_e \sqrt{1 + \frac{K_e}{K_h} \left(1 + \frac{K_h}{K_c} H^2\right)} \quad (3.18)$$

Donde la rigidez elástica de la estructura con base empotrada, K_e , la rigidez horizontal por efectos ISE K_h y la rigidez de cabeceo por efectos ISE, K_c , se expresan como (Gazetas, 1991):

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m}{T_e^2} \quad (3.19)$$

$$K_h = \frac{8GR_h}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) \quad (3.20)$$

$$K_c = \frac{8GR_h^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_c}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_c}\right) \left(1 + \frac{0.71D}{H_s}\right) \quad (3.21)$$

Donde G es el módulo de cortante de suelo, ν 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.

Con el periodo del sistema ISE, T_{ISE} y con las propiedades de la estructura con base empotrada, puede calcularse tanto los desplazamientos del sistema ISE, Δ_{ISE} y la ductilidad del sistema ISE, μ_{ISE} , con las siguientes expresiones:

$$\Delta_{ISE} = \left(\frac{T_{ISE}}{T_e}\right)^2 \Delta_e \quad (3.22)$$

$$\mu_{ISE} = (\mu_\Delta - 1) \left(\frac{T_e}{T_{ISE}}\right)^2 + 1 \quad (3.23)$$

En esta última expresión puede observarse matemáticamente que la ductilidad por desplazamientos del sistema ISE siempre será menor que la ductilidad del sistema con base empotrada.

Por otro lado, desde el punto de vista de la demanda sísmica, el amortiguamiento del sistema generalmente aumenta porque existe una disipación adicional de energía producto del amortiguamiento del material y geométrico del suelo, disminuyendo de esta forma las ordenadas espectrales; no obstante, como los efectos ISE disminuyen la efectividad del amortiguamiento estructural, puede darse el caso en que se presente una reducción del amortiguamiento del sistema cuando la disipación adicional de energía no compense dicha reducción, aumentando las ordenadas del espectro de diseño del código local, alcanzándose valores más altos de las aceleraciones en el espectro de diseño.

$$\xi_{ISE} = \xi_e \left(\frac{T_e}{T_{ISE}}\right)^3 + \frac{\xi_h}{1 + 2\xi_h^2} \left(\frac{T_h}{T_{ISE}}\right)^2 + \frac{\xi_c}{1 + 2\xi_c^2} \left(\frac{T_c}{T_{ISE}}\right)^2 \quad (3.24)$$

Puede observarse en esta ecuación la relación que se obtiene para determinar el amortiguamiento del sistema de ISE, ξ_{ISE} , donde es necesario relacionar el amortiguamiento de la estructura, ξ_e , el amortiguamiento del efecto de movimiento horizontal, ξ_h y el amortiguamiento del efecto de cabeceo, ξ_c .

Estos conceptos ameritan un análisis en el diseño sísmo resistente pues pueden obtenerse respuestas estructurales mayores o menores a las convencionales, dependiendo de la posición del periodo de la estructura en el espectro de respuesta, que no necesariamente corresponde al espectro de diseño, y los niveles de amortiguamiento encontrados en el sistema ISE. En la ingeniería estructural suele obviarse los efectos ISE en los análisis y diseños sísmo resistentes, argumentando que la flexibilidad del sistema causará aceleraciones menores porque al alargarse el periodo se realiza un diseño más liberal; de manera razonable, puede concluirse que la modificación al ampliarse el periodo de oscilación es un argumento de importancia de realizar estos análisis dentro del diseño estructural y que, adicionalmente, debe tenerse en cuenta que no necesariamente los efectos ISE reducirán las aceleraciones pues el aumento del periodo es solo una de las variables que se tiene en cuenta en el análisis estructural. En todo caso, tener en cuenta los efectos ISE en el diseño sísmo resistente de una estructura acercará al consultor al comportamiento con menos incertidumbres de la estructura ante una excitación dinámica, principalmente en el caso de los puentes que son estructuras con una cimentación relativamente pequeña en comparación con las edificaciones, siendo ésta una situación que la hace vulnerable a los efectos ISE.

En esta discusión, cabe anotar que las normativas sísmo resistentes colombianas de los años 1998 y 2010 tienen una restricción bastante severa respecto al análisis ISE debido a que limita el periodo del sistema, T_{ISE} , calculado a un valor que no supere en un 20% al análisis realizado por el tradicional método de la fuerza horizontal equivalente, siendo esto una afectación directa a todo el esfuerzo realizado con un análisis ISE y a toda las investigaciones desarrolladas en este campo de la ingeniería, teniendo en cuenta que las magnitudes reales de las aceleraciones encontradas al incluir la flexibilidad adicional de los efectos ISE serán restringidas por un análisis estático básico y antiguo (AIS, 1998; AIS, 2010).

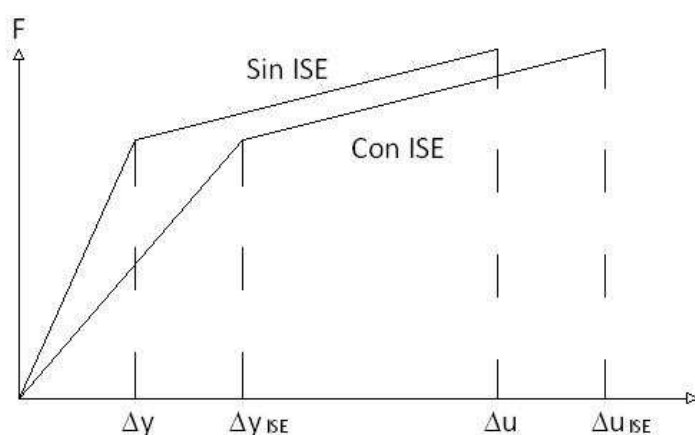


Figura 3.15. Gráfica de Carga Lateral vs Desplazamiento con y sin Efectos ISE (Basado en Priestely et al, 2007)

Desde el punto de vista del diseño sísmico basado en desplazamientos, que es el tema que atañe a esta investigación, debe notarse que, al igual que el efecto $P-\Delta$, se inducen desplazamientos horizontales adicionales a los tenidos en cuenta en el análisis estructural elástico convencional. Puede observarse en la figura 3.15 que los efectos de 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 la relación de estos desplazamientos, es decir en el valor de la ductilidad por desplazamientos.

Para efectos prácticos del diseño estructural y del procedimiento propuesto en esta investigación, debe controlarse que el momento generado por los efectos ISE no supere el momento último según el diagrama $M-\phi$ de la sección de concreto reforzado.

4. CONSIDERACIONES IMPORTANTES EN EL DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES

Generalmente, el diseño de puentes se basa en parámetros definidos por la funcionalidad del puente como estructura que brinda continuidad vehicular o peatonal entre dos o más vías dispuestas en sitios no contiguos, sorteando de la manera más eficiente un obstáculo hidráulico o de carácter urbano, con unas condiciones de infraestructura urbanísticas y arquitectónicas que se deben ajustar al entorno físico, social y ambiental y garantizando un proceso constructivo que sea acorde a las condiciones técnicas del sitio, con una tecnología que dependerá de la disponibilidad de recursos y de la importancia del puente en una región.

Adicional a todos los factores citados, se encuentra el diseño sismo resistente del puente, que consiste básicamente en resistir de manera eficiente las cargas sísmicas correspondientes a un periodo de retorno dado, garantizando un óptimo desempeño ante dichas cargas, adoptando un sistema estructural adecuado a la respuesta sísmica esperada. En este sentido, el diseño sismo resistente de un puente no debe suponerse como un complemento del diseño estructural por carga vertical.

Independientemente de todos los factores que restringen y condicionan el diseño sismo resistente de un puente, algunas recomendaciones básicas que mejorarían su desempeño son (Priestley et al, 1996):

- El puente debe ser lo más recto posible debido a que las curvas hacen que la respuesta sísmica sea compleja.
- La superestructura debe ser continua, con el menor número de juntas que sea posible. Las luces simplemente apoyadas son propensas a la pérdida del apoyo del neopreno durante un movimiento sísmico o con el movimiento de las juntas.
- La subestructura debe fundarse sobre roca o aluvión firme; los suelos blandos pueden amplificar los desplazamientos laterales de la estructura, además de causar asentamientos o licuefacción.
- La altura de las columnas del puente debe ser lo más uniforme posible puesto que las más cortas pueden absorber mayor energía sísmica por tener una rigidez mayor comparativamente con las columnas más altas.
- La rigidez de las columnas debe ser la misma en todas las direcciones pues sería un diseño ineficiente considerar diferente rigidez para la dirección longitudinal y para la transversal.
- Las luces de la superestructura debe ser lo más cortas como sea posible de manera que las cargas axiales en las columnas no sean muy altas, pues las cargas axiales grandes reducen su ductilidad y, por ende, su correcto desempeño sismo resistente.

- Las articulaciones plásticas deben desarrollarse en la parte baja de las columnas donde pueda realizarse una rápida inspección y reparación post-sismo.
- Los estribos y las columnas rectangulares deben orientarse en el sentido perpendicular al eje longitudinal del puente pues los puentes esviados tienden a causar una rotación del tablero que aumenta los desplazamientos laterales.

De manera general, puede decirse que estas restricciones llevan a diseños conservadores que aumentan el costo de la construcción de la obra, pues además de aumentar el tamaño de los elementos estructurales sismo resistentes que absorben más energía en proporción a su rigidez, se debe disponer mayor cantidad de refuerzo longitudinal a lo largo de la subestructura e incluso de la superestructura, situación que puede llevar a aumentar el refuerzo transversal en algunas secciones al incrementarse la demanda de ductilidad y la fuerza cortante a resistir.

Como complemento de esta investigación y para abarcar un tema llamativo para el lector interesado en los puentes, se mencionan en este capítulo algunos aspectos importantes que deben tenerse en cuenta en el diseño sismo resistente de puentes (Priestley et al, 1996).

4.1. RESTRICCIONES FUNCIONALES

La selección del sistema estructural para resistir las cargas sísmicas debe ser lo más satisfactorio posible y debe contemplar todos los requerimientos de alineamiento de la vía definidos por la localización, elevación y dirección del tráfico en los extremos del puente, además de la velocidad de diseño de la vía que establecerá su curvatura, y del ancho del tablero del puente dependiendo de la densidad del tráfico según el número de carriles, además de los aspectos de tipo topográfico y geotécnico, situaciones que definen su funcionalidad. Aunque la forma del puente gobernará la solución adoptada en el diseño, las consideraciones sísmicas deben ser parte de esta solución y deben incorporarse en esta etapa del diseño, de manera que se generen varias opciones en la concepción del puente.

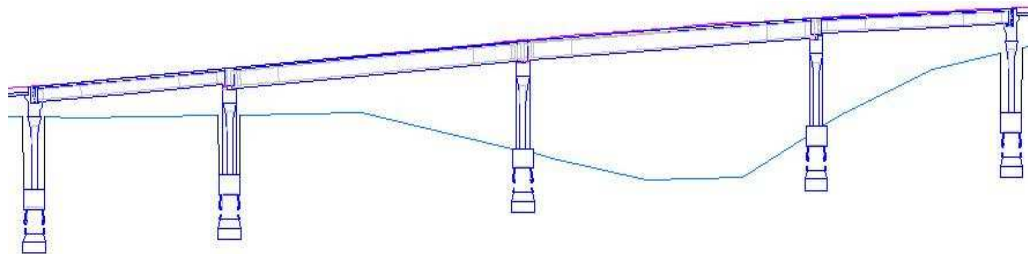


Figura 4.1. Pilas de un puente que tienen la misma altura libre en la subestructura

Los imposiciones funcionales y sísmicas pueden entrar en conflicto en lo que tiene que ver con el alineamiento de la vía. Sísmicamente, el puente ideal es el que tiene una forma

simple y lo más regular posible, prefiriendo que las luces sean iguales y que la altura de las columnas sea uniforme. Desde el punto de vista funcional, están los casos como las rampas para realizar algunos intercambios viales, generando puentes curvos con luces no uniformes y altura de columnas que varían completamente. Estas irregularidades estructurales crean una demanda desigual de energía sísmica en cada subestructura, inversamente proporcional a la altura de las columnas dada la rigidez de los apoyos pequeños, requiriendo una resistencia e inercia mayor al resto de la subestructura, absorbiendo cada vez más energía sísmica, haciendo imposible que se genere el mismo desempeño para el mismo nivel de carga lateral. Aunque todas estas columnas, de diferente altura, tengan la misma sección transversal, todas tendrán una demanda de ductilidad diferente, situación que puede optimizarse reduciendo la sección de las columnas más cortas aunque esto no sea consecuente con las condiciones estéticas y urbanísticas de la infraestructura de la ciudad. Una solución más elaborada consiste en asignarle a todas las columnas la misma altura libre entre la cimentación y la superestructura como se ve en la figura 4.1, de manera que las columnas más cortas tengan una brecha producto de una excavación mayor alrededor de las pilas a diferentes niveles, dejando una pequeña holgura para que la columna no tenga restricción lateral al movimiento, teniendo así las pilas la misma inercia por conservar la misma sección y la misma longitud y, por consiguiente, un diseño eficiente y bien concebido.



Figura 4.2. Subestructura de viaducto que presenta una excentricidad respecto a su apoyo

En intercambios a multinivel es común encontrar que la localización de las columnas de apoyo resulta ser asimétrica respecto al eje de la vía superior, sin lograr una óptima distribución de las luces, incluso generándose excentricidades respecto a los ejes que conforman los carriles de circulación como se aprecia en la Figura 4.2 donde la curva del viaducto superior al cruzar la vía inferior hace que los apoyos de la estructura no interrumpa el flujo vehicular, permitiendo la movilidad en ambas vías sin obstáculos a pesar de requerirse apoyos para la estabilidad de la estructura. Ésto, además de representar una irregularidad en las luces, es indeseable ante cargas verticales, generándose la necesidad de desplazar los apoyos hacia columnas excéntricas o la conformación de un pórtico para soportar la misma carga, como se observa en la figura 4.3 de manera que siga siendo funcional el proyecto sin que se afecten las vías en los niveles inferiores.

Existen algunos intercambios a multinivel donde se desarrollan varios niveles de vías con reducción de carriles en altura por la baja densidad de flujo en las vías superiores, donde las vías en planta se cruzan formando un ángulo, haciendo que la subestructura de los niveles superiores coincida con una reducción de la subestructura de los niveles inferiores; es decir, que el apoyo del puente superior es una sola columna y el puente inferior tiene una subestructura formada por un pórtico o una columna más voluminosa. Desde el punto de vista de la fuerza lateral, es posible que las columnas superiores tengan una mayor demanda por efectos de la fuerza sísmica.



Figura 4.3. Subestructura de viaducto que permite el flujo vehicular bajo la superestructura.

En la figura 4.3 se puede identificar un viaducto vehicular sobre una vía de servicio donde no fue posible emplazar la subestructura directamente bajo el viaducto, como es habitual, por

permitir el flujo vehicular bajo el puente y, dada la separación longitudinal de apoyos, el emplazamiento de la vía superior representa una excentricidad geométrica importante como para configurar una sola columna separada del alineamiento como se comentó anteriormente. En casos como éstos, es necesario conformar una subestructura en pórtico de manera transversal a la estructura del viaducto para su estabilidad y la separación entre las columnas es tal que no obstaculiza ninguno de los carriles de la vía inferior, llegando a casos en que el pórtico es más amplio que el mismo viaducto.

Otro caso típico de las vías rurales montañosas son los puentes curvos para sortear hondonadas profundas como el caso de la Figura 4.4. Además de la excentricidad que se genera a lo largo de todo puente con el eje que une los contactos de la superestructura con las subestructuras, existe una respuesta sísmica compleja con las cargas laterales. En estos puentes existen dos direcciones principales para el análisis sísmico con una respuesta completamente diferente pues los sentidos longitudinal y transversal del puente tienen una alta y baja redundancia, respectivamente, pero que se complementan debido a que la localización de las columnas no es lineal en ninguna dirección. Por otro lado, en un sismo en el sentido transversal se producirán tracciones en el borde externo de la superestructura cuando la fuerza lateral sea hacia afuera y comprimirá el tablero cuando la fuerza lateral tenga dirección hacia el centro de la curva que forma el puente.

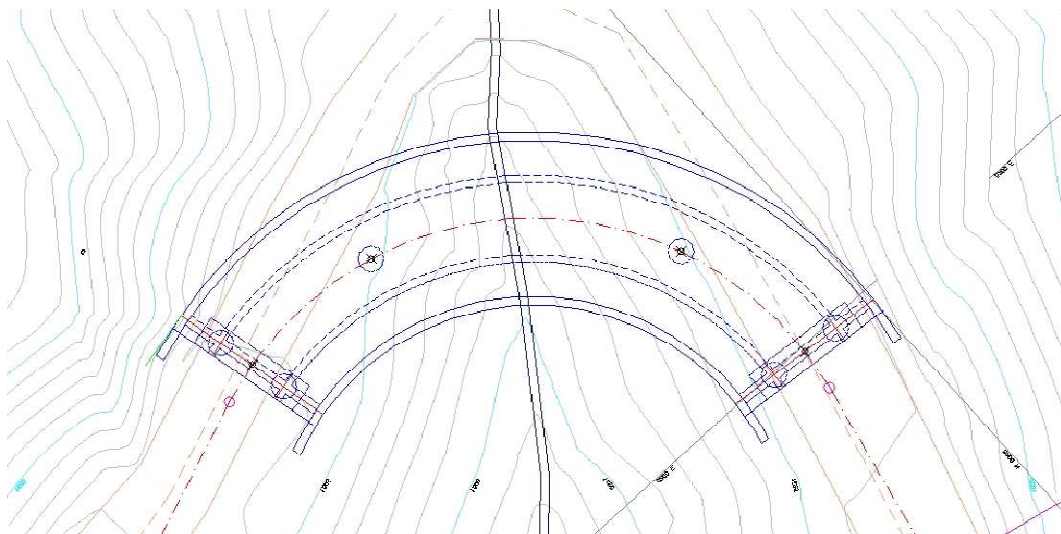


Figura 4.4. Alineamiento de puente consecuente con el diseño vial.

Finalmente, otro caso que presenta cierta complejidad con los trazados en planta de los puentes es el caso de las bifurcaciones para los accesos y salidas de los puentes en los lazos con otras vías. Generar una continuidad estructural implica una alta demanda de esfuerzos en los bordes del contacto del puente por las fuerzas que le imponen estas estructuras de los lazos al puente principal como tal. Por otro lado, cuando existe una junta que separa

estos lazos del puente, existirá un movimiento relativo, toda vez que las fuerzas inerciales de ambas estructuras no coincidirán.

Desde el punto de vista funcional, pero analizando el impacto que tiene el ancho del puente según el número de carriles, es absolutamente decisivo para la respuesta sísmica si la subestructura es una sola columna en el sentido transversal o, si por el contrario, es necesario conformar un pórtico de dos o más columnas para abarcar todo el ancho del puente con el propósito de atender las cargas verticales, tal como se comenta en la sección 4.6. Otras situaciones que merecen cuidado se dan en algunos proyectos de construcción de puentes que se realiza por etapas por temas de la planeación urbano-regional y de recursos económicos y, estructuralmente, se va construyendo solo una parte de la estructura en el sentido transversal y existen otros casos, no tan comunes, en los que se requiere la ampliación de uno o más carriles a los existentes, situaciones que modifican la respuesta sísmica de la subestructura existente, pues además de aumentar la masa que genera la fuerza inercial, es necesario mejorar la redundancia estructural y/o rigidizar las columnas, situación que generalmente es extremadamente costosa comparativamente con la estructura previamente construida.

4.2. RESTRICCIONES GEOTÉCNICAS

Las propiedades del suelo de cimentación de un puente pueden ser decisivas para su localización, distribución de luces y emplazamiento de la subestructura, independientemente de las dificultades de la topografía mediante las cuales se definen las longitudes de los vanos y las alturas de las columnas. Especificar que la superestructura transfiera o no los momentos a la cimentación a través de una subestructura monolítica o con apoyos elásticos es determinante para escoger el tipo de cimentación que transferirá las cargas al suelo.

Una superestructura de luces largas transferirá grandes momentos a la subestructura y a la cimentación y no debe esperarse que en la respuesta sísmica los apoyos tengan la misma fase o haya cierto sincronismo entre una subestructura y otra, a excepción que sean sismos en el sentido transversal en suelos uniformes, principalmente teniendo en cuenta que muchos de estos puentes se ubican en zonas geológicamente complejas y geotécnicamente dispersas. Estos puentes alargados son generalmente superestructuras postensadas y esbeltas con un diseño ante cargas verticales bastante detallado, de manera que los tableros no están en capacidad de resistir momentos adicionales debidos a desplazamientos o giros relativos relacionados con la falta de empotramiento de la base de las subestructuras, causando ésto el agrietamiento en la superestructura que presenta poca ductilidad.

En zonas topográficamente complejas, estos puentes se apoyan en media ladera y algunas veces sobre superficies inclinadas que tienen una potencial superficie de falla, según se puede determinar mediante un análisis de estabilidad de la ladera en condiciones pseudo-estáticas. Aunque puede considerarse inaceptable la opción de cimentar en suelos que presenten fallas geotécnicas activas, en zonas montañosas el alineamiento de las vías hace que el emplazamiento de los puentes cruce un valle siguiendo la superficie de la ladera, atravesando las zonas que pueden presentar inestabilidad pues puede ser más favorable esta opción que realizar cortes en los taludes y llenos para la conformación de la banca de la vía. Previendo cambios en la respuesta sísmica, la normativa de puentes en Colombia establece que cuando mediante un análisis de estabilidad global el factor de seguridad al deslizamiento no supere 1,40, debe garantizarse que la cimentación debe ser capaz de atender estos efectos de cargas laterales adicionales, incluso las inducidas por sismo (AIS, 1995). En casos como éstos debe tenerse todos los cuidados necesarios para que un movimiento en masa no afecte las subestructuras, diseñando unas mangas que superen el nivel del terreno e impidan que el material deslizado impacte las columnas. En los casos en los que la estabilidad de la ladera está comprometida para condiciones estáticas, existiendo vulnerabilidad ante movimientos en masa, se ha optado por construir unas barreras con punta de diamante que sortean el material evitando la afectación en la subestructura y se hace un monitoreo de la ladera a través de inclinómetros.



Figura 4.5. Rotación de subestructura por problema de estabilidad bajo la cimentación

Cuando los puentes cruzan zonas susceptibles de fenómenos de licuefacción, la primera alternativa siempre será cambiar el alineamiento pues las técnicas de mejoramiento de suelos para minimizar el potencial de licuefacción, aunque son viables, requieren de un buen conocimiento del área comprometida mediante una detallada investigación geotécnica. La cimentación sobre este tipo de suelos implica un compromiso en el diseño estructural de la superestructura de manera que se considere el efecto del desplazamiento de los apoyos durante la licuefacción, aunque esta opción en particular ha presentado casos reales no exitosos (Priestley et al, 1996). La opción más responsable es entonces la que garantiza la cimentación en suelo firme por debajo de las capas de suelo licuables pues de esta forma se asegura la redundancia estructural del puente y la buena capacidad del suelo ante cargas verticales; de ésta forma, se reduce la susceptibilidad del suelo a la falla causada por las deformaciones bajo la cimentación, particularmente si la superestructura es monolítica con la subestructura y los estribos, sitios donde debe existir anclajes a unos macizos pesados ubicados en zonas estables.

4.3. TIPOS DE SUPERESTRUCTURA

Las diferentes clases de puentes pueden definir una amplia variedad de tipologías de superestructuras que sirven de tablero a estas estructuras. Entre éstas se puede mencionar:

- Puentes continuos.
- Puentes isostáticos.
- Puentes colgantes.
- Puentes atirantados.
- Puentes en cercha.
- Puentes en arco con tímpano vacío o lleno.

El tablero se convierte en el elemento del puente que lo hace funcional toda vez que es el que permite la movilidad de los vehículos y/o los peatones de un sitio a otro, dándole uso a la estructura. Desde el punto de vista sísmico, la superestructura es un elemento que conecta las subestructuras, transfiriendo esfuerzos y disipando energía a lo largo de la estructura, motivo por el cual representa un papel importante en el diseño sísmico resistente. En este sentido, cabe anotar ciertas particularidades de algunas tipologías de superestructura en los puentes.

Los tableros formados por losas macizas o aligeradas son prácticos para puentes de luces hasta de 15 m. Para el caso de losas macizas, la gran masa que representa esta superestructura hace que la fuerza sísmica sea proporcional a su peso, generando unas cargas laterales igualmente importantes para tramos no muy largos, es decir causando una demanda sísmica significativa a una subestructura relativamente pequeña o convencional

para una separación de columnas igualmente cortas. Esta situación puede solucionarse de alguna forma con las losas aligeradas, sorteando la misma luz para el diseño por cargas verticales, representando casi la misma rigidez a flexión.

Las superestructuras formadas por vigas longitudinales con una losa superior tienen aceptación dentro de la funcionalidad desde el punto de vista constructivo, prefabricando vigas con secciones en forma de T, de I, secciones en cajón, en doble T, etc, dependiendo de los requerimientos del puente, formando un entramado que genera una uniformidad en los desplazamientos laterales ante cargas sísmicas, conformando diafragmas rígidos.

Un aspecto que merece especial cuidado en las especificaciones de las superestructuras es el tema de las juntas y su localización en el tablero. Aunque muchos puentes antiguos tienen sus juntas por efectos de deformaciones causadas por contracción y temperatura, los efectos sísmicos pueden causar movimientos en las juntas con graves consecuencias, como se puede apreciar en la Figura 4.6, generando la pérdida de apoyo de las vigas de la superestructura que es una situación típica de los puentes esviados y algunos curvos, ya sea por un movimiento brusco imprevisto o porque ocurre la cristalización de los neoprenos en puentes que ya tienden a cumplir su vida útil. Una forma de generar una restricción al movimiento lateral es construir uniones machihembradas en las juntas de manera, que exista un grado de libertad limitado en la dirección longitudinal a la junta a través de llaves de cortante.



Figura 4.6. Colapso del tablero del puente por pérdida de asiento las vigas por causa de un evento sísmico (Mitchell, 2006)

La viga transversal que se debe disponer en los extremos de las luces y en el intermedio cuando la luz supera los 15 m (AIS, 1995) que funciona como una viga de repartición que uniformiza las deformaciones verticales y rigidiza el diafragma de las vigas longitudinales, es un elemento de arriostramiento que limita el pandeo local de estas vigas en los sitios donde existen los mayores esfuerzos a flexión. Desde el punto de vista del comportamiento sísmico del puente, este arriostramiento es importante toda vez que brinda una resistencia adicional a la flexión transversal a las vigas de la superestructura por efecto de las cargas laterales que son transferidas a la subestructura, principalmente en los apoyos de las luces donde hay aumento de esfuerzos en las vigas.

4.4. CONEXIÓN ENTRE SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA

Existen básicamente dos filosofías de diseño en lo que respecta a la forma de conectar la superestructura con la subestructura de un puente, siendo éste un tema decisivo en el comportamiento sismo resistente y, en todo el mundo, se construyen puentes con ambas especificaciones. Las conexiones pueden ser entonces resistentes a momentos mediante conexiones monolíticas o apoyadas sin transferencia de momentos.



Figuras 4.7 y 4.8. Conexiones monolíticas entre subestructura y superestructura

Conexión Monolítica: En superestructuras de concreto reforzado es típico generar una conexión monolítica con la subestructura en el vaciado del concreto como se ve en las

Figuras 4.7 y 4.8, de manera que los refuerzos de ambos elementos se intercepten y los nudos tengan suficiente confinamiento para resistir estos esfuerzos, que también es un caso típico de las edificaciones de manera convencional. En vigas postensadas o metálicas, esta transferencia de momentos a la cimentación existe debido a que la subestructura se construye en forma de martillo en la parte superior, de manera que las vigas de la superestructura cuenten con apoyos simples en los extremos de este martillo, en forma de ménsulas, tal que no se genere conexión entre vigas longitudinalmente y no se transfiera esfuerzos de flexión.

Es conveniente emplear este tipo de conexión para columnas esbeltas para aumentar su rigidez lateral o torsional y adicionalmente para proporcionar redundancia estructural ante cargas sísmicas principalmente en el sentido longitudinal, comportándose como un pórtico resistente a momentos, y complementariamente en el sentido transversal. La conexión fija del tablero sobre la columna crea una potencial articulación plástica donde la longitud de plastificación puede manejarse con un adecuado diseño sismo resistente, toda vez que en la parte superior de las columnas existe una considerable cantidad de esfuerzos por cargas verticales en la superestructura y una energía sísmica por disipar con la base de la subestructura, en la parte inferior, con una rigidez elástica menor, que es la situación ideal en el diseño sismo resistente de puentes. En subestructuras en forma de pórtico transversal, las columnas presentan una doble concavidad en la deformación con cargas laterales y con la restricción que se proporciona con este tipo de unión en el sentido longitudinal, se conforma un sistema estructural que equipara la rigidez lateral cuando no existe una dirección preferencial evidente para la carga sísmica, siendo ésta una situación óptima en el diseño sismo resistente.

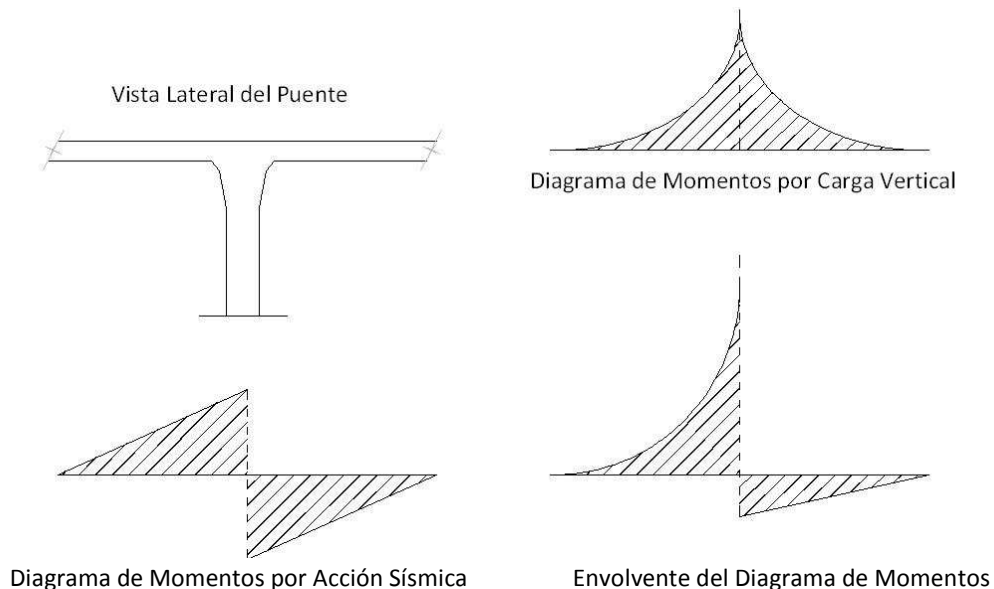


Figura 4.9. Diagramas de momentos en la superestructura para conexiones monolíticas

La conexión entre ambos lados de la superestructura genera una respuesta sísmica en el sentido longitudinal donde se genera una inversión de momentos a través de la subestructura de manera que una de las luces tendrá tracciones en la cara superior y otra tendrá compresiones en la cara inferior y la luz contigua tendrá los esfuerzos contrarios en las caras, como se ve en la figura 4.9. Para las cargas típicas de uso de puente donde las cargas verticales generan flexiones en la superestructura, existe una zona de momento negativo mayor sobre la subestructura que se va reduciendo hacia el interior de las luces. En una condición de carga que incluya sismo, es necesario hacer una suma de los esfuerzos causados por estas cargas siendo este caso crítico sobre las columnas donde existirán incrementos de esfuerzos importantes y puede superarse la resistencia a los esfuerzos causados por las cargas verticales en las zonas de determinada amenaza sísmica.

Esta acumulación de esfuerzos en el nudo, además de generar una congestión de refuerzo al interior de la parte superior de las subestructuras, hace necesario que la sección sea lo suficientemente amplia como para que las barras de refuerzo de los elementos estructurales tengan suficiente longitud de anclaje en el nudo pues con este mecanismo se absorbe todos los momentos debidos a cargas de uso y sismo, motivo por el cual este tipo de conexiones se observan bastante voluminosas en la arquitectura del puente, como se ve en las Figuras 4.7 y 4.8.

Cuando la subestructura es una sola columna, el análisis sísmico corresponde a un elemento en voladizo con una carga en el extremo. Para contrarrestar la demanda de la carga lateral, es necesario disponer una columna con una inercia tal que la subestructura no tenga una sección regular, causando que el diseño sismo resistente no sea eficiente dada la asimetría de la sección, toda vez que la columna en planta será más larga en el sentido transversal respecto al sentido longitudinal.

Un par de notas finales respecto a este tipo de conexión, corresponden a la sensibilidad que tienen las subestructuras a los movimientos causados no solo por los efectos de la temperatura en el tablero sino además por la contracción del concreto, debido a que las deformaciones unitarias se convierten en desplazamientos laterales permanentes en la parte superior de las columnas, agravándose el problema mientras más cortas sean las subestructuras. Finalmente, se anota que la conexión monolítica es conveniente para luces continuas en puentes de dos o más luces; mientras en puentes de una luz es más económico generar la discontinuidad, para que las vigas principales queden simplemente apoyadas en los estribos, de manera que no haya transferencia de los momentos del tablero.

Conexión Apoyada: Cuando existe un elemento que separa la superestructura de la subestructura, pueden especificarse grados de libertad para rotación en estos apoyos, incluso hasta desplazamientos en ambas direcciones en planta cuando se suministran elastómeros como soportes de las vigas que cubren las luces del puente, teniendo especial

cuidado con las restricciones que se pueden generar con las llaves de cortante laterales. Estos elastómeros están en capacidad de amortiguar el movimiento y controlar los desplazamientos laterales por efectos elásticos y de fricción, aportando una capacidad resistente proporcional a su desplazamiento, la cual es controlada con las dimensiones del mismo y las características mecánicas del elastómero. En la Figura 4.10 se puede identificar una conexión de la superestructura apoyada sobre una columna sin generar conexión con transferencia de esfuerzos de flexión.



Figura 4.10. Conexiones entre la subestructura y la superestructura que no transfieren momentos.

La discontinuidad que se genera entre el tablero y las columnas hace que no haya transferencia de momentos entre un elemento y otro, de manera que cada uno de éstos tiene un diseño sismo resistente de alguna forma independiente, asignándole secciones con una rigidez determinada a las vigas de la superestructura tal que no exista relación directa con la dimensión de la subestructura pero sí con el tipo de apoyo que transfiere las cargas verticales y los cortantes. Por otro lado, la colocación de elastómeros permite identificar la localización de las zonas de plastificación y se evita que las columnas cortas absorban mayor energía sísmica en el análisis longitudinal, pues las rigideces pueden compensarse de una pila a otra ajustando las dimensiones de los neoprenos ubicados en la parte superior de las columnas bajo el tablero.

También en el tema del diseño sismo resistente hay que mencionar que la disposición de unos apoyos flexibles aumenta el periodo de la estructura comparativamente a cuando la conexión es monolítica. Cuando los espectros de diseño son detallados o especiales para las zonas donde se emplazan los puentes, tal como se hace en los proyectos de importancia estratégica para una región (AIS, 1995), existe una zona ascendente del espectro de aceleraciones para periodos bajos donde el tamaño de la zona plana dependerá en gran medida del tipo de suelo que, de alguna forma, amplifica la aceleración sísmica. Desde este punto de vista, el detalle del aumento del periodo debe revisarse cuidadosamente, toda vez que para suelos rocosos el alargamiento del periodo puede significar reducción de la aceleración espectral si se encuentra en la parte plana o en la parte descendente del espectro al cambiar de zona; no obstante, si el puente es cimentado sobre suelo blando, puede presentarse aumento en las aceleraciones para estructuras de periodo corto al ubicarse en la zona ascendente del espectro.

Para subestructuras de una sola columna, el análisis ante cargas laterales en el sentido transversal y longitudinal se basa en un sistema en voladizo donde la rigidez que se le asigne a la columnas será proporcional a los desplazamientos, facilitando el diseño sismo resistente, encontrando eficiencia estructural para secciones simétricas tales como las columnas circulares que le aportarán la misma rigidez en cualquier dirección. Para subestructuras con dos o más columnas existiría esta ineficiencia estructural debido a que la respuesta sísmica no sería la misma en la dirección longitudinal y en el sentido transversal pues además de formarse una doble concavidad en las columnas, existiría una restricción al desplazamiento transversal mayor al conformarse un pórtico.

La provisión de apoyos elastoméricos puede reducir la ductilidad toda vez que se aumentan los desplazamientos elásticos. Cuando no se disponen llaves de cortante que controlan el movimiento relativo entre superestructura y subestructura, el desplazamiento lateral alcanzado por el neopreno puede superar el desplazamiento de fluencia que proporciona la sección por su rigidez elástica, de manera que en el rango inelástico la subestructura sigue teniendo el mismo desempeño sismo resistente, reduciéndose la ductilidad al afectarse por el aumento en el desplazamiento del neopreno que es completamente elástico, situación que es similar a la reducción de la rigidez que existe cuando se incluyen los efectos de interacción suelo estructura comentados en la sección 3.5 donde la flexibilidad de la cimentación genera un desplazamiento elástico adicional.

Con las superestructuras apoyadas sobre neoprenos, el diseño se vuelve más sensible a los desplazamientos sísmicos en comparación con las conexiones monolíticas a las subestructuras. Por otro lado, en sismos grandes, existen aceleraciones verticales que pueden exceder 1,0 g y causar daño de los elementos estructurales y el colapso del puente.

Finalmente, otro tipo de conexión relativamente novedosa en Colombia corresponde al aislamiento de las superestructuras a través de sistemas tales como los péndulos invertidos por fricción como los de la figura 4.11 empleados en los viaductos de La Estampilla (Rentería, 2009) y los dispositivos que amortiguan el movimiento, inclusive los mismos apoyos elastoméricos que están en capacidad de disipar energía sísmica. De esta forma se reducen los desplazamientos laterales entre un 20% y un 40% en comparación con los sistemas convencionales, asegurando que las subestructuras siguen siendo elásticas en eventos sísmicos de alto periodo de retorno, garantizando que el sistema no sufrirá daño. Al aumentar la flexibilidad de la estructura, el alargamiento del periodo debe tenerse en cuenta en el espectro para determinar la aceleración alcanzada por la inclusión de estos dispositivos, analizando adicionalmente la variación en la ductilidad y localización de articulaciones plásticas para sismos grandes. Para garantizar el óptimo funcionamiento de estos sistemas, debe establecerse un sistema de inspección y mantenimiento rutinario en zonas accesibles para tal fin.



Figura 4.11. Aislamiento tipo péndulo invertido (Tomado de AIS, 2009)

4.5. CONEXIÓN ENTRE SUPERESTRUCTURA Y ESTRIBO

Este tipo de conexión tiene la particularidad de existir una interacción entre la masa de suelo tras el estribo y las cargas verticales de uso y horizontales de tipo sísmico que recaen sobre el apoyo, teniendo en cuenta que una incorrecta especificación en la cimentación de los estribos puede tener consecuencias catastróficas pues puede existir la necesidad de conformación de terraplenes voluminosos en los aproches de los puentes. La selección de una conexión adecuada dependerá del tipo de suelo, el tamaño de la superestructura, los desplazamientos esperados, entre otros.

La conexión monolítica con superestructuras implica una transferencia de momentos entre un elemento y otro, es decir que las cargas de uso del tablero se transfieren al estribo y las cargas laterales del empuje de suelos también se transfieren a la superestructura, situación que puede ser determinante para estribos altos y luces cortas. Es por esto que esta

conexión es recomendable para puentes que tengan hasta dos luces y eventualmente para puentes largos. Teniendo en cuenta que la rigidez de los estribos es más alta que la de las pilas centrales, es común asignarle resistencia sísmica a estos apoyos extremos de los puentes, diseñando las columnas a carga vertical, teniendo cuidado en la formación de articulaciones plásticas en las partes alta y baja de estos elementos verticales.

En los casos en que la superestructura se apoya sobre elastómeros dispuestos sobre el estribo, se tiene un excelente control de las deformaciones causadas por temperatura y contracción del concreto. El análisis sísmico longitudinal proporcionará una alta rigidez por la sección del estribo, mientras en el sentido transversal la rigidez puede controlarse con las dimensiones de los neoprenos. En los movimientos sísmicos, las superficies verticales de la cara externa del tablero y la parte superior del estribo pueden entrar en contacto y transferir las cargas sísmicas longitudinales al estribo, causando esfuerzos cortantes y momentos en este elemento. Por lo anterior, existen especificaciones de amplias separaciones entre estas superficies para evitar el contacto en eventos sísmicos determinados, pero para que no se note esta brecha en la superficie con el paso de los vehículos, se disponen de unas placas delgadas en la parte superior a una escasa separación para que funcionen como fusibles, de manera que ante un movimiento longitudinal estas placas fallen y posteriormente puedan repararse de un forma sencilla, económica y eficiente. Similar al caso anterior, pueden disponerse dispositivos de aislamiento sísmico entre la superestructura y el estribo, de manera que haya disipación de energía con este sistema, reduciendo las fuerzas que llegan a los apoyos.

La respuesta sísmica lateral de estos estribos tiene una particular importancia. Algunos estribos forman cajones para la conformación de los llenos en los enfoques, disponiendo de un par de caras laterales paralelas que confinan el suelo y una cara perpendicular a éstas que separa el enfoque de la superestructura, conformando el estribo y puede observarse que en una aceleración transversal las aletas trabajarán a una flexión adicional a los esfuerzos causados por el empuje lateral del lleno del enfoque, con un incremento de esfuerzos en las esquinas con la cara perpendicular. Situación similar ocurre con la inclusión de contrafuertes en los estribos, donde los elementos transversales a la cara principal serán sometidos a esfuerzos de flexión en las dos direcciones principales.

Las llaves de cortante dispuestas para el control del movimiento en el sentido transversal son exitosas para puentes de una o dos luces pequeñas; sin embargo, para puentes con luces grandes la demanda de esfuerzos para sismos moderados puede ser tan alta que debe contemplarse en el diseño como un fusible que limite el desplazamiento del estribo hasta causar la falla de la llave.

Otro aspecto causado por los sismos son los deslizamientos ocurridos en la masa de suelo de los enfoques en la parte trasera de los estribos. Aunque existen métodos para estimar los

efectos sísmicos que aumentan los empujes horizontales de la masa de suelo, como el método Mononobe-Okabe (AIS, 1998), se han encontrado que existen grietas y asentamientos en los apoyos, situación que dificulta el acceso a los puentes luego de un evento sísmico.

4.6. CONFIGURACIONES DE LA SUBESTRUCTURA



Figura 4.12. Subestructura de una sola columna conectada de forma monolítica con la superestructura

Aunque ya se ha comentado ampliamente las diferentes variedades de subestructura según su relación con algunas restricciones técnicas en los puentes, en este aparte se anotan las particularidades desde el punto de vista sísmico de las más típicas configuraciones estructurales de los sistemas de columnas.

En las subestructuras formadas por una sola columna en el sentido transversal con conexiones monolíticas a la superestructura, como los de la Figura 4.12, los requerimientos de ductilidad en dirección longitudinal y transversal serán idénticos y las respuestas sísmicas serán diferentes, induciendo altos esfuerzos a las columnas y a la fundación. Se presenta un comportamiento eficiente cuando la superestructura es discontinua a través de apoyos elastoméricos, como se aprecia en la Figura 4.13, pues la respuesta sísmica es similar tanto en el sentido longitudinal como transversal, generando articulaciones plásticas que son fáciles de identificar y cuantificar.

Cuando existe un pórtico de dos o más columnas que conforman la subestructura con unas vigas de rigidez tanto en la parte superior como en parte inferior de la cimentación, a pesar

de que se absorbe mayor energía por fuerzas laterales, se obtienen respuestas sísmicas similares para conexiones monolíticas con la superestructura ante cargas laterales y longitudinales, reduciéndose los momentos a lo largo de las columnas si se especifica que la base sea continua con la cimentación.

Cuando las uniones se diseñan articuladas en la viga de enlace inferior, los esfuerzos de flexión no se transmiten a la cimentación, siendo esta una situación que no puede considerarse si las subestructuras son de columnas individuales porque sería un sistema inestable. El grado de redundancia es un factor determinante en un sistema sismo resistente, toda vez que las articulaciones plásticas no serán simultáneas por la variación de las cargas axiales y las rigideces que se degradan en el pórtico, siendo éstas más complejas de predecir al formar el mecanismo de falla, además de reducirse los desplazamientos laterales. Cuando la conexión con la superestructura es a través de elastómeros, los esfuerzos longitudinales son superiores a los transversales. El tipo de conexión con la cimentación puede ser continua o articulada luego de garantizar un sistema estable, como ya se mencionó, pues puede ser determinante especificar que los esfuerzos de flexión se transmitan a la cimentación.



Figura 4.13. Subestructura de una sola columna transversalmente conectada con apoyos de neopreno a la superestructura

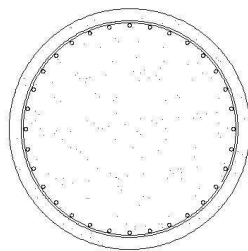
En puentes muy elevados respecto al terreno de cimentación, es necesario disponer subestructuras que no tengan problemas de esbeltez, recurriendo a un sistema estructural formado por una serie de columnas que conforman un pórtico en dos o más dimensiones verticales, preferiblemente perpendiculares, logrando que las columnas puedan estar arriostradas entre sí para evitar el pandeo local y que se mejore la redundancia del sistema. De esta forma se suministra una rigidez y una resistencia igual en las direcciones longitudinal y transversal.



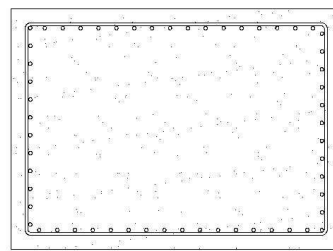
Figura 4.14. Subestructuras de una sola columna y un pórtico de dos columnas, respectivamente, en una misma estructura.

4.7. SECCIONES DE LAS COLUMNAS DE LA SUBESTRUCTURA

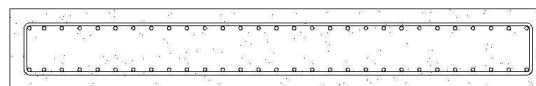
Las secciones de columnas circulares o polígonos equiláteros de tantos lados que asemejen un círculo es la opción más típica, conteniendo el refuerzo longitudinal en espirales o estribos cerrados, siendo ésta una sección eficiente, económica y de fácil construcción. Ver Figura 4.15 (a).



(a) Sección Circular



(b) Sección Rectangular



(c) Sección Tipo Pantalla

Figura 4.15. Secciones Típicas Macizas para Columnas de Subestructuras

Las secciones cuadradas, y más aún las rectangulares o alargadas en una proporción que no supere el doble, presentan cierta deficiencia toda vez que el confinamiento del núcleo no es homogéneo en todo el perímetro de la sección, llevando ésto a disponer estribos suplementarios para que la barras queden correctamente restringidas a un pandeo local por exceso de compresiones en una de las caras o esquinas. Ver Figura 4.15 (b). En estos casos, no es tan viable constructivamente la colocación de estribos en espiral, por lo que se usan estribos cerrados que recorren todo el perímetro del núcleo o algunos que hacen un confinamiento parcial, incluyendo adicionalmente los estribos suplementarios ya mencionados.

Para los sistemas estructurales en los que la respuesta longitudinal está dada por las restricciones en los estribos extremos, es necesario especificar una mayor rigidez en el sentido transversal, recurriendo en algunos casos a columnas rectangulares como tipo pantalla dispuestas transversalmente. Ver Figura 4.15 (c).

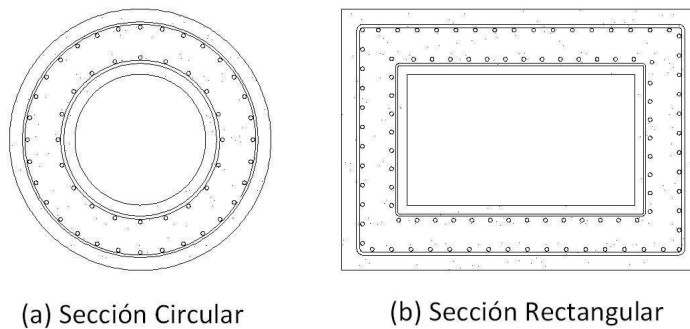


Figura 4.16. Secciones Típicas Huecas para Columnas de Subestructuras

Otro tipo de columna común en los puentes es la sección hueca como se observa en las Figuras 4.16 (a) y 4.16 (b). En términos generales, en puentes de grandes luces que transfieren esfuerzos a la subestructura y se requiere de secciones resistentes a flexión bastante voluminosas que tengan una inercia competente. En estos casos, el uso de secciones aligeradas es eficiente estructuralmente debido a que, para condiciones de rigidez y resistencia de los elementos prácticamente iguales a los de un elemento macizo, se logra una considerable reducción de la masa de la estructura que, además de representar una sobrecarga por peso propio, es proporcional a la magnitud de la fuerza lateral por efectos de la aceleración sísmica. Para grandes esfuerzos de flexión, las fibras a compresión pueden perder el recubrimiento en el exterior o hacia el interior del elemento como una implosión, siendo en estos casos la sección circular la óptima por el efecto arco que se forma en el tabique. Constructivamente es más laborioso por requerir más formaletería para el mismo elemento estructural, siendo necesario muchas veces disponer dos capas de refuerzo en unos tabiques que son de poco espesor con una colocación de estribos más detallada.

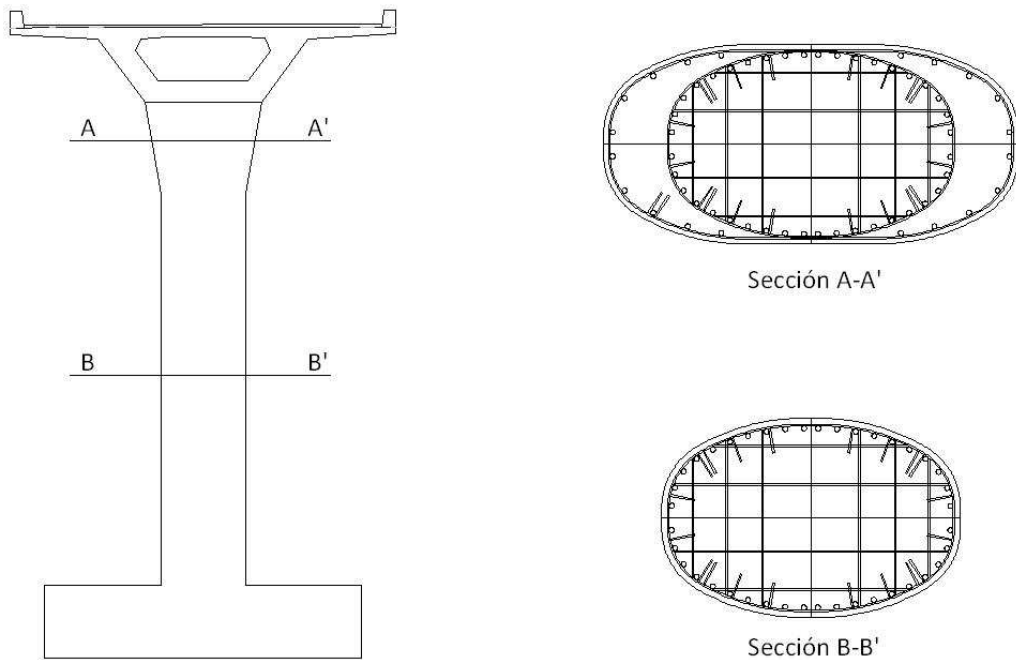


Figura 4.17. Secciones de una Columna ampliada en la parte superior

En la parte superior de muchas subestructuras puede identificarse que se aumenta su sección para mayor eficiencia al recibir las cargas verticales aumentando su ancho y para aumentar la resistencia en los nudos cuando las conexiones son monolíticas con la superestructura, tal como se ve en las Figuras 4.12 y 4.17. Esta configuración facilita la aparición de las articulaciones plásticas en la base de las columnas, situación que es ideal en la filosofía de desempeño sismo resistente; no obstante, para subestructuras porticadas debe tenerse en cuenta el incremento en los cortantes resistentes en los extremos de los elementos por el aumento de la capacidad a flexión en las columnas. Constructivamente, puede resultar complejo darle la forma a las barras longitudinales, que generalmente son de diámetros importantes, para que adquieran la curva que se le da a la formaleta de manera que perimetralmente se disponga de refuerzo; es por eso que se acostumbra disponer barras de menor diámetro en estos sitios, dándole continuidad al refuerzo longitudinal de manera vertical y colocando otras barras auxiliares que atenderán los esfuerzos a que haya lugar.

4.8. SISTEMA DE CIMENTACIÓN DE LA SUBESTRUCTURA

Además de todas las consideraciones típicas del diseño de una cimentación por efectos de la carga vertical y de la topografía del sitio, que influyen directamente en los análisis de estabilidad que se hagan en la ladera donde es necesario emplazar el puente, existen

factores desde el punto de vista sísmico que son decisivos para escoger el tipo de cimentación que recibirá las cargas de la subestructura.

La cimentación superficial sobre suelo firme con condiciones geotécnicas típicas de una roca es la más económica y la más sencilla de construir. Una zapata que distribuya los esfuerzos a través de una superficie amplia y rígida demarca claramente la localización de la zona de plastificación por encima de la cimentación, disipando los esfuerzos de flexión por empujes laterales en uno de los costados de la zapata, aumentando las presiones en el suelo por causa del sismo en una manera no uniforme comparativamente con las cargas verticales, llevando a casos en que es necesario aumentar las dimensiones de la cimentación por esta causa para que los esfuerzos no superen la capacidad admisible del suelo. Aunque el cortante es resistido únicamente por la fricción entre el concreto y el material bajo la cimentación y por el empuje pasivo en la cara vertical en contacto con el suelo por el empuje horizontal, puede mejorarse esta situación si se construye una zapata que tenga contacto con bloques de reacción lateralmente.

La cimentación en pilas es la más común, pero su método constructivo varía según el tipo de suelo y la accesibilidad a diversas tecnologías debido a que las pilas pueden ser excavadas y vaciadas en el sitio o pueden ser prefabricadas e hincadas en el suelo. A menos que se construya una subestructura con una rigidez menor a la de la pila, cabe la posibilidad de que la longitud de plastificación se ubique en la zona enterrada, siendo ésta una limitante para la verificación del desempeño estructural luego de un evento sísmico, mediante la inspección post-sismo, pues el máximo esfuerzo por flexión puede presentarse hacia parte inferior del elemento, siendo esta zona más alargada debido a la variación gradual de los esfuerzos en la pila. Otra situación que debe contemplarse en este tipo de cimentaciones es que la altura de la subestructura como tal no corresponde al tramo del elemento que tiene la superficie expuesta pues el suelo puede generar una reacción horizontal que varía en profundidad y causaría la relocalización del punto que define la altura respecto al centro de masas, ocurriendo rotaciones en la pila dentro del suelo. Aunque los efectos de interacción suelo estructura comentados en la sección 3.5 explican una respuesta elástica, existen esfuerzos locales por flexión que pueden aumentar el límite de fluencia de la pila enterrada.

La otra cimentación profunda común es un sistema de pilas o pilotes conectados en la parte superior por un dado en concreto, sitio donde se apoya la subestructura del puente. De esta forma se genera un importante cambio de rigidez entre las cimentaciones y las columnas que demarca una zona de plastificación que se ubica en la subestructura, es decir en una zona explorable fácilmente luego de un evento sísmico. Las pilas pueden trabajar por punta o fricción como es habitual, pero la conformación del dado mejora las propiedades de la cimentación.

4.9. INTRODUCCIÓN AL DISEÑO SÍSMICO DE PUENTES

Cuando un sismo llega a la estructura, se producen unas aceleraciones que se localizan en las grandes concentraciones de masa, generando fuerzas y esfuerzos que concentran el daño en sitios puntuales de algunos elementos estructurales. Ésta es una marcada diferencia entre el desempeño sísmico de una estructura de edificación y una estructura de un puente: las edificaciones pueden tener tantos elementos estructurales que el daño no será necesariamente catastrófico o al menos tiene mucha más oportunidad de disipar energía sísmica comparativamente con los puentes que tienen muchos menos elementos estructurales para soportar las fuerzas horizontales teniendo en cuenta que la funcionalidad de estas estructuras hace que sean típicamente esbeltas y alargadas para cruzar valles o vías en la mayoría de los casos. Los puentes son entonces estructuras con mucha menos redundancia en el sistema estructural, en donde la falla de un solo elemento estructural o conexión aumenta las posibilidades de un colapso respecto a una edificación. Este aspecto simplifica el diseño, porque el proceso brinda confianza en la respuesta sísmica del sistema; pero por otro lado el proceso de diseño se vuelve sensible a los errores involuntarios (Piña, 2007).

En el diseño sismo resistente de las estructuras de los puentes es importante que se tenga una configuración estructural lo más sencilla posible para que su análisis sea fácilmente concebible y se puedan predecir las implicaciones de las fuerzas sísmicas en los puentes, identificando la forma en que se producirá la disipación de energía debida al sismo. Sin embargo, como puede observarse en cualquier lugar del mundo, conseguir que los puentes sean regulares es una utopía pues estas estructuras solo hacen parte de un diseño vial relativamente complejo donde se dejan estos pasos viales con curvas horizontales pronunciadas y con un desarrollo de peraltes en estas curvas que comprometen más la estabilidad del sistema. La figura 4.4 es un típico caso del diseño de un puente vehicular consecuente con un diseño vial, donde se mejora el alineamiento horizontal de la vía con una curva de mayor radio, forzando al puente a que sea necesariamente irregular.

El sistema sismo resistente de los puentes es responsabilidad de la subestructura formada por las pilas y columnas del puente que son el apoyo de la superestructura. El diseño sismo resistente de los puentes consiste precisamente en limitar la capacidad de respuesta lateral del puente a la capacidad de la subestructura, formándose zonas donde se degrada la rigidez y se va reduciendo la continuidad estructural de un elemento a otro. El incremento en la energía sísmica en el sistema estructural causa que se supere el límite de fluencia del acero en la sección de los elementos de la subestructura, situación que trae como consecuencia la aparición de las articulaciones plásticas y es común, para el caso de los puentes, que estas articulaciones se desarrollen en las columnas y no en las vigas de la subestructura o de la superestructura, que es lo esperado en las edificaciones comunes. En las Figuras 4.18, 4.19 y 4.20 se muestran las posibles localizaciones de las articulaciones

plásticas en las subestructuras que son determinantes en el desempeño sismo resistente de los puentes (Priestely, 1996).

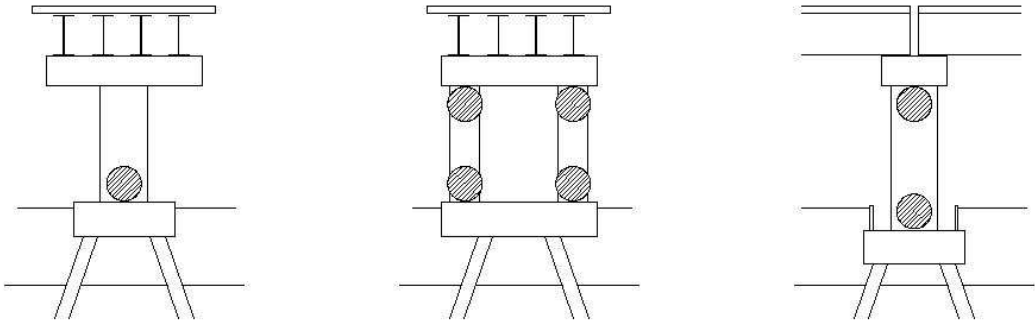


Figura 4.18. Formación ideal de articulaciones plásticas en puentes

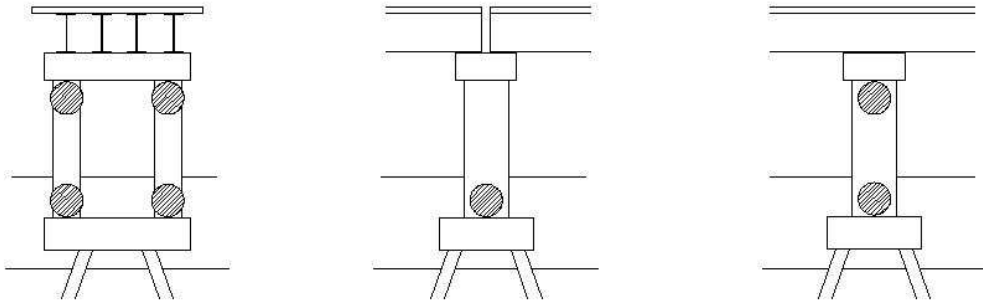


Figura 4.19. Formación poco deseable de articulaciones plásticas en puentes

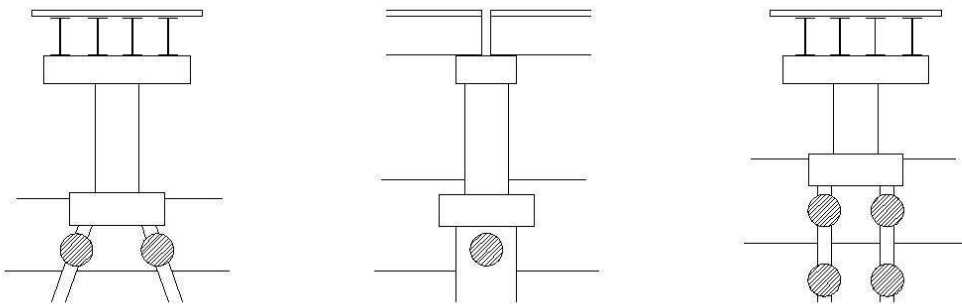


Figura 4.20. Formación indeseable de articulaciones plásticas en puentes

Puede observarse que la aparición de las articulaciones plásticas en zonas semienterradas y enterradas son las conformaciones menos deseables, debido a que, en el mejor de los casos, se dificulta las labores de inspección visual del desempeño sismo resistente del puente.

Por otro lado, el diseño estructural de los puentes ante cargas verticales hace que las vigas tengan una inercia comparativamente mayor que las columnas, logrando que sean más rígidas y resistentes, con secciones que, por ser vigas postensadas o losas atirantadas en casos de luces grandes, tienen una ductilidad despreciable. Además, por razones de flujo plástico y deformaciones en las losas de concreto del tablero y por el trazado de las líneas de influencia, se acostumbra a generar una discontinuidad de la superestructura con el conjunto de elementos que llevan las cargas verticales a la cimentación.

Consecuentemente, la superestructura se diseña para soportar las cargas gravitatorias de servicio elásticamente y en aplicaciones sísmicas el diseño se limita a que las vigas sean un simple amarre elástico del sistema sismo resistente al conectarse con todas las subestructuras del puente.

5. PROCEDIMIENTO

Para la aplicación del método propuesto en esta investigación, el procedimiento a seguir debe comenzar con un prediseño de la estructura que tenga una clara especificación de:

- Definición de las propiedades de los materiales de la estructura, tales como f'_c y f_y , según las curvas esfuerzo-deformación de los mismos.
- Definición de las propiedades geométricas, es decir las dimensiones de los elementos estructurales y la disposición del refuerzo dentro de la sección.
- Cargas verticales.
- El espectro local de aceleraciones para diseño.

Con esta información, se propone el siguiente procedimiento:

1. Se determina la carga axial que le corresponde a la columna o pila que deseé 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 φ_y y el momento M_y correspondientes a la fluencia del acero y la curvatura φ_u y el momento M_u correspondientes al agotamiento de la sección. Se recuerda que para las aplicaciones de esta investigación en particular, el estado límite de agotamiento de la sección corresponde a la deformación máxima de la fibra extrema a compresión, es decir hasta que se alcance una deformación a compresión de 0,003; no obstante, el estado límite de agotamiento de la sección puede ser otro tal que no necesariamente llegue al colapso a criterio del diseñador.
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 L_p :

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

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, donde $C_e = 1/3$ y $C_i = 1$, se calculan los desplazamientos de fluencia Δ_y y último Δ_u con las siguientes expresiones:

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

5. Con el momento de fluencia M_y , se calcula la aceleración asociada a la fluencia de la sección S_{ay} , dependiendo de la altura H y del peso W :

$$S_{ay} = \frac{M_y}{WH} \quad (5.1)$$

6. Con la aceleración S_{ay} y el desplazamiento de fluencia Δ_y , se calcula el periodo T_e con el cual se alcanza la fluencia del acero:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta_y}{gS_{ay}}} \quad (5.2)$$

7. Este periodo T_e se lee en el espectro de diseño local inelástico o reducido, y se obtiene la aceleración asociada al periodo donde se obtiene la fluencia S_{ai} .
8. Si ésta es la aceleración que alcanza la estructura según el espectro de diseño inelástico, puede calcularse el momento M_e que se alcanzaría físicamente en la estructura, tal y como se procede en el proceso de diseño convencional:

$$M_e = S_{ai}WH \quad (5.3)$$

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

$$M_{max} = M_e + W(\Delta_{u.ISE}) \quad (5.4)$$

10. Este momento M_{max} debe compararse con el momento último M_u obtenido del diagrama M- ϕ , de manera que se garantice que los efectos físicos posibles locales, incluyendo el efecto P- Δ , no superan esta capacidad de resistencia:

$$M_u \geq M_{max} \quad (5.5)$$

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 este procedimiento nuevamente desde el paso N°2. Por el contrario, si la capacidad resistente es considerablemente superior a la demanda, puede reducirse una de las propiedades con objetivos de optimización del diseño definitivo. Este proceso es

iterativo y debe realizarse garantizando la falla en el rango plástico al menor costo. Lo dispendioso de encontrar una solución óptima aumentará con el tamaño del puente

Finalmente, se dejan tres apreciaciones para el proceso de diseño por desplazamientos, que bien pueden no tomarse en cuenta dentro del método propuesto:

- En lo que respecta al espectro de la demanda sísmica, puede emplearse el espectro elástico que tiene mayores aceleraciones o el espectro reducido, que se afecta por el coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica, teniendo en cuenta que el análisis estructural que determina la capacidad lleva hasta niveles de comportamiento inelástico del material en la sección de concreto reforzado.
- Considerar los efectos P- Δ es una recomendación racional, toda vez que al incluirlos se reduce una importante incertidumbre relacionada con el diseño inelástico de las columnas esbeltas típicas en subestructuras de puentes de altura considerable con una sección transversal optimizada.
- Por el tamaño de la cimentación de los puentes, de manera típica, los efectos de ISE pueden ser decisivos en el desempeño inelástico sismo resistente de estas estructuras. Aunque el aumento del periodo de la estructura puede reducir las aceleraciones si se encuentra en la parte descendente del espectro, inclusive hasta considerando los efectos del amortiguamiento que igualmente pueden reducir las aceleraciones espectrales, debe tenerse en cuenta que siempre existe una reducción de la ductilidad global y un aumento de los desplazamientos. Al igual que los efectos P- Δ , considerar los efectos ISE representa una reducción de la incertidumbre en el proceso de diseño pues se considera el efecto de la flexibilidad de la cimentación, sea superficial o profunda, y se tiene en cuenta el impacto de las características geotécnicas del suelo de cimentación del puente.

6. APLICACIONES DE CASOS REALES

Con el objetivo de brindar claridad en la aplicabilidad de la metodología presentada en esta investigación, se incluyen los dos casos planteados en el alcance del objeto, es decir una que corresponde a un rediseño de un puente y otra que corresponde a un análisis de vulnerabilidad sísmica de un puente existente.

Los casos analizados son:

- Verificación del diseño existente en la Secretaría de Obras Públicas de la Alcaldía de Medellín para la construcción de un viaducto peatonal en concreto reforzado que se emplea en zonas de alta pendiente donde la sección pública está definida por senderos peatonales.

Se pretende aplicar este método basado en desplazamientos para identificar si el diseño existente para este viaducto tiene un buen comportamiento sismo resistente, dadas las condiciones locales de la zona, motivo por el cual es necesario emplear la envolvente de todos los espectros de diseño definidos en la Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Medellín.

De esta forma se busca mejorar el comportamiento sismo resistente del viaducto, en caso que mostrara deficiencias con el análisis u optimizar el diseño estructural en caso que el diseño supere considerablemente la demanda sísmica para, de esta forma, reducir los costos en la construcción.

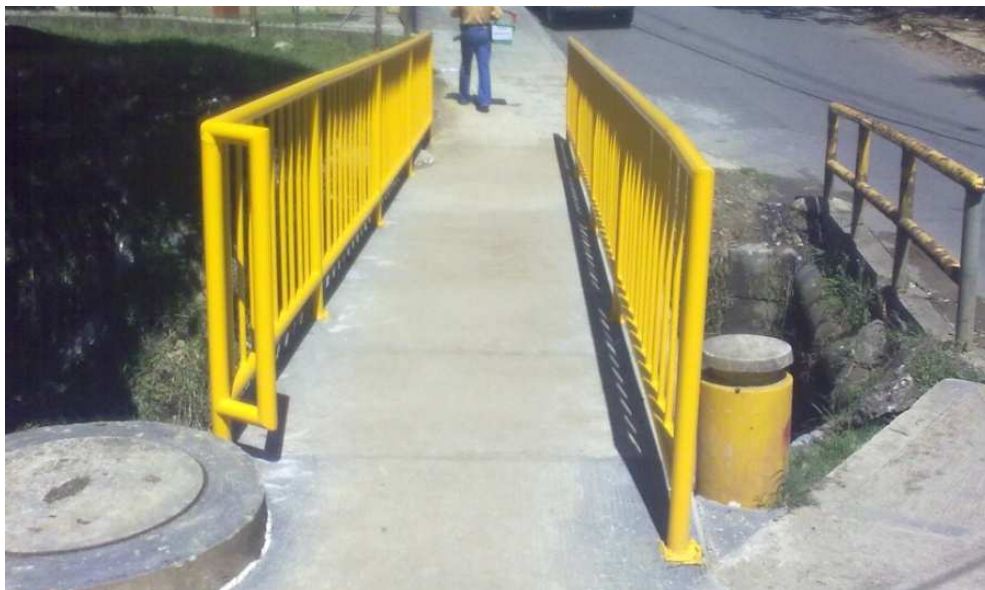
- Para el puente vehicular de la calle 44 (Avenida San Juan) sobre el río Medellín se desea realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica por tratarse de un puente existente. En este caso particular se emplea la demanda sísmica definida por el CCDSP empleando los espectros inelásticos por ser un caso tan puntual de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica. Respecto a la capacidad, se tienen en cuenta los resultados de algunos ensayos semidestructivos que proporcionan información importante respecto a las propiedades mecánicas de los materiales de la subestructura del puente

6.1. APLICACIÓN PARA EL VIADUCTO PEATONAL TÍPICO DE LA SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS DEL MUNICIPIO DE MEDELLÍN

Se desea realizar un análisis aplicando la metodología propuesta en esta investigación al diseño de un viaducto típico empleado en la Secretaría de Obras Públicas para brindar continuidad peatonal en zonas de alta pendiente con ciertas restricciones geotécnicas, topográficas y de movilidad local.



Figuras 6.1 y 6.2. Fotografías del viaducto peatonal





Figuras 6.3 y 6.4. Fotografías del viaducto peatonal



Este diseño típico ha sido materializado en muchos barrios de la ciudad de Medellín, con gran éxito principalmente en zonas donde no existen vías y son los andenes y senderos peatonales los que representan la sección de uso público. A continuación se muestra el detalle estructural en la figura 6.5:

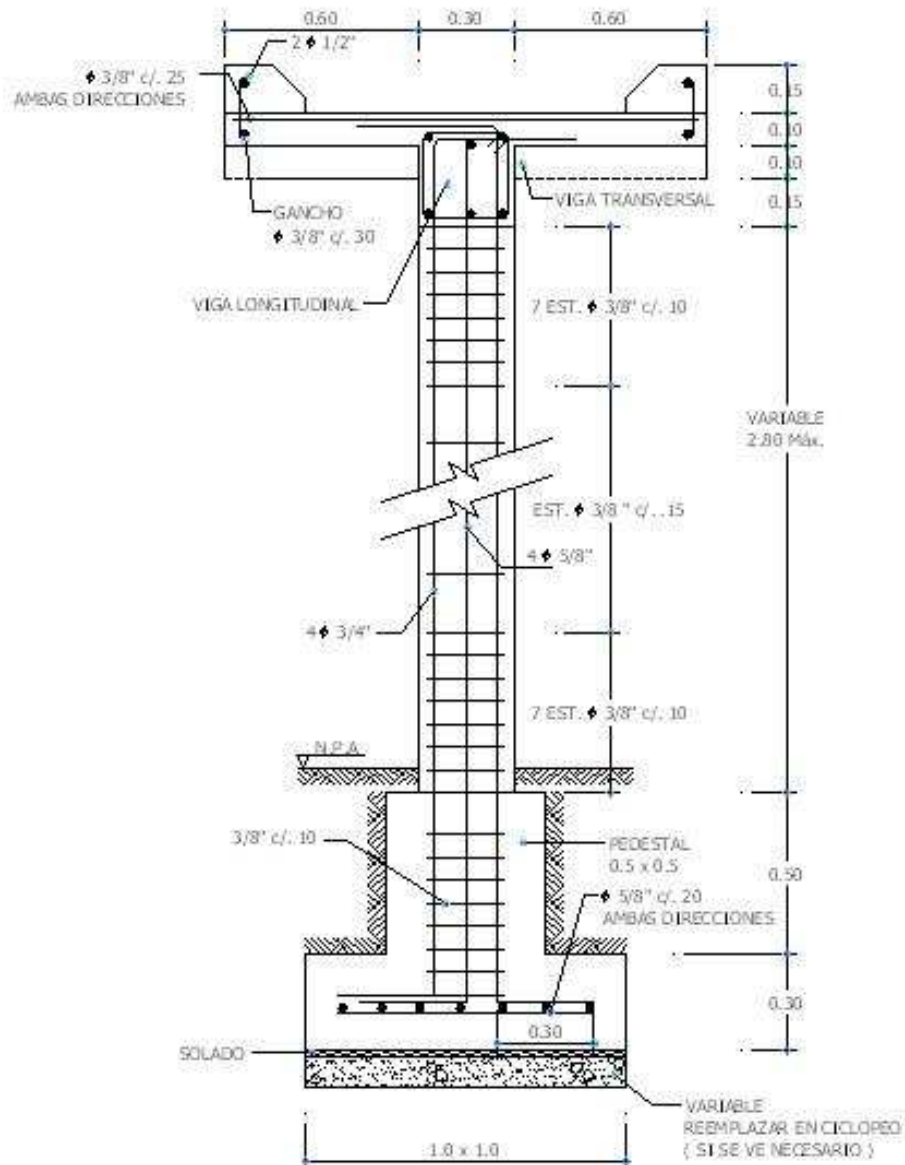


Figura 6.5. Alzado de la columna del viaducto peatonal con detalle estructural.

Este viaducto tiene una geometría muy definida desde el punto de vista arquitectónico y urbanístico pues su forma corresponde a unos requerimientos del Manual del Espacio Público establecidos por el Departamento Administrativo de Planeación de la Alcaldía de Medellín. Desde el punto de vista estructural, este viaducto cuenta con un diseño típico que se ha considerado adaptable a todos los sectores de la ciudad que lo requieran.

Se pretende, entonces, aplicar este método basado en desplazamientos para identificar si el diseño existente para este viaducto tiene un buen comportamiento sismo resistente dadas las condiciones locales de la zona, motivo por el cual es necesario emplear la envolvente de

todos los espectros de diseño definidos en la Microzonificación Sísmica de la Ciudad de Medellín (Municipio de Medellín, 1999).

Respecto a las propiedades mecánicas de la sección, las especificaciones técnicas de los materiales del viaducto son $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ para el concreto y $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ para el acero. Geométricamente, la separación máxima especificada entre columnas es de 5 m, lo que genera unas cargas axiales debidas a la estructura de 3,45 t para las columnas intermedias y de 1,72 t para las columnas externas.

En la Figura 6.5 puede observarse que la columna tiene una sección, constante desde su pedestal, cuadrada de 30 cm de lado y su refuerzo longitudinal consiste en 8 varillas N°4 ($\frac{1}{2}$ ").

Con las propiedades mecánicas de los materiales de la columna, la geometría general de la subestructura y la carga axial, se puede realizar el diagrama M- ϕ de la sección mostrado en la Figura 6.6.

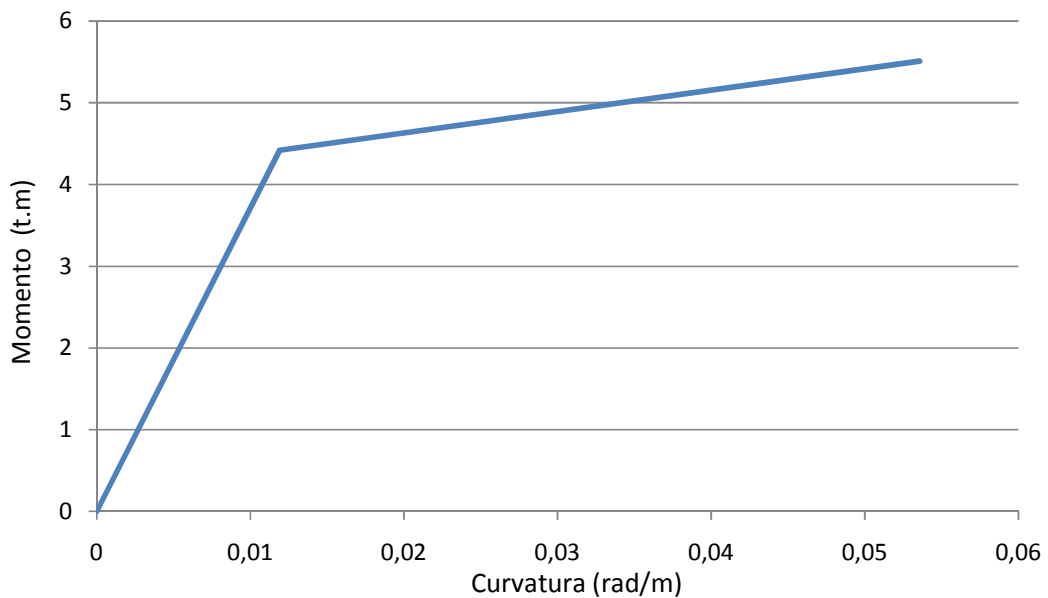


Figura 6.6. Diagrama M- ϕ de la sección de la columna interna del viaducto.

De este diagrama se extraen los siguientes datos:

- $\phi_y = 1,19 \times 10^{-2} \text{ rad/m}$
- $M_y = 4,42 \text{ t.m}$
- $\phi_u = 5,36 \times 10^{-2} \text{ rad/m}$
- $M_u = 5,51 \text{ t.m}$

Con los momentos de fluencia M_y y último M_u y la altura del viaducto H se obtiene la longitud de plastificación de la columna L_p :

$$L_p = H \left(1 - \frac{M_y}{M_u} \right) = 3 \text{ m} \left(1 - \frac{4,42 \text{ t.m}}{5,51 \text{ t.m}} \right) = 0,59 \text{ m}$$

Por otro lado, se puede calcular el Desplazamiento de Fluencia Δ_y :

$$\Delta_y = \varphi_y \frac{H^2}{3} \rightarrow \Delta_y = \left(1,19 \times 10^{-2} \frac{\text{rad}}{\text{m}} \right) \frac{(3 \text{ m})^2}{3} \rightarrow \Delta_y = 0,0357 \text{ m}$$

Adicionalmente, se suma el desplazamiento correspondiente a la plastificación para el cálculo del Desplazamiento Último Δ_u :

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

$$\Delta_u = 0,0357 \text{ m} + (5,36 - 1,19) 10^{-2} \frac{\text{rad}}{\text{m}} (0,59 \text{ m}) \left(3 - \frac{0,59}{2} \right) \text{ m} \rightarrow \Delta_u = 0,1025 \text{ m}$$

Con el momento de fluencia M_y , se calcula la aceleración S_{ay} asociada, dependiendo de la altura H y del peso W :

$$S_{ay} = \frac{M_y}{WH} \rightarrow S_{ay} = \frac{4,42 \text{ t.m}}{(3,45 \text{ t})(3 \text{ m})} \rightarrow S_{ay} = 0,43$$

Con la aceleración S_{ay} y el desplazamiento de fluencia, se calcula el periodo T_e con el cual se alcanza la fluencia del acero:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{\Delta_y}{g S_{ay}}} = 2\pi \sqrt{\frac{0,0357 \text{ m}}{(9,81 \text{ m/s}^2)(0,43)}} = 0,58 \text{ s}$$

Antes de continuar, es necesario convertir el espectro elástico de la envolvente de la microzonificación en uno inelástico con el coeficiente de capacidad de disipación de energía R . Para este caso en que el periodo se ubica en la parte plana del espectro, se considera válido encontrar el valor de R con el criterio de igualdad de energías, motivo por el cual se calcula previamente la ductilidad por desplazamientos μ_Δ .

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0,1025 \text{ m}}{0,0357 \text{ m}} = 2,87$$

$$R = \sqrt{2\mu_\Delta - 1} = \sqrt{2(2,87) - 1} = 2,18$$

En la Figura 6.7 pueden observarse los espectros de aceleraciones elástico e inelástico. En este último debe leerse la aceleración correspondiente al periodo encontrado

Leyendo este periodo T_e en el espectro inelástico, puede observarse que se alcanza una aceleración de $S_{ai}=0,37$.

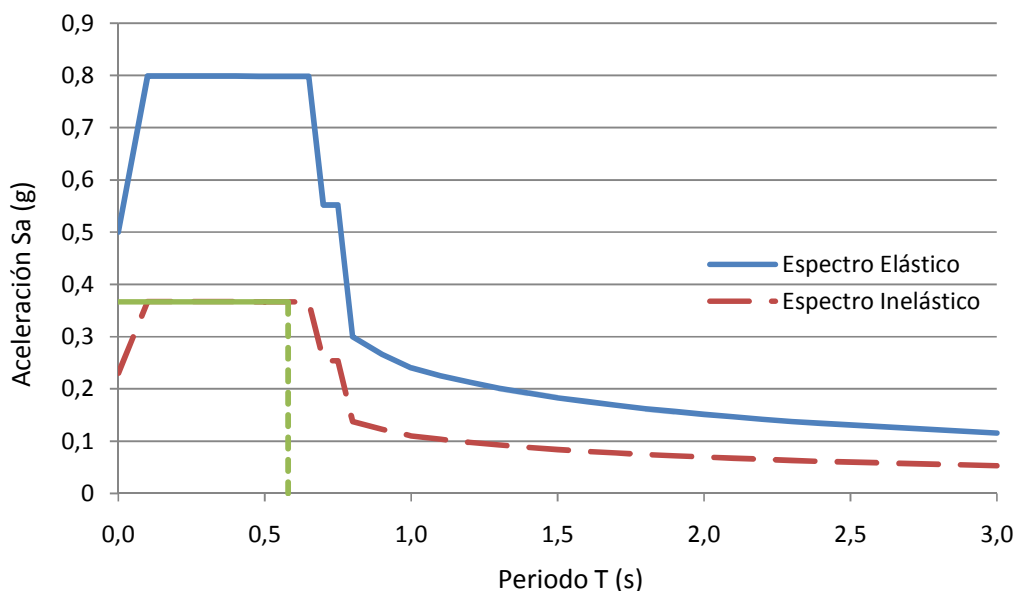


Figura 6.7. Observación del periodo en la envolvente del espectro inelástico de la microzonificación

El momento M_e correspondiente a esta aceleración S_{ai} obtenida en el espectro inelástico, que es la que se alcanzaría físicamente en la estructura, es:

$$M_e = S_{ai}WH = (0,37)(3,45 t)(3 m) = 3,80 t.m$$

Se suma el efecto P- Δ causado por la excentricidad generada por el desplazamiento lateral último Δ_u :

$$M_{max} = M_e + W(\Delta_u) = 3,80 t.m + (3,45 t)(0,1025 m) = 4,16 t.m$$

Finalmente se compara este momento M_{max} con el momento último M_u del diagrama M- ϕ , verificándose que el diseño es satisfactorio desde el punto de vista inelástico, debido a que la demanda no supera la capacidad.

$$M_u \geq M_{max}$$

$$5,51 t.m \geq 4,16 t.m$$

A manera de ilustración, se visualizan en la Figura 6.8 las gráficas push-over del viaducto en análisis sin y con efecto P- Δ . Puede verse que, para este caso, el este efecto P- Δ es importante por tratarse de una subestructura esbelta y con desplazamientos laterales que

superan el parámetro de deriva que aparece en la normativa de edificaciones (AIS, 2010), produciéndose una pérdida en la rigidez tanto en la parte elástica como en la parte inelástica, afectando la capacidad de la estructura en una proporción considerable, principalmente en el rango plástico.

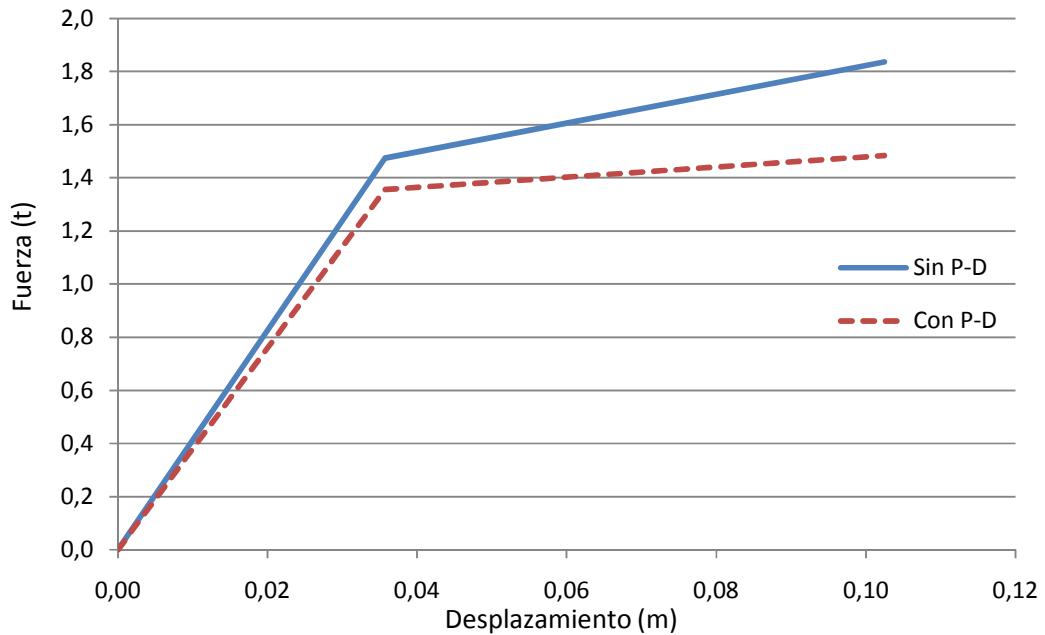


Figura 6.8. Gráficas Push Over del viaducto sin y con los efectos P-Δ

No obstante el análisis anterior, por tratarse de un viaducto peatonal especial donde existen tantas incertidumbres en el tema constructivo, por lo artesanal y rudimentario que puede llegar a ser, dada la connotación que se le ha dado en la Secretaría de Obras Públicas por ser un diseño típico para toda la ciudad, esto sin mencionar la variabilidad que tiene el sistema de cimentación del viaducto, motivo por el cual no se realizó el análisis ISE, y para efectos ilustrativos del procedimiento dispuesto en la sección 5, se realiza el mismo análisis pero considerando la estructura elástica.

Con lo anterior, leyendo en el espectro de aceleraciones elástico calculado como la envolvente de todos los espectros definidos en la Microzonificación para la ciudad de Medellín, la aceleración encontrada es $S_{ae}=0.80$, tal como puede observarse en la figura 6.9.

Se calcula ahora el momento M_e asociado a esta aceleración obtenida en el espectro S_{ae} , es decir la que se alcanzaría físicamente en la estructura:

$$M_e = S_{ae}WH = (0,8)(3,45 t)(3 m) = 8,28 t.m$$

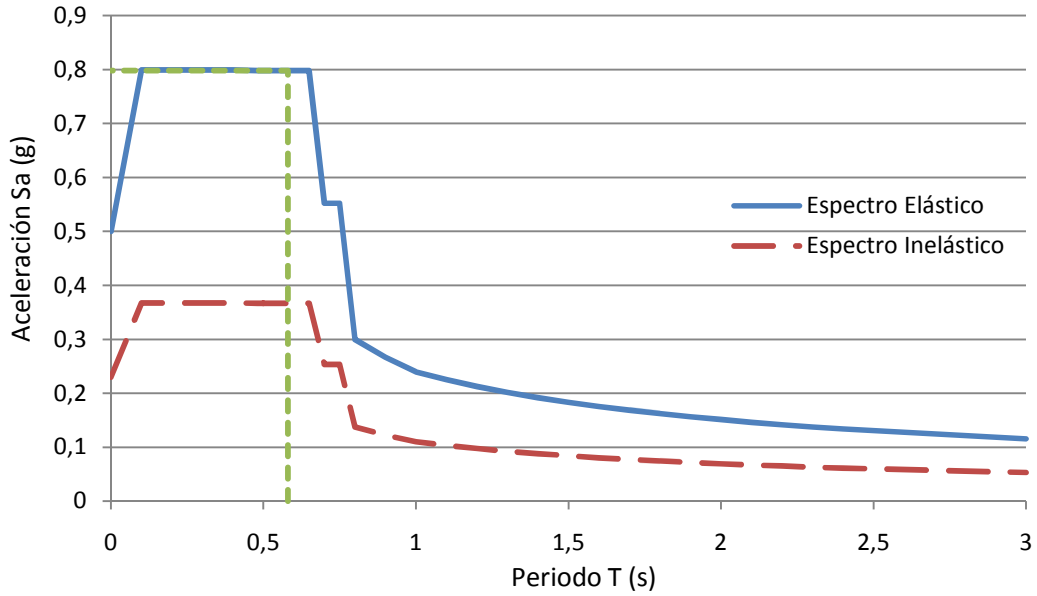


Figura 6.9. Observación del periodo en la envolvente del espectro elástico de la microzonificación

A este momento se le suma el efecto $P-\Delta$ causado por la excentricidad generada por el desplazamiento lateral elástico:

$$M_{max} = M_e + W(\Delta_y) = 8,28 \text{ t.m} + (3,45 \text{ t})(0,0357 \text{ m}) = 8,40 \text{ t.m}$$

Puede observarse que esta magnitud de momento M_{max} es bastante superior al momento último M_u obtenido del diagrama $M-\varphi$ de la sección, lo que significa que el viaducto se verá sometido a unos desplazamientos tales que generarían momentos superiores a la capacidad estructural de la columna.

$$M_u \leq M_{max}$$

$$5,51 \text{ t.m} \leq 8,40 \text{ t.m}$$

Ante esta situación, y teniendo en cuenta que la parte plana del espectro es tan amplia en la microzonificación sísmica para los periodos obtenidos con una estructura tan flexible de 30cm de lado, es necesario mejorar las propiedades mecánicas de la columna hasta que los resultados arrojados por el diagrama $M-\varphi$ sean satisfactorios en el diseño sismo resistente. Aunque otra opción puede ser aumentar la geometría de la sección, puede resultar más económico en este caso simplemente cambiar la especificación de las varillas de refuerzo longitudinal al interior de la sección, pues al aumentarse el área bruta de la columna debe cumplirse con las cuantías mínimas que superan la cantidad de refuerzo existente.

En un análisis más detallado de la misma sección cuadrada de concreto de 30 cm de lado, se presenta en la Figura 6.10 una gráfica de las magnitudes de los momentos de fluencia M_y y momentos últimos M_u para diferentes cuantías de refuerzo viables desde el punto de vista constructivo.

Las estructuras más rígidas que la analizada también estarán en la parte plana del espectro como se observa en la Figura 6.9, razón por la cual las magnitudes de la aceleración serían la mismas para las secciones con mejores propiedades mecánicas aumentando el refuerzo longitudinal.

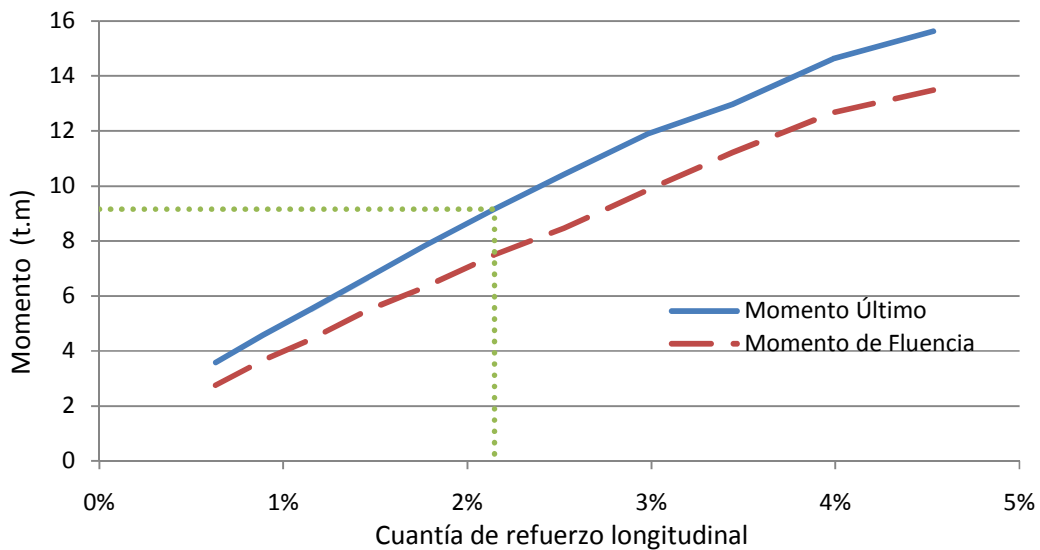


Figura 6.10. Variación de los momentos de fluencia y último para la sección de análisis para diferentes cuantías de refuerzo.

En la gráfica de la Figura 6.10 se puede observar que seleccionando la sección con un cuantía del 2,15%, correspondiente a poner 4 barras N°6 en las esquinas y 4 barras N°5 en el centro de las caras de la misma columna cuadrada de concreto de 30 cm de lado, se alcanza un momento último de 9,16 t.m que supera la máxima sollicitación sísmica calculada M_{max} , incluyendo el efectos P- Δ . No obstante esta observación, se realiza todo el análisis desde el paso N°2 teniendo en cuenta que el cambio en las curvaturas y los momentos causará modificaciones en las magnitudes en la longitud de plastificación y en los desplazamientos.

Se observa en la Figura 6.11 los diagramas M- ϕ para la columna analizada con las dos cuantías de refuerzo mencionadas de manera comparativa.

Para la cuantía de 2,15%, de este diagrama se extraen los siguientes datos:

- $\phi_y = 1,13 \times 10^{-2}$ rad/m
- $M_y = 7,51$ t.m

- $\varphi_u = 3,90 \times 10^{-2} \text{ rad/m}$
- $M_u = 9,16 \text{ t.m}$

Con estos nuevos valores de momento y de curvatura, de fluencia y último, se realiza el mismo procedimiento para el cálculo de los desplazamientos y finalmente se compara la magnitud del momento último con el máximo obtenido con el efecto P-Δ. Como se mencionó anteriormente, en este caso solo se realiza el análisis hasta el cálculo de los desplazamientos debido a que, al mejorar la capacidad de la sección, se está rigidizando la estructura y dado que el análisis previo muestra un periodo que se ubica en la parte plana del espectro, al aumentarse la rigidez se reduce el periodo, permaneciendo en la misma zona plana del espectro.

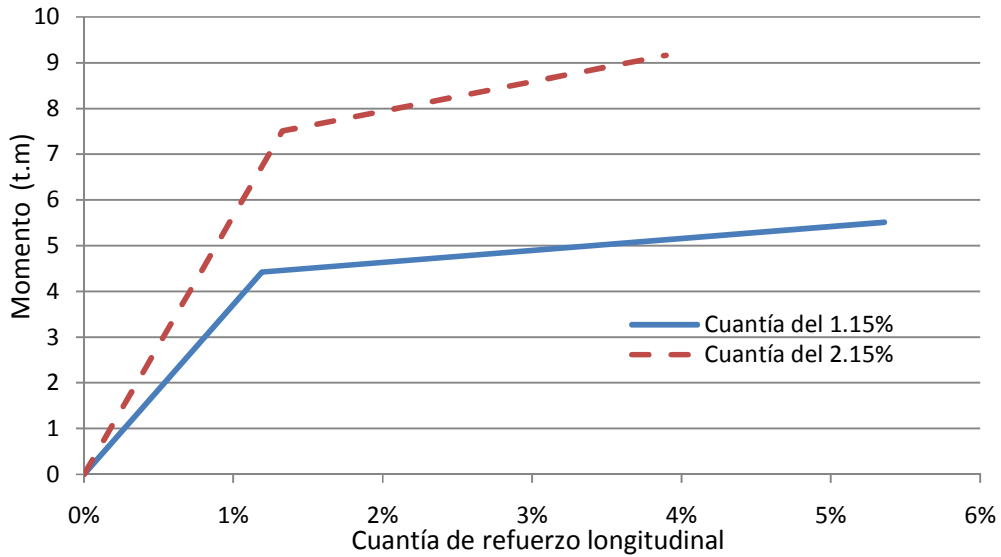


Figura 6.11: Diagramas M-φ de la sección de la columna del viaducto para las cuantías del 1,15% y del 2,15%

$$L_p = L \left(1 - \frac{M_y}{M_u} \right) = 3 \text{ m} \left(1 - \frac{7,51 \text{ t.m}}{9,16 \text{ t.m}} \right) = 0,54 \text{ m}$$

$$\Delta_y = \varphi_y \frac{H^2}{3} \rightarrow \Delta_y = \left(1,13 \times 10^{-2} \frac{\text{rad}}{\text{m}} \right) \frac{(3 \text{ m})^2}{3} \rightarrow \Delta_y = 0,0398 \text{ m}$$

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

$$\Delta_u = 0,0398 \text{ m} + (3,90 - 1,32) 10^{-2} \frac{\text{rad}}{\text{m}} (0,54 \text{ m}) \left(3 - \frac{0,54}{2} \right) \text{ m} \rightarrow \Delta_u = 0,0778 \text{ m}$$

Puede observarse que al rigidizar la columna se mejoran las propiedades mecánicas de la sección, razón por la cual se aumentan los momentos resistentes, pero adicionalmente el efecto rigidizador reduce los desplazamientos horizontales, disminuyendo el desplazamiento máximo.

Nuevamente, se consideran los efectos inelásticos P- Δ :

$$M_{max} = M_e + W(\Delta_y) = 8,28 \text{ t.m} + (3,45 \text{ t})(0,0398 \text{ m}) = 8,41 \text{ t.m}$$

Al comparar la magnitud del momento resistente último en el rango inelástico y el momento máximo posible considerando el efecto P- Δ , puede observarse que la capacidad supera la demanda, considerándose un diseño satisfactorio desde el punto de vista elástico y plástico.

$$\begin{aligned} M_u &\geq M_{max} \\ 9,16 \text{ t.m} &\geq 8.41 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Se reitera que este análisis no cuenta con los efectos ISE, pues el suelo de cimentación del viaducto es variable en cada sitio donde desee emplazarse la estructura; sin embargo, este análisis puede incluirse en aquellos casos en que se conozcan las propiedades mecánicas del suelo y el tipo de cimentación seleccionado. Por razones similares tampoco se seleccionó un espectro inelástico en este análisis tratando de buscar un diseño general conservador para toda la ciudad, siendo éste un ejemplo ilustrativo del desarrollo del método. Estos efectos ISE y de inelasticidad se incluyen en el ejemplo de la sección 6.2 donde sí existe un caso puntual de un puente con propiedades mecánicas de la subestructura identificadas y propiedades geotécnicas establecidas.

No obstante se demostró que el diseño es óptimo debido a que cumple con los requerimientos de resistencia ante cargas sísmicas y de economía, las propiedades de la ductilidad de la sección no serían satisfactorias si se revisan a la luz del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP-95 (AIS, 1995). En esta normativa se establece que el coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica R para columnas solas debe ser de 3,0 y, verificando cual sería el coeficiente correspondiente a la sección escogida, se observa que empleando la ecuación encontrada para R, teniendo en cuenta el valor tan bajo del periodo de la estructura, se obtiene que:

$$R = \sqrt{2\mu - 1} = \sqrt{2\left(\frac{7,78 \text{ cm}}{3,98 \text{ cm}}\right) - 1} = 1,70 < 3.0$$

Puede observarse que el valor de R encontrado no satisface el valor establecido en la normativa Colombiana, lo que quiere decir que la opción de reforzar la sección cuadrada de concreto de 30 cm de lado aumentando la cuantía de refuerzo longitudinal no es adecuada.

En la Figura 6.12 se muestran los valores de R para la misma sección de concreto, variando la cuantía del refuerzo longitudinal. Se aprecia que aumentar la cuantía no es la solución adecuada desde el punto de vista de la ductilidad de la sección, debido a que la cantidad de refuerzo longitudinal en la sección es inversamente proporcional al valor del coeficiente R. Nótese que ni siquiera una cuantía del 1% alcanza un valor de R igual o superior a 3,0.

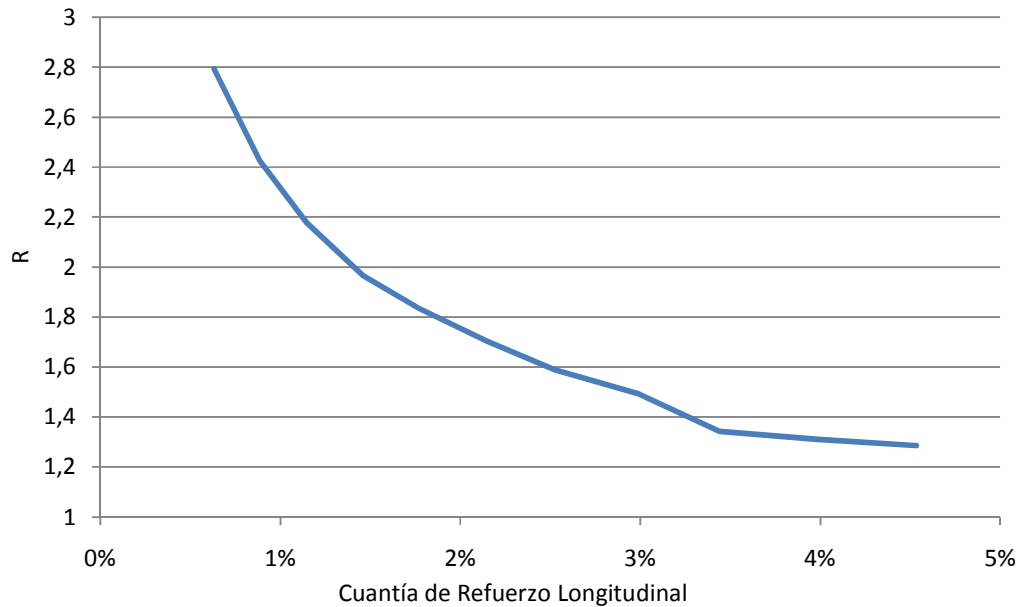


Figura 6.12. Variación del coeficiente R con diferentes cuantías de refuerzo longitudinal para la subestructura del viaducto en análisis.

Teniendo claro que aumentar el refuerzo no es la solución desde una perspectiva de ductilidad, pueden hacerse varias verificaciones aumentando una de las dimensiones de la sección de concreto hasta unas 20 veces su dimensión más pequeña, es decir una pantalla de concreto reforzado de 30 cm de lado y 6 m de longitud para la misma altura, y solo de esta forma se alcanzaría una ductilidad tal que se consigue un valor de R cercanos a 2,0. Desde el punto de vista práctico, una pantalla de 6m de ancho como cimentación de un viaducto de 1.5m de ancho es técnicamente inviable para las necesidades de esta aplicación de viaducto peatonal en las comunidades que es la razón de ser de esta propuesta. Por otro lado, los momentos resistentes alcanzados con estas pantallas de 6m de longitud son exorbitantemente grandes para las magnitudes de fuerzas que se pudieran alcanzar con las cargas sísmicas, por muy incierta que resulte su valoración.

Para concluir esta primera aplicación, se recomienda a la Secretaría de Obras Públicas modificar el refuerzo longitudinal al interior de la sección de concreto reforzado en las columnas del viaducto peatonal analizado, cambiando las 8 varillas N°4 por 4 varillas N°6 en las esquinas y 4 varillas restantes N°5 en el centro de las caras de la columna, tal como se

observa en la Figura 6.13. Este análisis realizado demuestra que es responsable desde el punto de vista de la capacidad estructural de las columnas del viaducto ante la demanda sísmica de la ciudad de Medellín, mas no cumple con los requerimientos de ductilidad establecidos en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes.

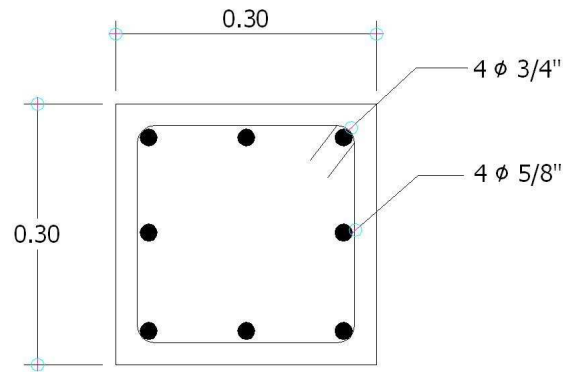


Figura 6.13. Propuesta de la sección de la columna para la Secretaría de Obras Públicas

6.2. APLICACIÓN PARA EL PUENTE VEHICULAR DE LA AVENIDA SAN JUAN (CALLE 44) SOBRE EL RÍO MEDELLÍN

Para el puente vehicular de la calle 44 (Avenida San Juan) sobre el río Medellín se desea realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica, por tratarse de un puente existente, aplicando la metodología propuesta en esta investigación.

Este puente se considera importante por ser parte de la red vial nacional de Colombia y es bastante estratégico desde el punto de vista de la región metropolitana y municipal debido a que permite conectar los costados oriente y occidente del Valle de Aburrá sorteando el río Medellín desde el centro de la ciudad, permitiendo la movilidad para vehículos y peatones, como se ve en la Figura 6.14.

El puente está constituido por dos estructuras paralelas. Son dos puentes independientes, calzada Norte y calzada Sur, cada uno con cuatro carriles de circulación vehicular con una sección transversal total de 16,75 m, los cuales se encuentran conformados por luces laterales y con luces suspendidas en la zona central de la estructura.



Figura 6.14. Localización del puente vehicular de la avenida San Juan sobre el Río Medellín

La sección transversal típica del puente, correspondiente a las luces laterales, es un cajón con diez tabiques de longitud variable y con apoyos intermedios en cuatro columnas y en los

estribos ubicados en los extremos. Ésta superestructura es un tablero de sección constante con espesor del alma de los tabiques de 0,15 m y el espesor de la losas superior e inferior es de 0,15 m.

La sección típica de las luces suspendidas, en la zona central de cada puente, está conformada por cinco vigas pos-tensionadas de sección en I, con unas luces de 26 m, apoyadas en los voladizos de las luces laterales.

La subestructura de cada uno de los puentes consta de seis columnas de sección hexagonal apoyadas en pilas. Las columnas tienen un ancho que varía en altura de 4,80 m en la parte inferior a 7,50 m aproximadamente en la parte superior. Las columnas de los extremos se encuentran soportadas por pilas (ejes 1 y 4, para los dos puentes) con sección rectangular de 5,0 m x 0,9 m. Las columnas centrales se encuentran soportadas por pilas (ejes 2 y 3, para los dos puentes) con sección circular de 6 m de diámetro en la zona inferior y rectangular de 4,8 m x 0,9 m en la zona superior. Las alturas de las columnas y pilas varían de acuerdo con su ubicación como se ve en la Figura 6.15.

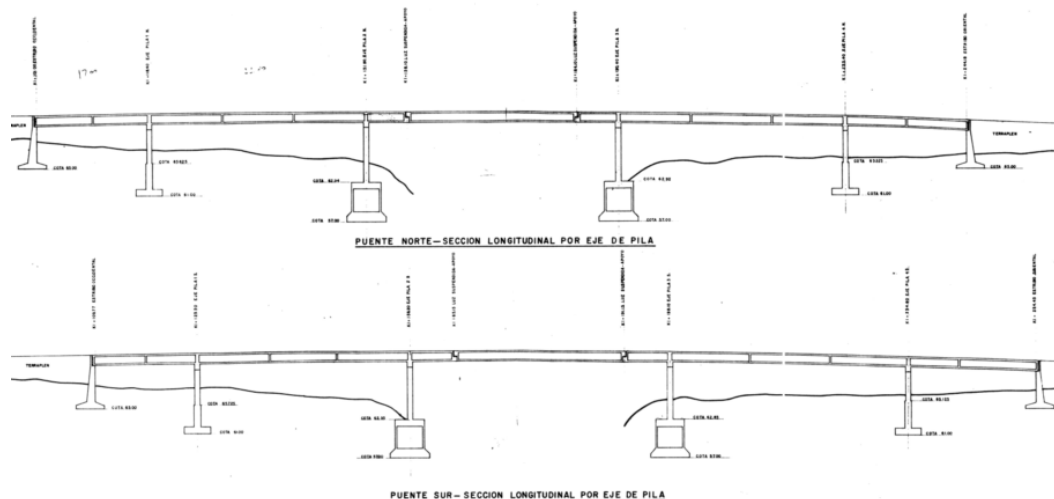


Figura 6.15. Secciones longitudinales del puente norte y sur, respectivamente

Las especificaciones técnicas generales, según la ficha de inspección y diagnóstico de este puente (Vélez, 2008) son:

- Tipo Puente: Vehicular
- Localización: Calle 44 (Avenida San Juan) sobre río Medellín
- Paso: Ambos
- Forma: Curva Vertical
- Número de carriles sobre la estructura: 8

- Dirección del abscisado: E-W y bis
- Tipo de estructura predominante: Pórtico.
- Material predominante: Concreto
- Número de luces: 8
- Luz Máxima: 36,5 m
- Longitud Total: 145,6 m
- Ancho del tablero: 34,2 m
- Ancho entre bordillo: 32,4 m
- Altura del bordillo: 0,2 m
- Separador Central: 5 m tipo andén
- Ancho del andén izquierdo: 0,9m
- Ancho del andén derecho: 0,9m
- Tipo de Pasamanos: Tubular metálico tipo pingüino de 2 tubos
- Altura del pasamanos: 1 m
- Viga borde: 0,4 m
- Longitud Pasamanos: 336,7 m
- Ancho de la vía de aproximación: 13,4 m por calzada
- Curva/Tangente: tangente
- Esviaje: 0
- Tipo de estructura del tablero: pórtico con torta inferior
- Material: concreto
- Tipo de estructuración longitudinal: Pórtico con torta inferior de ancho 29 m parecido a viga cajón
- Tipo de estructuración transversal: no
- Tipo de superficie de rodadura: pavimento asfáltico
- Juntas: tapadas con pavimento deterioradas
- Cantidad de juntas: 10
- Longitud de juntas: 134 m
- Tipo de drenaje sobre el puente: botaderos y rejilla en vía de aproximación
- Pilas: 8 pilas de sección variable en promedio de 6,5 m de ancho por 0,5 m de profundidad espaciadas 11,7 m y viga cabezal sobre pilas de 14 de ancho por 0,5 m de profundidad
- Estribos: 2 de ancho 37.45 m
- Paso por el cauce: si
- Canal revestido: si
- Obstáculo que cruza: Río Medellín
- Gálibo vertical inferior: 4.3 m
- Iluminación: 2 mástiles con corona de 6 proyectores.
- Señalización Altura Máxima: 4,3 m



Figura 6.16. Foto del perfil del puente de la avenida San Juan sobre el Río Medellín



Figura 6.17. Foto con la estructuración de la superestructura



Figura 6.18. Panorámica del puente vehicular de la avenida San Juan sobre el río Medellín

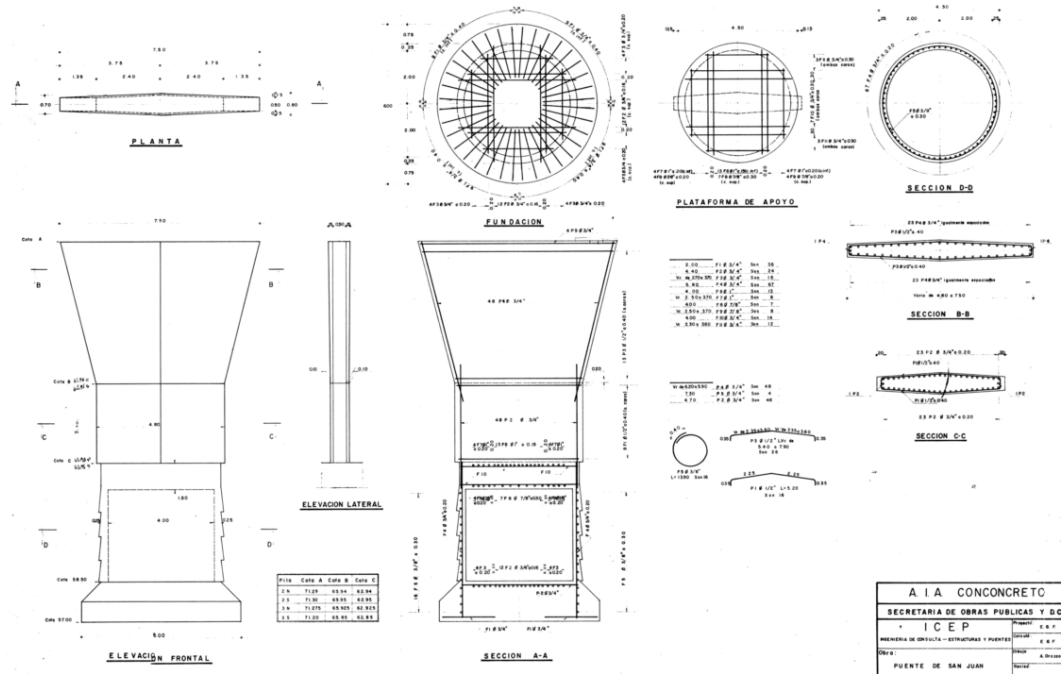


Figura 6.19. Plano estructural del puente de la avenida San Juan sobre el río Medellín

La Secretaría de Obras Públicas cuenta con los planos estructurales de construcción del puente vehicular como se ve en la Figura 6.19 y adicionalmente, mediante una consultoría realizada, se tienen los datos de las propiedades mecánicas de la subestructura del puente que se identificaron a través de ensayos de laboratorio sobre unas muestras producto de una extracción de núcleos, encontrando las resistencias para el concreto mostradas en la tabla 6.1:

Ubicación	Núcleo #	Resistencia (kg/cm ²)	Factor de corrección	Resistencia corregida	Localización y/o Observación
1N	1	180	0,943	170	Columna pantalla A-1 cara occidental
1S	2A	164	0,968	159	Columna pantalla B-1 cara oriental
1S	2B	229	0,882	202	Columna pantalla B-1 cara oriental
2S	3A	215	0,903	194	Columna pantalla B-2 cara occidental
2S	3B	203	0,863	175	Columna pantalla B-2 cara occidental
2N	4A	149	0,954	142	Columna pantalla A-2 cara occidental
2N	4B	149	0,924	137	Columna pantalla A-2 cara occidental
4S	5	234	1	234	Columna pantalla B-4 cara occidental
	6	-	-	-	-
3S	7	250	0,96	240	Columna pantalla B-3 cara occidental
3N	8	245	0,95	232	Columna pantalla A-3 cara oriental

Por cuestiones de vulnerabilidad sísmica, se considera pertinente realizar el análisis en las columnas mas esbeltas, correspondiendo éstas a la subestructura central formada por los ejes 2 y 3 (zona mas cercana al río), obteniendo una resistencia f'_c promedio en estas columnas de 187 kg/cm².

En el plano estructural de la Figura 6.19 puede observarse que la articulación plástica ocurriría por encima de la cimentación y por debajo de la zona que presenta una sección variable, es decir la parte que se encuentra enterrada, pues esta porción es la que presenta una menor inercia por encima de la pila de cimentación, de manera que para el análisis se tomará una altura de 8,35 m. Esta sección corresponde a una altura de 4,80 m y un ancho variable entre 0,60 m en la zona central y 0,50 m en los extremos superior e inferior de la sección.

Con una caracterización geotécnica empleada en proyectos similares, se pretende realizar el estudio de vulnerabilidad sísmica de manera que se determine si el puente presenta unas condiciones de seguridad tales que permitan la movilidad posterior a un evento sísmico de gran magnitud definido en las normales locales de diseño sismo resistente y en el Estudio de Microzonificación Sísmica de Ciudad de Medellín.

Teniendo en cuenta que en esta zona se tienen 48 barras N°6 longitudinales uniformemente distribuidas en el perímetro del núcleo de la sección, con la geometría dada y para una carga axial de 708,67 t, se obtiene el diagrama M- ϕ que se muestra en la Figura 6.20, diagrama del cual se extraen los siguientes datos:

- $M_y = 1899 \text{ t.m}$
- $M_u = 2364 \text{ t.m}$
- $\phi_y = 6,80 \times 10^{-4} \text{ rad/m}$
- $\phi_u = 2,46 \times 10^{-3} \text{ rad/m}$

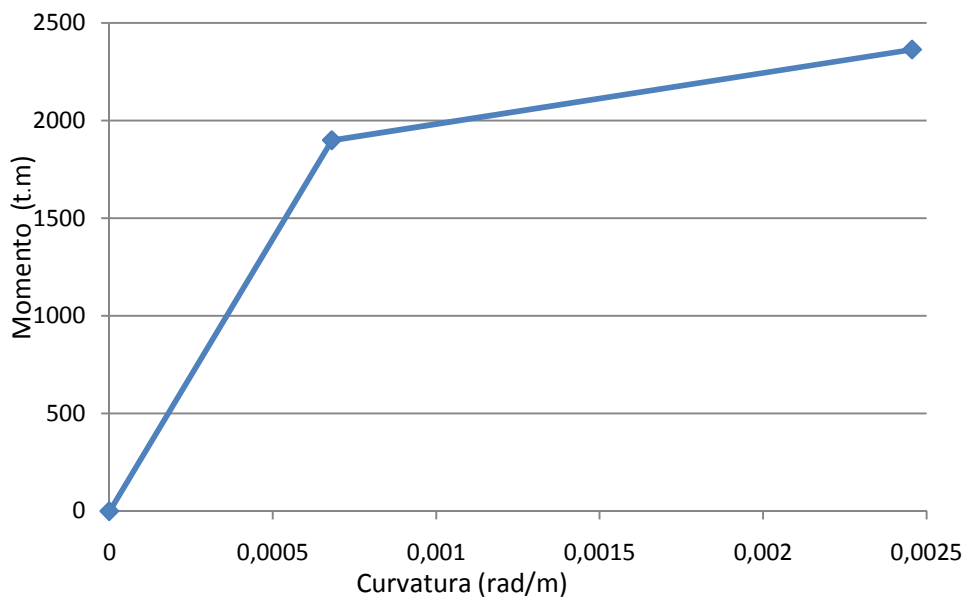


Figura 6.20. Diagrama M- ϕ de la sección de la columna interna del puente.

Con los momentos de fluencia M_y y último M_u y la altura hasta la superestructura H se obtiene la longitud de plastificación de la columna L_p :

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

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

$$\Delta_y = \phi_y \frac{H^2}{3} = \left(6,80 \times 10^{-4} \frac{\text{rad}}{\text{m}} \right) \left(\frac{(8,35 \text{ m})^2}{3} \right) = 0,0158 \text{ m}$$

Se incluye ahora el desplazamiento por la plastificación para el cálculo del desplazamiento último Δ_u :

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

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

Con el momento de fluencia M_y , se calcula la aceleración asociada a la fluencia S_{ay} con la altura H y del peso W :

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

Con la aceleración asociada a la fluencia S_{ay} y el desplazamiento de fluencia Δ_y , se calcula el periodo T_e con el que se alcanza la fluencia del acero:

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

Antes de convertir el espectro elástico de aceleraciones en uno inelástico, se calcula la ductilidad por desplazamientos:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{0,0377 \text{ m}}{0,0158 \text{ m}} = 2,39$$

Teniendo en cuenta que el periodo de 0,45 s obtenido de la estructura se ubica en la parte plana del espectro, donde se considera que el coeficiente de capacidad de disipación de energía R se obtiene a partir de la igualación de las energías, se calcula este coeficiente con la siguiente expresión para posteriormente definir el espectro reducido en cada ordenada espectral:

$$R = \sqrt{2\mu_\Delta - 1} = \sqrt{2(2,39) - 1} = 1,94$$

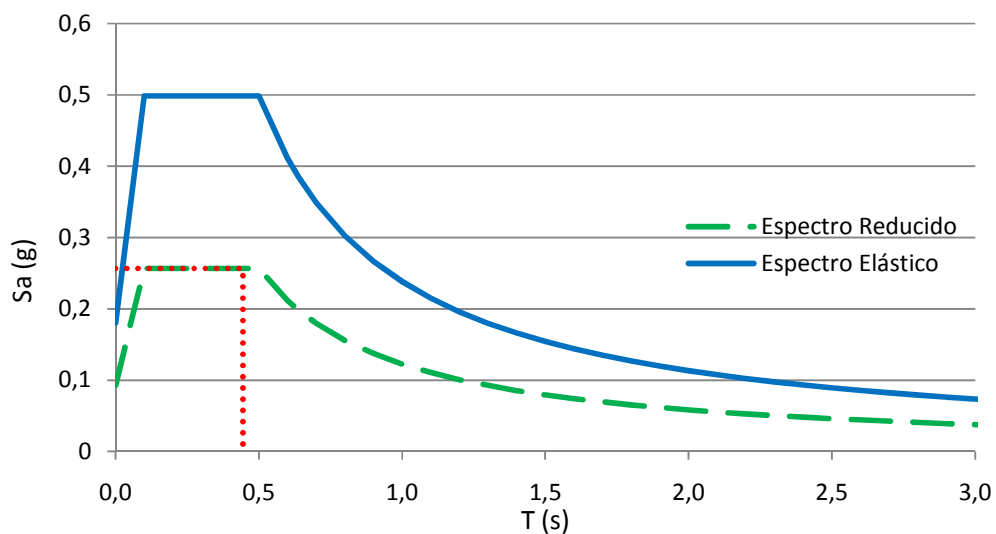


Figura 6.21. Espectros de aceleración elástico y reducido

Al leer el valor correspondiente a la aceleración en el espectro reducido en la Figura 6.21, 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 (Municipio de Medellín, 1999), es decir la que se alcanzaría físicamente en la estructura:

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

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

$$\begin{aligned} M_u &\geq M_{max} \\ 2364 \text{ t.m} &\geq 1519 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Con esta verificación realizada, debe tenerse en cuenta el efecto P- Δ y los efectos ISE. Para el primero, se incluye el producto del peso de la estructura W por el desplazamiento último Δ_u , como un momento adicional.

$$\begin{aligned} M_u &> M_e + W\Delta_u \\ 2364 \text{ t.m} &\geq 1519 \text{ t.m} + (709 \text{ t})(0,0377 \text{ m}) \\ 2364 \text{ t.m} &\geq 1545 \text{ t.m} \end{aligned}$$

Para incluir los efectos ISE, deben identificarse todas las propiedades geotécnicas del sitio de emplazamiento del puente. Al respecto, 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 (Municipio de Medellín, 1999). Como parámetros geotécnicos se toma entonces un valor del módulo de cortante G de 1399 t/m, un coeficiente de poisson ν de 0,35 y un espesor de suelo homogéneo sobre la roca H_s de 60 m. Se anota que este análisis considera los efectos inerciales estáticos y despreja la frecuencia de excitación de la cimentación.

Teniendo en cuenta que la pila de cimentación circular tiene un diámetro de 6m con una profundidad de desplante de 8,92 m, se calcula la rigidez de la estructura con base empotrada K_e , las rigideces por efectos ISE del movimiento horizontal K_h y de cabeceo causada por la rotación de la cimentación K_c :

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m}{T_e^2} = 4\pi^2 \frac{(709 \text{ t}/9,81 \text{ m/s}^2)}{(0,45 \text{ s})^2} = 14384 \text{ t/m}$$

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

$$K_h = \frac{8 \left(1399 \frac{t}{m}\right) (3 m)}{2 - (0,35)} \left(1 + \frac{3 m}{2(60 m)}\right) \left(1 + \frac{2(8,92 m)}{3(3 m)}\right) \left(1 + \frac{5(8,92 m)}{4(60 m)}\right)$$

$$K_h = 71997 t/m$$

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

$$K_c = \frac{8 \left(1366 \frac{t}{m^2}\right) (3 m)^3}{3(1-0,35)} \left(1 + \frac{3 m}{6(60 m)}\right) \left(1 + \frac{2(8,92 m)}{3 m}\right) \left(1 + \frac{0,71(8,92 m)}{60 m}\right)$$

$$K_c = 1171268,24 \frac{t \cdot m}{rad}$$

El periodo del sistema ISE, T_{ISE} , es entonces:

$$T_{ISE} = T_e \sqrt{1 + \frac{K_e}{K_h} \left(1 + \frac{K_h}{K_c} H^2\right)}$$

$$T_{ISE} = (0,45s) \sqrt{1 + \frac{14384 t/m}{71997 t/m} \left(1 + \frac{71997 t/m}{1171268,24 \frac{t \cdot m}{rad}} (8,35 m)^2\right)} = 0,64 s$$

Al identificarse las propiedades del sistema con los efectos ISE, se calculan los desplazamientos de fluencia $\Delta_{y.ISE}$ y último $\Delta_{u.ISE}$ incluyendo ISE:

$$\Delta_{ISE} = \left(\frac{T_{ISE}}{T_e}\right)^2 \Delta_e$$

$$\Delta_{y.ISE} = \left(\frac{T_{ISE}}{T_e}\right)^2 \Delta_y = \left(\frac{0,64 s}{0,45 s}\right)^2 (0,0158 m) = 0,0325 m$$

$$\Delta_{u.ISE} = \left(\frac{T_{ISE}}{T_e}\right)^2 \Delta_u = \left(\frac{0,64 s}{0,45 s}\right)^2 (0,0377 m) = 0,0544 m$$

Para terminar con los parámetros de estos efectos ISE, se calcula la ductilidad del sistema μ_{ISE} :

$$\mu_{ISE} = (\mu_{\Delta} - 1) \left(\frac{T_e}{T_{ISE}} \right)^2 + 1 = (2,39 - 1) \left(\frac{0,45 \text{ s}}{0,64 \text{ s}} \right)^2 + 1 = 1,67$$

En la tabla 6.2 se observan comparativamente los resultados de la aplicación del método teniendo en cuenta lo sucedido al incluir los efectos P- Δ 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 FS como la relación entre el momento último de la sección (M_u) y el Momento a alcanzar por la estructura (M_e).

Tabla 6.2. Aplicación del método teniendo en cuenta los efectos P- Δ y los efectos ISE				
	Método sin P- Δ y sin ISE	Método con P- Δ y sin ISE	Método sin P- Δ y con ISE	Método con P- Δ y con ISE
H (m)	8,35	8,35	8,35	8,35
W (ton)	709	709	709	709
φ_y (rad/m)	$6,80 \times 10^{-4}$	$6,80 \times 10^{-4}$	$6,80 \times 10^{-4}$	$6,80 \times 10^{-4}$
M_y (t.m)	1899	1888	1899	1888
φ_u (rad/m)	$2,46 \times 10^{-3}$	$2,46 \times 10^{-3}$	$2,46 \times 10^{-3}$	$2,46 \times 10^{-3}$
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
FS	1,56	1,51	1,59	1,54

Finalmente, se observa en la figura 6.22 la gráfica fuerza-desplazamiento, donde se muestran las curvas push-over que describen la capacidad del sistema estructural con los mismos casos mostrados en la tabla 6.2. De este análisis puede observarse que:

- 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- Δ , 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.

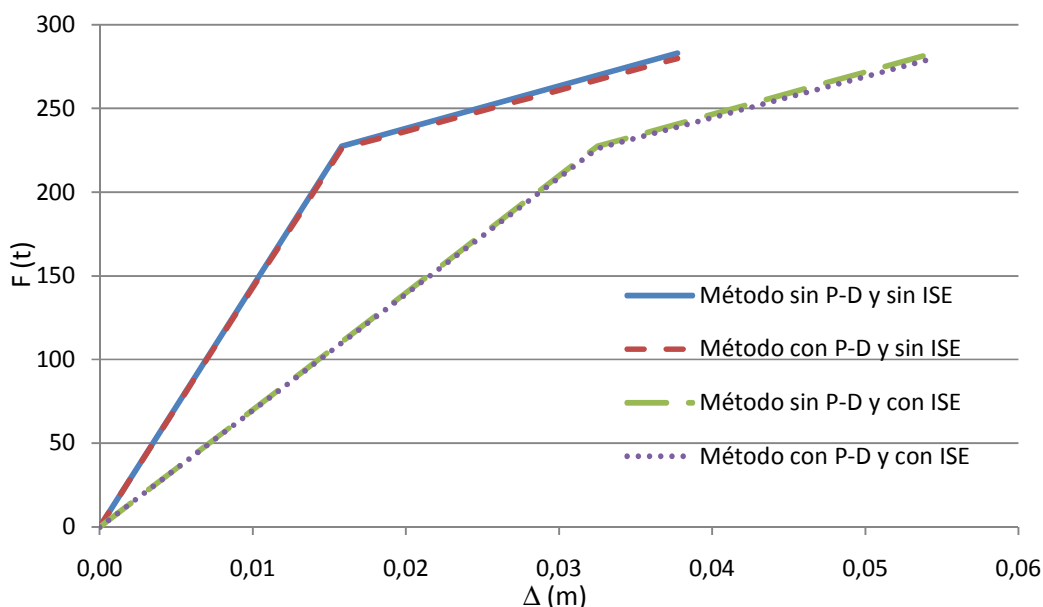


Figura 6.22. Gráficas Push Over del puente sin y con los efectos P- Δ e ISE

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

El puente vehicular de la avenida San Juan (calle 44) sobre el río Medellín está en capacidad de presentar un desempeño exitoso ante cargas sísmicas. En su momento, se garantizó que cumpliera con un diseño basado en fuerzas y ahora se ha verificado con un diseño basado en desplazamientos, verificándose su buen desempeño desde el punto de vista no lineal, incluyendo los efectos P- Δ e ISE.

CONCLUSIONES

- Esta aplicación se muestra como una opción clara para concebir el comportamiento sísmico de una estructura en el rango inelástico, siendo ésta una ventaja comparativa con el método basado en fuerzas y en general con los métodos estáticos y dinámicos elásticos.
- El uso del diagrama $M-\phi$ 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.
- Los efectos $P-\Delta$ serán significativos según el tamaño de la subestructura en la medida que se restringe el desplazamiento lateral. Así mismo, considerar los efectos ISE en los puentes es importante, toda vez que el tamaño de la cimentación es menor comparado con las edificaciones.
- El coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica R merece una cuidadosa revisión en los diferentes reglamentos de diseño sismo resistente. Una sencilla y aventurada propuesta es que el coeficiente R definido en los reglamentos sea de uso exclusivo de los análisis estructurales estáticos y dinámicos lineales, de manera que en los análisis sismo resistentes no lineales se tenga un conocimiento del desempeño de la estructura una vez se supere el límite elástico, acercándose a un diseño mas realista, y no se tenga la limitante de reducir la fuerza sísmica por factor nominal establecido en los reglamentos.
- El objetivo de realizar un análisis no lineal, como el propuesto en esta investigación, es tener un conocimiento más infalible de la estructura ante cargas inciertas en un

buen grado, como es el caso de las cargas sísmicas. Al realizarse un análisis estructural que contemple la parte no lineal de la estructura, se tiene un dominio sobre los conceptos de ductilidad aplicables, garantizando un adecuado y ante todo óptimo desempeño estructural resistente a sismos. En este nivel de conocimiento, parámetros como el coeficiente R se vuelven inútiles debido a que se tiene juicio de lo que ocurrirá en la estructura ante cargas sísmicas de baja y rara ocurrencia, es decir sismos altos periodos de retorno.

- Puede observarse que existen temas que merecen un grado de detalle mayor que el tratado en esta investigación a criterio del interesado. La especificación de unos estados límites más precisos en lo que respecta físicamente al agotamiento de la sección, la correcta definición de una longitud de plastificación de acuerdo con análisis experimentales a escala real, la inclusión de un detallado efecto de interacción suelo estructura que no solo considere los efectos inerciales y que contemple la frecuencia de excitación de la cimentación en la capacidad de la estructura y además se tenga en cuenta la modificación del espectro de aceleraciones en la demanda sísmica por los efectos de amortiguamiento, la realización de aplicaciones prácticas para subestructuras de puentes formadas por dos o más columnas en forma de pórtico y, posteriormente, la ejecución de una propuesta formal para la inclusión del diseño basado en el desplazamientos en los reglamentos de diseño sismo resistente, tanto en los puentes como en las edificaciones, son temas que pueden llevar a la realización de nuevas investigaciones.

APÉNDICE A - EVALUACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO

Las nuevas metodologías para el análisis y diseño sismo resistente de estructuras deben ser capaces de desarrollar procedimientos de análisis, evaluación y diseño simples, de fácil implementación en las normativas y que su aplicación alcance tanto las estructuras nuevas como las existentes donde es necesario identificar o verificar su vulnerabilidad sísmica.

Muchas de estas nuevas propuestas se han encaminado a la identificación de la demanda de desplazamientos de la estructura o lo que se conoce como punto de desempeño y las características de respuesta inelástica que incluyan el daño acumulado. De esta forma, se verifica el desempeño estructural sismo resistente en términos de la rigidez, la capacidad, la ductilidad y la disipación de energía sin llegar a ser complejos procedimientos o laboriosas rutinas basadas en incertidumbres de los parámetros de entrada.

Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de la vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar niveles de seguridad a bajo costo (Bonnet, 2003).

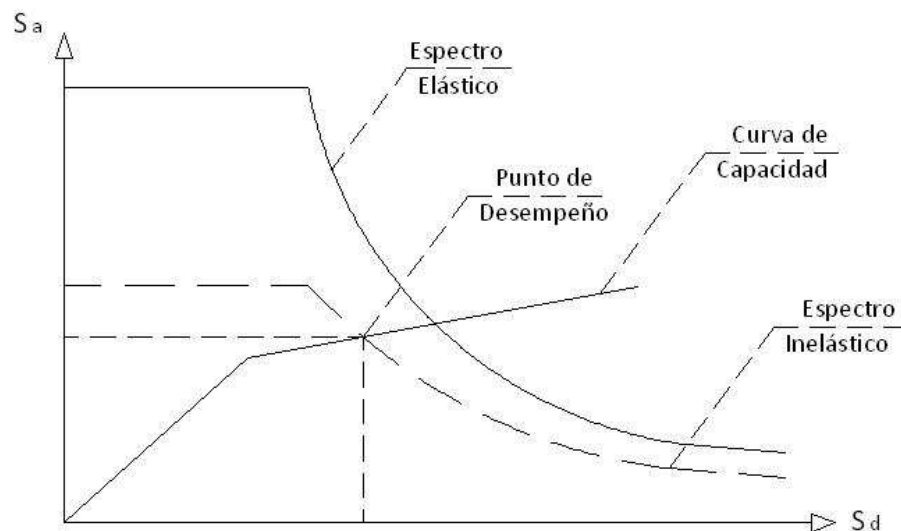


Figura A.1. Curvas de capacidad y demanda y punto de desempeño

El punto de desempeño es el lugar en que coinciden la demanda sísmica de un sitio y la capacidad estructural, de manera que gráficamente puede observarse si la estructura está sobrediseñada para una determinada amenaza sísmica o, si por el contrario, es necesario modificar sus propiedades mecánicas para garantizar un desempeño sismo resistente satisfactorio, ya sea en el rango elástico y/o en el rango plástico y, dado el grado de

desempeño encontrado, debe evaluarse que la demanda sísmica se verifique con un espectro inelástico basado en el riesgo sísmico de un sitio.

Para lo anterior, se hace necesario graficar en el mismo plano cartesiano la capacidad estructural (S_{di}^c, S_{ai}^c) y la demanda sísmica (S_{di}^d, S_{ai}^d) para compararlos con sus escalas que definen sus valores máximos e identificando si existe un cruce entre ambas gráficas y en qué sitios ocurre. En la Figura A.1 pueden verse las gráficas de la capacidad y la demanda en el mismo plano cartesiano. Desde este punto de vista, es necesario convertir tanto la demanda como la capacidad en términos de desplazamientos y aceleraciones para que sean dibujados como abscisas y ordenadas, respectivamente.

La capacidad estructural se expresa en términos de la gráfica push-over que viene dada por el conjunto de coordenadas que definen la curva de capacidad. Es necesario convertir las fuerzas F_i^c en aceleraciones S_{ai}^c , dividiendo cada punto por la masa de la estructura M . Este planteamiento facilita que el análisis estructural contemple la estructura empotrada, que considere los efectos P- Δ o los efectos ISE al mismo tiempo o por separado pues, como se describe en la sección 6.2, la capacidad estructural puede contemplar cualquiera de estos escenarios, haciendo más real el diseño.

$$S_{di}^c = \Delta_i \quad (A.1)$$

$$S_{ai}^c = \frac{F_i^c}{M} \quad (A.2)$$

La demanda sísmica, por su parte, generalmente corresponde al espectro de aceleraciones de un sitio y viene dado por la normativa de diseño sismo resistente local o por un estudio puntual de amenaza sísmica que contemple los efectos locales. En este caso, debe modificarse la abscisa espectral definida en términos del periodo para convertirla en desplazamientos. Dada la proporcionalidad que existe entre el desplazamiento y el periodo, puede identificarse que el espectro de aceleraciones y el espectro en este formato tienen una alta similitud.

$$S_{di}^d = S_{ai}^d \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (A.3)$$

$$S_{ai}^d = S_{ai} \quad (A.4)$$

Teniendo en cuenta que este análisis muestra la capacidad estructural en el rango inelástico, es lógico considerar que la demanda sísmica elástica también pueda convertirse en demanda sísmica inelástica para hacer más racional el análisis estructural. En este sentido, no existe un consenso respecto a la forma en que puede realizarse esta conversión. No obstante, una solución puede darse en algunas propuestas metodológicas que se conocen como los métodos para estimar el punto de desempeño, pues éstos describen un

procedimiento para realizar este análisis inelástico que incluye la construcción de un espectro inelástico basado en el amortiguamiento histerético, en el grado de desempeño sísmico observado en las estructuras existentes a través de una calificación o en el coeficiente de capacidad de disipación de energía sísmica definida en los reglamentos de diseño o encontrados a través de análisis como los observados en la sección 2.5.

Una de estas propuestas metodológicas llamada Método de Espectro de Capacidad MEC define que el espectro de demanda se convierte a partir de un par de factores de reducción espectral para la aceleración SR_A y para la velocidad SR_V , factores que están en función del amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} y se definen como (Bonnet, 2003):

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68Ln(\beta_{eq})}{2,12} \quad (A.5)$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41Ln(\beta_{eq})}{1,65} \quad (A.6)$$

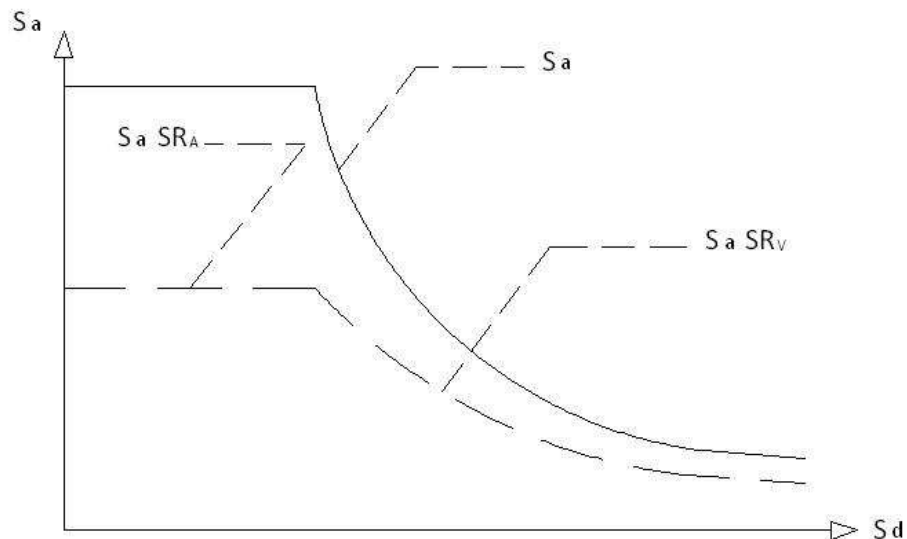


Figura A.2. Conversión del espectro elástico al inelástico por el MEC

De esta forma, el espectro inelástico es el producto de las ordenadas del espectro elástico y uno de los factores descritos, dependiendo de la zona del espectro en que se encuentra, como se observa en la figura A.2. En estas ecuaciones citadas, el amortiguamiento equivalente corresponde al inherente a la estructura generalmente del 5% y al histerético que está relacionado con el área interior de los lazos que se forman cuando se grafica la curva de capacidad, midiéndose la energía disipada por el amortiguamiento y la energía máxima de deformación. Para sistemas estructurales dúctiles y periodos de vibración relativamente cortos, el amortiguamiento efectivo puede definirse como:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_u - a_u d_y)}{a_u d_u} + 5 \quad (A.7)$$

Siendo a_y la aceleración de fluencia y a_u la aceleración última alcanzadas en la curva de capacidad y d_y y d_u los respectivos desplazamientos.

Otra forma lógica de convertir el espectro elástico en uno inelástico la define el método N2 en el que simplemente se divide la ordenada espectral por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R. Debe tenerse especial cuidado de la forma en que se obtiene este coeficiente dependiendo de la magnitud del periodo pues, como se menciona en la sección 2.5, este coeficiente puede ser igual a la ductilidad por desplazamientos si el periodo es alto, mas no es una regla general para la zona de periodos bajos.

APÉNDICE B – SOFTWARE

Como una aplicación del método propuesto en esta investigación, se incluye un software para el análisis y diseño estructural que se basa en el resultado del diseño basado en desplazamientos como insumo para encontrar el punto de desempeño de una estructura, siendo este software un complemento del Apéndice.

El software en cuestión corresponde a un análisis estático no lineal debido a que mediante un análisis Push-Over se compara directamente con un espectro local, de manera que se pueda estimar el punto de desempeño de la estructura el cual se define como el sitio donde se cruzan las gráficas del espectro de demanda con la capacidad estructural desde el punto de vista no lineal.

En este software, el usuario debe ingresar los resultados de un diagrama bilineal del push-over de una estructura y posteriormente construir el espectro de demanda con base en los parámetros sísmicos necesarios, afectando este espectro para convertirlo en uno no lineal mediante el método del Espectro de Capacidad y el método N2. Esto quiere decir que este software puede ser empleado para otro tipo de estructuras que no sean puentes, como es el caso de las edificaciones que son las consultorías más comunes en el medio.

Se anota que por ser un software especializado para la Alcaldía de Medellín, se facilita al usuario la posibilidad de realizar un análisis sísmico aplicando los parámetros establecidos en el Estudio de Microzonificación Sísmica del Municipio de Medellín, obteniendo espectros de diseño especiales para regiones particulares de la zona Urbana del Municipio.

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1.1	Mapa de Densidad de Población y Mapa de Amenaza Sísmica	7
Figura 1.2	Análisis estructural sismo resistente a comienzos del siglo XX	8
Figura 1.3	Daño en puente por el Sismo de Northridge. Enero 14 de 1994	9
Figura 1.4	Influencia de la resistencia en el diagrama Fuerza-Desplazamiento	13
Figura 1.5	Cadena Eslabonada sometida a tensión.	15
Figura 1.6	Cadena con uno de los eslabones por fuera del rango elástico.	15
Figura 1.7	Niveles de daño en un puente por carga sísmica	18
Figura 1.8	Gráfica del análisis estático no lineal del puente mostrado en la figura 1.7.	19
Figura 2.1	Diagrama esfuerzo-deformación de un cilindro de concreto no confinado y confinado	22
Figura 2.2	Curva típica Esfuerzo-Deformación de acero de refuerzo	23
Figura 2.3	Deformación de una columna a flexo-compresión	25
Figura 2.4	Diagrama Momento Curvatura de una columna cuadrada de 30cm de lado, en concreto de $f'c=21\text{MPa}$ con 8 barras de refuerzo N°5 de $f_y=420\text{MPa}$ y una carga axial de 5t	26
Figura 2.5	Estados Límites en el diagrama Momento-Curvatura	27
Figura 2.6	Localización del estado límite de agrietamiento o fisuración	28
Figura 2.7	Pandeo de una barra de refuerzo sometida a cargas cíclicas	30
Figura 2.8	Fractura del refuerzo longitudinal luego del pandeo de la barra	31
Figura 2.9	Diagrama Momento Curvatura de la Figura 2.4 donde se muestra en una línea discontinua ajustándose a un diagrama bilineal	32
Figura 2.10	Variación de las curvaturas de fluencia y última para diferentes cuantías de refuerzo	33
Figura 2.11	Diagramas momento-curvatura para dos secciones de concreto reforzado	34
Figura 2.12	Subestructuras típicas de puentes en concreto reforzado	35
Figura 2.13	Variación de la ductilidad por curvatura para diferentes cuantías de refuerzo	37
Figura 2.14	Variación del diagrama momento curvatura para diferentes cargas axiales	38
Figura 2.15	Influencia del Periodo sobre el coeficiente R	39
Figura 2.16	Relación entre la ductilidad por desplazamientos y el coeficiente R para igual energía	40
Figura 3.1	Tasa de Excedencia de Magnitudes de sismos en Colombia desde 1566 hasta 2003.	44
Figura 3.2	Espectro de Amenaza Uniforme para el municipio de Medellín obtenido por un enfoque determinista.	46
Figura 3.3	Espectro de Aceleraciones típico establecido por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes para el municipio de Medellín.	49
Figura 3.4	Espectro de Desplazamientos típico establecido por el Código	49

	Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes para el municipio de Medellín.	
Figura 3.5	Espectro de Aceleraciones típico establecido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 para el municipio de Medellín.	50
Figura 3.6	Espectro de Velocidades típico establecido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 para el municipio de Medellín.	50
Figura 3.7	Espectro de Desplazamientos típico establecido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 para el municipio de Medellín.	50
Figura 3.8	Trayectoria de las grietas en un ensayo a flexión	51
Figura 3.9	Desplazamientos laterales de un puente	52
Figura 3.10	Análisis de una estructura de un grado de libertad con carga lateral	53
Figura 3.11	Variación de la longitud de plastificación con la cuantía de refuerzo.	54
Figura 3.12	Efecto P- Δ y Diagrama de Momentos	57
Figura 3.13	Gráfica carga lateral vs deformación de una estructura sin efecto P- Δ y con efecto P- Δ	58
Figura 3.14	Desplazamientos elástico, horizontal y de cabeceo, respectivamente	61
Figura 3.15	Gráfica de Carga Lateral vs Desplazamiento con y sin Efectos ISE	63
Figura 4.1	Pilas de un puente que tienen la misma altura libre en la subestructura	66
Figura 4.2	Subestructura de viaducto que presenta una excentricidad respecto a su apoyo	67
Figura 4.3	Subestructura de viaducto que permite el flujo vehicular bajo la superestructura	68
Figura 4.4	Alineamiento de puente consecuente con el diseño vial	69
Figura 4.5	Rotación de subestructura por problema de estabilidad bajo la cimentación	71
Figura 4.6	Colapso del tablero del puente por pérdida de asiento las vigas por causa de un evento sísmico	73
Figura 4.7	Conexiones monolíticas entre subestructura y superestructura	74
Figura 4.8	Conexiones monolíticas entre subestructura y superestructura	74
Figura 4.9	Diagramas de momentos en la superestructura para conexiones monolíticas	75
Figura 4.10	Conexiones entre subestructura y superestructura que no transfiere momentos	77
Figura 4.11	Aislamiento tipo péndulo invertido	79
Figura 4.12	Subestructura de una sola columna conectada de forma monolítica con la superestructura	81
Figura 4.13	Subestructura de una sola columna transversalmente conectada de forma con apoyos de neopreno con la superestructura	82
Figura 4.14	Subestructuras de una sola columna y un pórtico de dos columnas respectivamente en una misma estructura	83
Figura 4.15	Secciones Típicas Macizas para Columnas de Subestructuras	83
Figura 4.16	Secciones Típicas Huecas para Columnas de Subestructuras	84
Figura 4.17	Secciones de una Columna ampliada en la parte superior	85

Figura 4.18	Formación ideal de articulaciones plásticas en puentes	88
Figura 4.19	Formación poco deseable de articulaciones plásticas en puentes	88
Figura 4.20	Formación indeseable de articulaciones plásticas en puentes	88
Figura 6.1	Fotografía del viaducto peatonal	97
Figura 6.2	Fotografía del viaducto peatonal	97
Figura 6.3	Fotografía del viaducto peatonal	98
Figura 6.4	Fotografía del viaducto peatonal	98
Figura 6.5	Alzado de la columna del viaducto peatonal con detalle estructural	99
Figura 6.6	Diagrama Momento-Curvatura de la sección de la columna interna del viaducto	100
Figura 6.7	Observación del periodo en la envolvente del espectro inelástico de la microzonificación	102
Figura 6.8	Gráficas Push Over del viaducto sin y con los efectos P- Δ	103
Figura 6.9	Observación del periodo en la envolvente del espectro elástico de la microzonificación	104
Figura 6.10	Variación de los momentos de fluencia y último para la sección de análisis para diferentes cuantías de refuerzo	105
Figura 6.11	Diagramas Momento-Curvatura de la sección de la columna del viaducto para las cuantías de 1.15% y del 2.15%	106
Figura 6.12	Variación del coeficiente R con diferentes cuantías de refuerzo longitudinal para la subestructura del viaducto en análisis	108
Figura 6.13	Propuesta de la sección de la columna para la Secretaría de Obras Públicas	109
Figura 6.14	Localización del puente vehicular de la avenida San Juan sobre el Río Medellín	111
Figura 6.15	Secciones transversales del puente norte y sur, respectivamente	112
Figura 6.16	Foto del perfil del puente de la avenida San Juan sobre el Río Medellín	114
Figura 6.17	Foto con la estructuración de la superestructura	114
Figura 6.18	Panorámica del puente vehicular de la avenida San Juan sobre el río Medellín	115
Figura 6.19	Plano estructural del puente de la avenida San Juan sobre el río Medellín	115
Figura 6.20	Diagrama Momento Curvatura de la sección de la columna interna del puente	117
Figura 6.21	Observación del periodo en los espectros de aceleración elástico y reducido	118
Figura 6.22	Gráficas Push Over del puente sin y con los efectos P- Δ e ISE	122
Figura A.1	Curvas de capacidad y demanda y punto de desempeño	125
Figura A.2	Conversión del espectro elástico al inelástico por el MEC	127

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1.1	Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras. SEAOC Committee VISION 2000, 1995	19
Tabla 1.2	Objetivos de diseño y Movimientos sísmicos de diseño. SEAOC Committee VISION 2000, 1995	20
Tabla 2	Valores del coeficiente R en diferentes lugares del mundo	39
Tabla 6.1	Resultados de la resistencia del concreto en las columnas del puente vehicular de la avenida San Juan sobre el Río Medellín	116
Tabla 6.2	Aplicación del método teniendo en cuenta los efectos P- Δ y los efectos ISE	121

BIBLIOGRAFÍA

- Abghari A. Y Chai J. (1995). Modelling of Soil-Pile-Superstructure Interaction for Bridge Foundations. Performance of Deep Foundations Under Seismic Loading. Geotechnical Special Publication N°51. American Society of Civil Engineers. San Diego, California.
- Aguilar R. (2002). Verificación del desempeño en el diseño sismo resistente. Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil. Volumen 2. Número 1. Universidad de Puerto Rico. Recinto Universitario de Mayagüez.
- AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1995). Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. Ministerio de Transporte. Instituto Nacional de Vías.
- AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1998). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98.
- AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.
- AMVA Área Metropolitana del Valle de Aburrá (2007). Microzonificación y Riesgo Sísmico del Valle de Aburrá. Medellín.
- Bonett R. (2003). Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Catalunya. 2003.
- Gazetas G. (1991), Foundation vibrations. Foundation Engineering Handbook. Ed H Y Fang, Van Nostrand Reinhold. New York.
- González, Botero, Rochel, Vidal y Álvarez (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. Revista Ingeniería y Ciencia. Volumen 1, Número 1. Universidad EAFIT. Medellín, Colombia.
- Jara M, Jara J, Olmos B. y Villanueva D. (2009). Obtención de Curvas de Fragilidad para Puentes de Concreto. III Simposio Internacional sobre Diseño y Construcción de Puentes. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga.
- Mitchell, David V. (2006). Sparsely Sage and Timely. <<http://www.sparselysageandtimely.com/blog/?m=201203>> [Consulta Abril 30 de 2012]
- Municipio de Medellín (1999). Instrumentación y Microzonificación Sísmica del Área Urbana de Medellín. SIMPAD. Medellín, Colombia.
- Murota Tatsuo (1995). Concepto de la regulación del diseño sísmico de las construcciones en Japón. CENAPRED Centro Nacional de Prevención de Desastres. Mexico.
- Ospina A. (2009). Usos del Concreto en el Mantenimiento de Puentes en la Ciudad de Medellín. III Simposio Internacional sobre Diseño y Construcción de Puentes. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia.
- Park R. y Paulay T. (1975). Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons. Christchurch, Nueva Zelanda.

- Paulay T. y Priestley M.J.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*. John Wiley.
- Piña F. (2004). Revisión y aplicación de métodos de análisis sísmico a puentes carreteros. *Revista Contribuciones Científicas y Tecnológicas*. Número 1. Universidad de Santiago de Chile.
- Priestley M.J.N. (2003). *Myths and fallacies in earthquake engineering*. The Mallet Milne Lecture. IUSS Press. Pavia Italia.
- Priestley M.J.N. Calvi G.M. Kowalsky. M.J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS PRESS.
- Priestley M.J.N. Seible F. Calvi G.M. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. John Wiley & Sons, Inc.
- Rentería G. (2009). *Aisladores Sísmicos de Péndulo por Fricción*. Memorias del IV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. AIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Pereira, Colombia.
- Restrepo J. (2007). *Curso Internacional de Diseño por Desplazamiento*. Universidad de Medellín. Medellín, Colombia.
- Rochel R. (2006). *Análisis y Diseño Sísmico de Edificios*. Fondo Editorial Universidad EAFIT. Medellín, Colombia.
- Urrego H. (2003). *Un Diseño Sísmico de Muros de Hormigón Armado con Deformaciones Consistentes*. II Congreso Colombiano de Ingeniería Sísmica. Colombia.
- Urrego H. (2005). *Distribución de Fuerzas Sísmicas por el Método basado en Desplazamientos*. III Congreso Colombiano de Ingeniería Sísmica. Universidad del Valle. Cali, Colombia.
- Urrego H. (2007). *Un Nuevo Enfoque para el Análisis y Diseño de Estructuras de Hormigón Armado*. Universidad de Medellín. Medellín, Colombia.
- Urrego H. y Bonett R. (2008). *A Displacement-Based Analysis and Design Procedure for Structural Walls*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- Vélez A. (2008). *Diagnóstico para el Mantenimiento de Puentes del Municipio de Medellín*. Secretaría de Obras Públicas del Municipio de Medellín. Medellín, Colombia.

