

Capítulo 5

Comportamiento sísmico de edificios aporticados de hormigón armado

5.1 Introducción

El comportamiento sísmico de las estructuras de hormigón armado ha sido analizado e investigado más que cualquier otro tipo de material. No hay duda, que esto es debido por una parte, a su uso extendido y por otra parte a la dificultad de dotarle de una cierta ductilidad, que le permita un comportamiento adecuado durante un movimiento sísmico severo. No obstante, las últimas catástrofes sísmicas han puesto al descubierto, las deficiencias en los criterios de diseño y en las prácticas constructivas empleadas, incluso en países desarrollados y con una tecnología sísmica avanzada. Así por ejemplo, muchas estructuras antiguas de mampostería no reforzada, se han desempeñado mucho mejor que las estructuras de hormigón armado, durante movimientos sísmicos de diferente intensidad.

Las estructuras de hormigón armado, son generalmente preferidas por los proyectistas y constructores, debido a su versatilidad y economía. Su rigidez puede ser utilizada para minimizar las deformaciones sísmicas y, por lo tanto, reducir el daño en los elementos estructurales y no estructurales. No obstante, en la actualidad existen sistemas mucho más rígidos, como por ejemplo, los muros estructurales, los cuales han sido adoptados ampliamente en zonas de sismicidad elevada, como es el caso de Chile, donde este sistema constructivo ha dado excelentes resultados.

Para que las estructuras de hormigón armado presenten un buen desempeño sísmico ante acciones sísmicas, es necesario que posean cierta ductilidad. Este concepto fue incorporado a las primeras normativas de diseño en la década de los años 70 y, por lo tanto, es de esperar que las estructuras diseñadas y construidas antes de esta época, sean muy vulnerables ante la acción sísmica, conclusión que se ha podido comprobar en repetidas ocasiones después de la ocurrencia de sismos des-

tructores, tales como por ejemplo Northridge (1994), Kobe (1995), China (1996), Turquía (1999) y Taiwan (1999), entre otros. Por lo tanto, es fundamental analizar y evaluar el desempeño y la vulnerabilidad sísmica de esta tipología estructural.

En este capítulo, se describen las principales propiedades mecánicas del hormigón y el acero. Posteriormente se analiza el comportamiento cíclico de los principales elementos de hormigón armado, vigas, columnas y unión viga-columna, sometidos a esfuerzos de flexión y cortante, con y sin el efecto producido por la carga axial. Así mismo se presentan los principales modelos constitutivos, desarrollados a partir de la experimentación, para describir la respuesta cíclica de los elementos estructurales. Finalmente, se describen los factores más importantes que influyen, considerablemente, en el daño que sufren los edificios aporticados de hormigón armado cuando se ven sometidos a movimientos sísmicos de diferente intensidad.

5.2 Propiedades mecánicas

El hormigón armado es un material heterogéneo y con un comportamiento complejo, que ha sido investigado principalmente con la ayuda de la experimentación. Para comprender mejor el comportamiento de este material, es necesario conocer las propiedades mecánicas de los materiales que lo conforman, esto es: el hormigón y el acero de refuerzo. A continuación, se describen las principales propiedades de estos dos materiales. En el caso del hormigón, se diferencia entre el comportamiento con y sin el confinamiento que proporciona el acero de refuerzo transversal.

5.2.1 Hormigón sin confinar

Resistencia a compresión

Por lo general, la resistencia a la compresión del hormigón, f'_c , se obtiene a partir del ensayo de cilindros estándar al cabo de 28 días de su preparación (Park y Paulay, 1994). La Figura 5.1 muestra las curvas típicas de esfuerzo-deformación para hormigones de diferente resistencia. Puede verse que son casi lineales hasta aproximadamente la mitad de la resistencia máxima a compresión. La curva correspondiente al hormigón de alta resistencia (curva A), tiene una forma relativamente puntiaguda cerca del esfuerzo máximo, mientras que las curvas de hormigones de baja resistencia (curvas B y C) son más planas. Es importante notar que a medida que aumenta el valor de la resistencia máxima a compresión, f'_c , la deformación asociada, ε'_c , disminuye. Esta aparente fragilidad en los hormigones de alta resistencia, es muy importante y, debe ser considerada, cuando los requerimientos de ductilidad exigen desarrollar grandes deformaciones de compresión en el hormigón. La deformación en el esfuerzo máximo, ε'_c , próxima a 0.002. A deformaciones más elevadas, después de alcanzar el esfuerzo máximo, todavía pueden transmitirse esfuerzos. No

obstante, una vez se sobrepasa este nivel de deformación, se originan en el hormigón, grietas paralelas a la dirección de la carga.

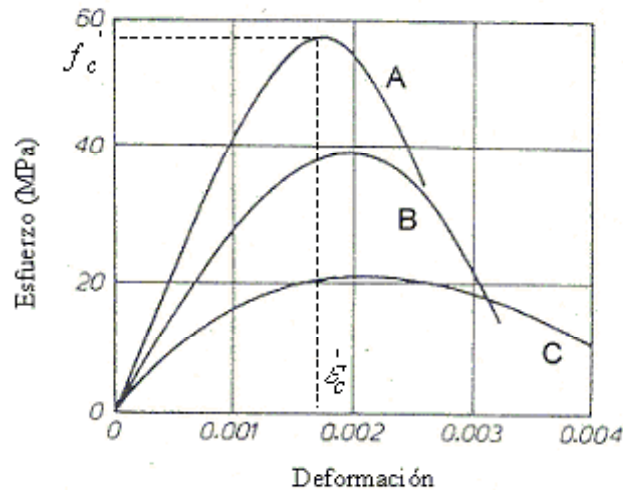


Figura 5.1. Curvas esfuerzo-deformación para cilindros de hormigón cargados a compresión uniaxial (Paulay y Priestley, 1992). Ver explicación en el texto.

El módulo de elasticidad, E_c , usado para el diseño, generalmente se basa en la medición secante bajo una carga de compresión, hasta alcanzar un esfuerzo máximo de $0.5 f'_c$. Las expresiones de diseño relacionan el módulo de elasticidad, E_c , con la resistencia a la compresión por medio de la siguiente ecuación:

$$E_c = 0.043 w^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (5.1)$$

w es el peso específico del hormigón. La ecuación (5.1) es válida para valores de w entre 1400 y 2500 kg/m^3 . Para hormigones de peso normal (aproximadamente 2300 kg/m^3), E_c se define como:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (5.2)$$

$$E_c = 57000 \sqrt{f'_c} \text{ (psi)}^1 \quad (5.3)$$

Las ecuaciones (5.1) y (5.2) han sido formuladas principalmente con la intención de proporcionar estimaciones conservadoras (más grandes) de las deflexiones laterales, particularmente de vigas y forjados y, por lo tanto, tienden a sobrestimar los valores promedios de E_c obtenidos a partir de ensayos de cilindros de hormigón. A partir de ensayos realizados a escala real de estructuras, se ha observado que los cilindros dan una estimación baja del módulo de elasticidad "in situ" (Standard

Association of New Zealand, 1982). De igual forma, la resistencia a compresión del hormigón, tiende a exceder el valor nominal obtenido a los 28 días. Finalmente, los módulos de elasticidad obtenidos bajo una tasa de carga características de la acción sísmica, son más altos que los valores obtenidos mediante ensayos con una tasa de carga baja. Por lo tanto, los valores del módulo de elasticidad obtenidos a partir de las ecuaciones (5.1) y (5.2) pueden ser entre un 30 y un 40 % más bajos que los valores reales. A pesar de que estas diferencias son conservadoras y, por supuesto, deseables para el cálculo de las deflexiones estáticas, es diferente para el diseño sísmico. El cálculo de los períodos de los edificios basado en valores bajos de E_c , excederá los valores correctos. Generalmente, esto conduciría a valores de los coeficientes de cortante basal menores que los correspondientes a los valores de E_c correctos. Por lo tanto, se subestiman las fuerzas utilizadas para el diseño de la estructura.

Las cargas repetidas a compresión de elevada intensidad, producen un efecto pronunciado de histéresis en la curva esfuerzo-deformación. La Figura 5.2 muestra los ciclos de histéresis obtenidos por Sinha et al. (1964) para tasas lentas de deformación. Esas pruebas y las de Karsan y Jirsa (1969), indican que la curva envolvente es casi idéntica a la curva obtenida con una sola aplicación continua de carga. Este resultado ha sido de gran ayuda para la modelación del comportamiento histérico del hormigón armado (Park y Paulay, 1994).

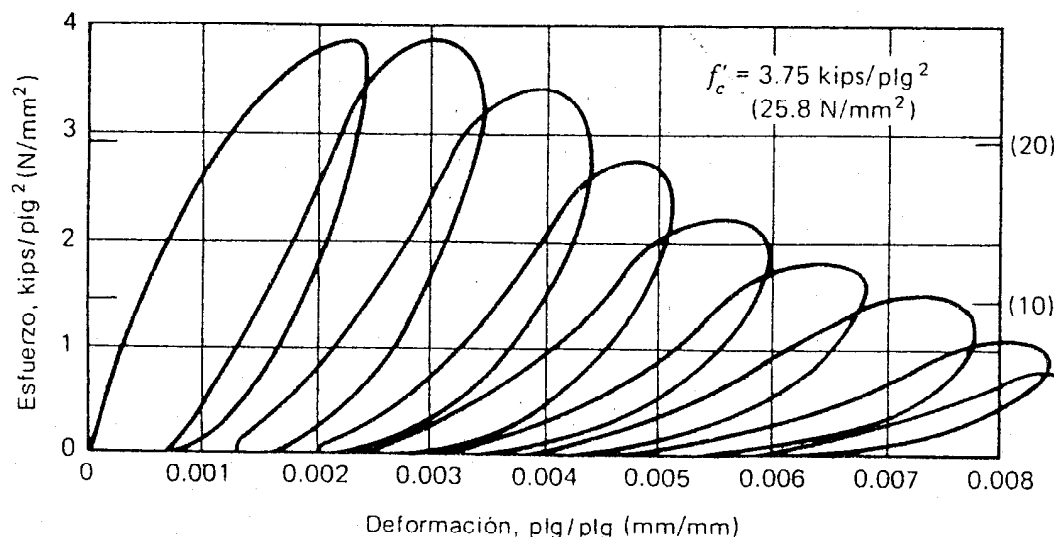


Figura 5.2. Curva esfuerzo-deformación para cilindros de hormigón con carga cíclica de compresión axial repetida de alta intensidad (Park y Paulay, 1994).

Resistencia a tracción

A partir del ensayo de tracción indirecta, conocido con el nombre de "prueba brasileña", se determina la resistencia a tracción del hormigón f_t , que se define como:

$$f_t = K \sqrt{f'_c} \text{ (lb/plg}^2\text{)} \quad (5.4)$$

donde K es una constante que varía entre 7 y 13, para estas unidades.

Debido a la baja resistencia a tracción del hormigón, generalmente se desprecia en los cálculos de resistencia de los miembros de hormigón armado. Sin embargo, cuando se tiene en cuenta, la curva esfuerzo-deformación por tracción, se puede idealizar como una línea recta hasta el valor de la resistencia máxima f'_t . Dentro de este rango, se puede suponer que el módulo de elasticidad en tracción es el mismo que a compresión.

5.2.2 Hormigón confinado

El confinamiento del hormigón se logra mediante el uso de acero de refuerzo transversal que, por lo general, tiene forma de hélices o aros de acero, espaciados una cierta distancia. El efecto de confinamiento de este refuerzo sobre el hormigón, se activa para valores de esfuerzos que se aproximan a la resistencia uniaxial, por lo tanto, las deformaciones transversales se hacen muy elevadas debido al agrietamiento interno progresivo y, el hormigón, se apoya contra el refuerzo transversal, ejerciendo este último, una reacción de confinamiento sobre el hormigón (Park y Paulay, 1994).

Las pruebas realizadas por muchos investigadores, han demostrado que el confinamiento puede mejorar considerablemente las características esfuerzo-deformación del hormigón a deformaciones elevadas, haciéndolo un material dúctil.

El tipo de refuerzo transversal y su espaciado, influyen en el aumento de la resistencia y la ductilidad de los elementos. Así por ejemplo, los ensayos han demostrado que las hélices confinan al hormigón con mucha mayor eficiencia que los aros o estribos rectangulares o cuadrados. Esto se debe, a que las hélices están en tensión axial de aro y proporcionan una presión continua de confinamiento alrededor de la circunferencia, que a grandes deformaciones transversales se aproxima al confinamiento de un fluido. Sin embargo, los estribos sólo pueden aplicar reacciones de confinamiento cerca de las esquinas de los aros, debido a que la presión del hormigón contra los lados de los estribos tiende a flexionarlos hacia afuera y, por lo tanto, una porción considerable de la sección puede no quedar confinada.

La Figura 5.3 muestra tres curvas (A, B y C) de carga axial versus deformación. Las dos primeras, corresponden a elementos con estribos pero diferente separación, mientras que la curva C corresponde a un elemento sin estribos. Claramente se observa un aumento en la capacidad de deformación obtenida con el confinamiento proporcionado por los estribos. También se observa que para una separación menor

entre los estribos, aumenta la deformación máxima del elemento y que el confinamiento por refuerzo transversal, tiene poco efecto en la curva esfuerzo-deformación antes de que se alcance la resistencia uniaxial del hormigón.

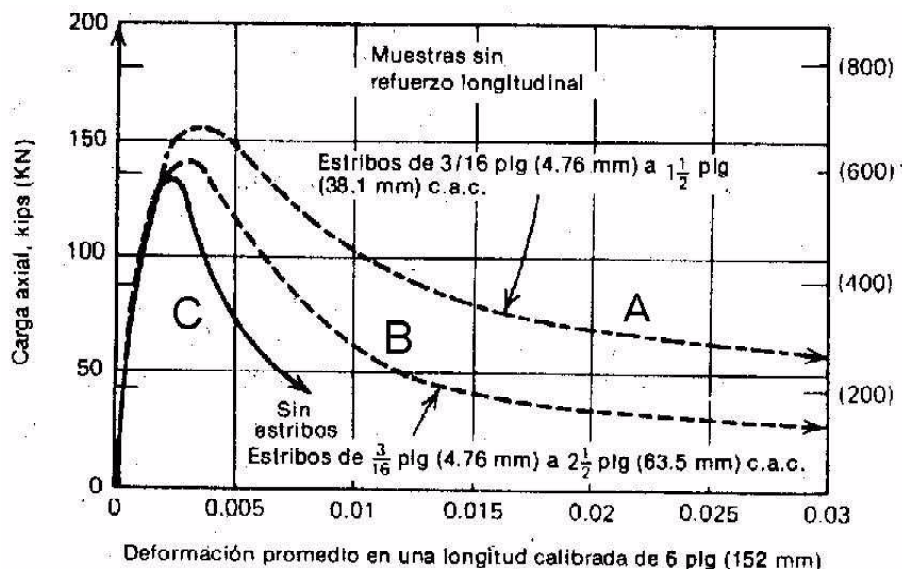


Figura 5.3. Curvas carga axial-deformación para prismas cuadrados de hormigón con distinto contenido de estribos cuadrados (Park y Paulay, 1994). Ver explicación en el texto.

El perfil de la curva, a deformaciones elevadas, es una función de muchas variables, entre ellas las siguientes:

- La relación entre el volumen del acero transversal y el volumen del núcleo de hormigón, debido a que un elevado contenido de acero transversal involucra una elevada presión de confinamiento.
- La resistencia a la cedencia del acero transversal, la cual proporciona un límite superior a la presión de confinamiento.
- La relación entre el espaciamiento del acero transversal y las dimensiones del núcleo de hormigón, debido a que un espaciado más pequeño conduce a un confinamiento más efectivo.
- La relación entre el diámetro de la varilla transversal y la longitud no soportada de las varillas transversales en el caso de estribos o aros rectangulares, debido a que un diámetro grande de varilla conduce a un confinamiento más efectivo.
- La cuantía y tamaño del acero de refuerzo longitudinal, debido a que éste también confina al hormigón.

- El nivel de resistencia del hormigón influye en su ductilidad y, por lo tanto, en las deformaciones máximas que puede desarrollar.
- La tasa de carga, debido a que las características de esfuerzo-deformación del hormigón dependen del tiempo.

Resistencia a compresión

Varios investigadores han propuesto relaciones esfuerzo-deformación para el hormigón confinado por estribos o aros rectangulares (Chan, 1955; Blume et al., 1961; Roy y Sozen, 1964; Soliman y Yu, 1967; Sargin et al., 1971; Sheikh y Uzumeri, 1980; Mander et al., 1988). No obstante, una de las relaciones con mayor grado de aceptación, es la propuesta por Kent y Park (1971), la cual fue desarrollada a partir de la evidencia experimental existente y combina muchas de las características de las propuestas anteriores. La Figura 5.4 muestra la forma de esta relación, en la cual, pueden identificarse tres regiones:

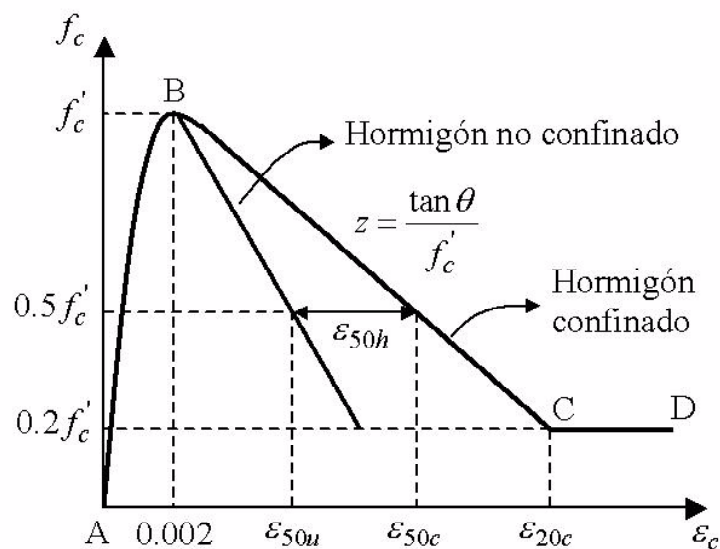


Figura 5.4. Curva esfuerzo-deformación para el hormigón armado confinado por aros rectangulares - Modelo propuesto por Kent y Park (1971). Ver explicación en el texto.

- *Región AB:* esta parte ascendente de la curva está representada por una parábola de segundo grado y supone que el acero de confinamiento no afecta el perfil esfuerzo-deformación. Se supone que el esfuerzo máximo que alcanza el hormigón confinado es la resistencia f'_c del cilindro y las deformaciones son

menores o iguales que 0.002. La curva se define mediante la siguiente ecuación:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (5.5)$$

f_c y ε_c son el esfuerzo y la deformación del hormigón a compresión.

El aumento en la resistencia en el valor de f'_c generalmente se desprecia, con excepción del caso de secciones de columnas circulares con refuerzo en espiral, en el que el aumento podría llegar a ser significativo. Para este caso, Park y Paulay (1994) proponen la siguiente relación:

$$f'_{cc} = f'_c + 2.05 \rho_s f_y \quad (5.6)$$

f'_{cc} es el esfuerzo de compresión confinado del hormigón, f_y es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal y ρ_s es la relación del volumen de refuerzo transversal al volumen del núcleo de hormigón medido al exterior de los aros.

- *Región BC*: esta parte descendente de la curva está representada por una línea recta definida como:

$$f_c = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - 0.002)] \quad (5.7)$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002} \quad (5.8)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002 f'_c}{f'_c - 1000} \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}} \quad (5.10)$$

Z es el parámetro que define la pendiente de la rama descendente, ε_{50u} es la deformación de compresión asociada a un esfuerzo igual a $0.5 f'_c$, ε_{50h} es la deformación que tiene en cuenta la ductilidad adicional proporcionada por los estribos, b'' es el ancho del núcleo confinado medido desde el exterior de los aros y, s_h es el espaciado entre los estribos.

- *Región CD*: esta zona toma considera la capacidad del hormigón de soportar ciertos esfuerzos a deformaciones muy altas y se define como:

$$f_c = 0.2 f'_c \quad (5.11)$$

Normalmente, este tramo de la curva no se considera en el análisis dinámico (Kunnath et al., 1992).

5.2.3 Relaciones esfuerzo-deformación del acero

La principal fuente de ductilidad de las estructuras de hormigón armado reside en la gran capacidad del acero para resistir ciclos repetitivos de cargas, sin una disminución significativa de su resistencia, aún cuando se encuentra en niveles muy altos de deformación. La relación esfuerzo-deformación, que se muestra en la Figura 5.5, se caracteriza por una primera zona elástica lineal (tramo OA), cuya pendiente corresponde al módulo de elasticidad E_s del acero, aproximadamente igual a 200 GPa, hasta alcanzar el nivel de esfuerzo de cedencia f_y , el cual se mantiene hasta una cierta deformación ε_{sh} , dando origen a una plataforma de longitud variable (tramo AB). A partir de este punto, el acero aumenta su resistencia, debido al endurecimiento del material, hasta alcanzar el nivel máximo de esfuerzos f_{su} , que suele tomarse como aproximadamente entre 1.4 a 1.5 veces el valor de f_y (tramo BC). A partir de este instante, el perfil de la curva es decreciente hasta llegar a la rotura del material (Paulay y Priestley, 1992). Las deformaciones ε_{sh} y ε_{su} corresponden a los instantes donde se inician el endurecimiento por deformación y la rotura del acero, respectivamente.

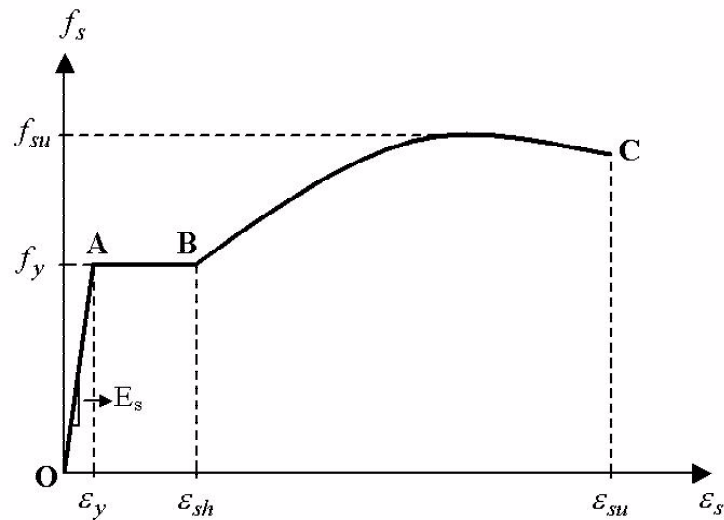


Figura 5.5. Representación gráfica de la relación esfuerzo-deformación del acero de refuerzo. Ver explicación en el texto.

La Figura 5.6 muestra tres curvas representativas de diferentes casos de resistencia de cedencia del acero de refuerzo, f_y , comúnmente utilizado para la construcción de estructuras de hormigón armado y mampostería reforzada. En ella, se observa que la deformación última ε_{su} y la longitud de la plataforma de cedencia, decrecen cuando se incrementa la resistencia de cedencia del acero, f_y . Por esta razón, los aceros de alta resistencia (curva A), son menos dúctiles que los aceros de resistencias

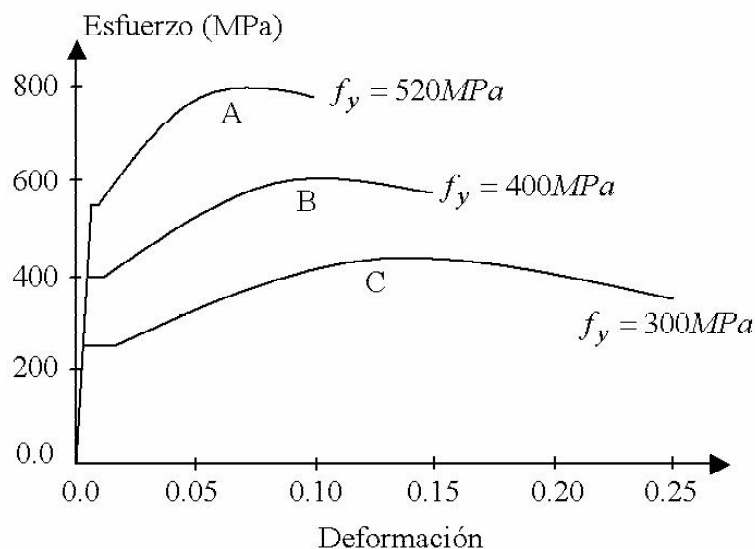


Figura 5.6. Curvas esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo (Paulay y Priestley, 1992). Ver explicación en el texto.

más bajas (curvas B y C).

El método de fabricación puede incidir también en las propiedades del acero. Se ha observado que el acero trabajado en frío puede producir un acortamiento de la plataforma de cedencia, a un grado tal, que el endurecimiento por deformación comienza inmediatamente después de iniciarse la cedencia (Park y Paulay, 1994).

Las características óptimas del acero de refuerzo, desde el punto de vista de los requerimientos del diseño por capacidad, son: una plataforma de cedencia larga, seguida por un endurecimiento por deformación gradual y una variabilidad baja de la resistencia de cedencia actual, a partir del valor nominal especificado.

Cuando el acero de refuerzo se somete a cargas cíclicas, dentro del rango inelástico, la plataforma de cedencia desaparece y la curva esfuerzo-deformación exhibe el efecto "Bauschinger", según el cual, el comportamiento no lineal comienza para un nivel de esfuerzo mucho más bajo que la resistencia inicial de cedencia. Este efecto consiste en que las curvas esfuerzo-deformación exhiben una forma redondeada durante la cedencia. La Figura 5.7 muestra el resultado de dos tipos diferentes de ensayos de carga cíclica de acero de refuerzo.

En la Figura 5.7 (a) las incursiones inelásticas presentan sólo deformaciones por tracción, mientras que en la Figura 5.7 (b), las excursiones se presentan en tracción y compresión alternadamente, produciendo ciclos de histéresis simétricos. El primer caso, es típico del refuerzo en las rótulas plásticas de las vigas que experimentan grandes deformaciones inelásticas de compresión. El comportamiento de deformación simétrica, tal como el que se muestra en la Figura 5.7 (b), puede producirse durante la respuesta cíclica de columnas con niveles de carga axial moderados o

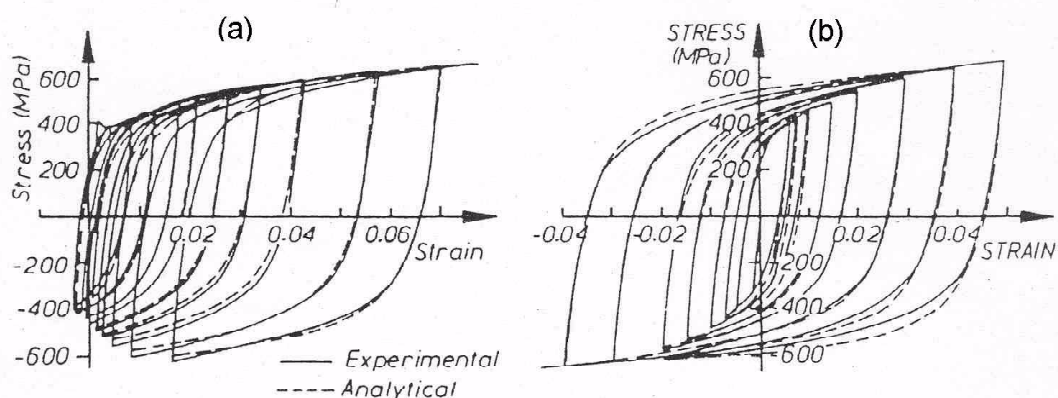


Figura 5.7. Ciclos de histéresis del acero de refuerzo (Paulay y Priestley, 1992). Ver explicación en el texto.

altos. Para ambos casos, se ha observado que la curva obtenida bajo cargas monótonas resulta una envolvente de las curvas bajo cargas cíclicas (Paulay y Priestley, 1992).

Por lo general, se supone que las curvas esfuerzo-deformación para el acero a tracción y compresión son idénticas. Las pruebas han demostrado que esta suposición es razonable.

En el diseño, es necesario idealizar el perfil de la curva esfuerzo-deformación. Por lo general, la curva se simplifica idealizándola como dos líneas rectas; a este modelo se denomina elasto-plástico perfecto, en este caso, se ignora por completo la resistencia superior a la cedencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación, tal y como se observa en la Figura 5.8 (a). Esta curva puede representar adecuadamente el comportamiento de aceros de baja resistencia. No obstante, para el caso del diseño sísmico, los requerimientos de ductilidad, pueden implicar evaluar el esfuerzo del acero a deformaciones mayores que la de cedencia ε_y . En las Figuras 5.8 (b) y 5.8 (c), se muestra un modelo trilineal y la curva esfuerzo-deformación completa, respectivamente. Para utilizar estos dos modelos, es necesario definir los valores de los esfuerzos y deformaciones al inicio de la cedencia ε_y , el endurecimiento por deformación, ε_{sh} , y la rotura, ε_{su} , del acero. Ahmad y Shah (1985) proponen las siguientes ecuaciones para el cálculo de las deformaciones ε_{sh} , ε_{su} y el esfuerzo f_{su} , para aceros con límites de fluencia mayor a 60 ksi:

$$\varepsilon_{sh} = 0.0145 - 0.00009 f_y \quad (5.12)$$

$$\varepsilon_{su} = 0.0867 - 0.00023 f_y \quad (5.13)$$

$$f_{su} = 73.20 + 0.523 f_y \quad (5.14)$$

donde f_y viene dado en ksi (1 ksi = 6.9 MPa). El valor del módulo de elasticidad de endurecimiento del material, E_{sh} , se obtiene con base en las variables presentadas

en las ecuaciones (5.12) a (5.13) y conociendo el valor de ε_y o, de manera aproximada, mediante la siguiente ecuación:

$$E_{sh} = \frac{E_s}{60} \text{ (ksi)} \quad (5.15)$$

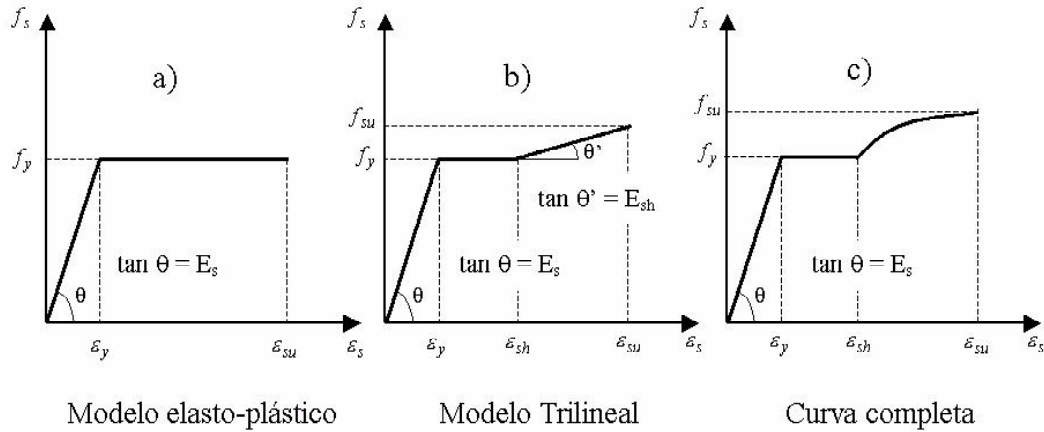


Figura 5.8. Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación del acero (ver explicación en el texto).

La curva completa esfuerzo-deformación para el acero, que se muestra en la Figura 5.8 (c), está dividida en tres zonas, las cuales vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} f_s &= E_s \varepsilon_s & 0 < \varepsilon_s &\leq \varepsilon_y \\ f_s &= f_y & \varepsilon_y < \varepsilon_s &\leq \varepsilon_{sh} \\ f_s &= f_y + Y (f_{su} - f_y) & \varepsilon_s &\geq \varepsilon_{sh} \end{aligned} \quad (5.16)$$

Varios autores han calibrado esta expresión, a partir de ensayos. Entre ellas, Ahmad y Shah (1985) definen la variable Y , correspondiente a la zona de endurecimiento, como:

$$Y = \frac{A \cdot X + (B - 1) X^2}{1 + (A - 2) X + B \cdot X^2} \quad (5.17)$$

$$X = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \quad (5.18)$$

las constantes $A = 1.735$ y $B = 3.620$ se han determinado experimentalmente.

5.3 Comportamiento bajo cargas cíclicas y dinámicas

El comportamiento sísmico de las estructuras aporricadas de hormigón armado, depende principalmente de su ductilidad. La distribución del refuerzo longitudinal y transversal y el confinamiento en los elementos del sistema estructural, influyen considerablemente en la forma de los ciclos histeréticos. Así, en los ciclos de la Figura 5.9 se observa el comportamiento dúctil sin pérdida de resistencia que presentan las vigas con refuerzo en ambas caras y con un buen confinamiento. El caso opuesto, corresponde a una viga sin confinamiento, que presenta pérdida de resistencia y degradación de rigidez (Figura 5.10). Por lo tanto, es indispensable elegir con cuidado el modelo matemático de curvas de histéresis que refleje los detalles de una construcción concreta, usando métodos como los propuestos por Park (1973) y Otani (1981). Desafortunadamente, la mayoría de los ensayos sobre vigas y columnas, no han incluido los sistemas de pisos y, por lo tanto, la respuesta de la estructura completa no ha sido evaluada propiamente. Diferentes investigadores han confirmado que los diafragmas de piso y las vigas laterales tienen un efecto considerable sobre el comportamiento histerético de estas estructuras (Dowrick, 1997). A continuación, se describe el comportamiento histerético de los elementos sometidos a flexión uniaxial con y sin fuerza axial, que corresponden generalmente a los elementos tipo columna y tipo viga, respectivamente.

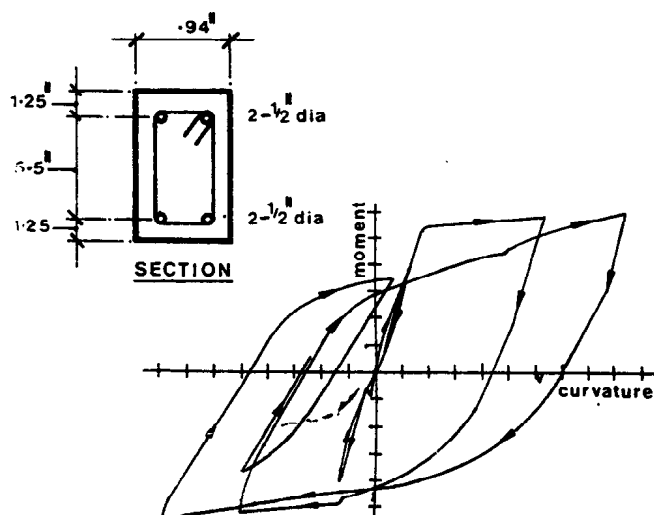


Figura 5.9. Curvas de histéresis esfuerzo-deformación de una viga de hormigón doblemente reforzada sometida a carga cíclica (Park et al., 1972).

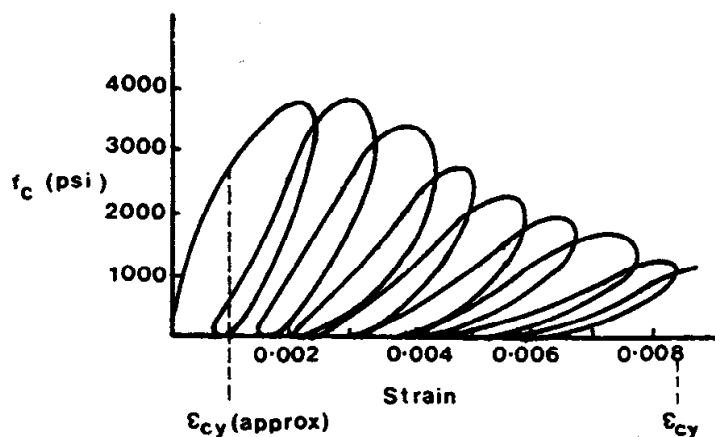


Figura 5.10. Curvas esfuerzo-deformación para un elemento de hormigón sin confinar sometido a carga cíclica (Sinha et al., 1964).

5.3.1 Miembros bajo flexión uniaxial sin fuerza axial

Elementos con sección transversal y refuerzo simétrico

El comportamiento cíclico de elementos sometidos a flexión con refuerzo simétrico ha sido investigado por diferentes autores (Ma et al, 1976; Celebi y Penzien, 1973; Otani et al., 1980; Saatcioglou y Ozcebe, 1989; Ang et al., 1989). La Figura 5.11 muestra una distribución típica de la relación carga aplicada-deflexión para este tipo de elementos.

En esta Figura, se observa que, después de producirse el agrietamiento por flexión, comienza un ablandamiento gradual de la respuesta, que está gobernado por factores tales como: 1) la propagación de las grietas a lo largo de la longitud del elemento, 2) el ablandamiento debido a la tracción del hormigón y 3) el comienzo de la no linealidad del hormigón en compresión. Como el refuerzo en las vigas está concentrado cerca de la parte superior y/o inferior de la sección transversal, la cedencia del acero de tracción en la sección transversal de máximo momento, se detecta por un ablandamiento abrupto de la respuesta esfuerzo-deformación total. Después de la cedencia, la resistencia del elemento continua aumentando, en primer lugar, debido a la reducción en la profundidad del eje neutro causada por la gran deformación post-cedencia del acero de tracción, que a su vez incrementa el nivel del brazo de las fuerzas internas, y en segundo lugar, debido a que puede iniciarse el endurecimiento por deformación del refuerzo de tracción. El desprendimiento del hormigón de recubrimiento para deformaciones cercanas a 0.002 tiene un efecto negativo sobre la resistencia. Dependiendo de la magnitud de las deformaciones impuestas y de las deformaciones del elemento, el acero de compresión puede también ceder y,

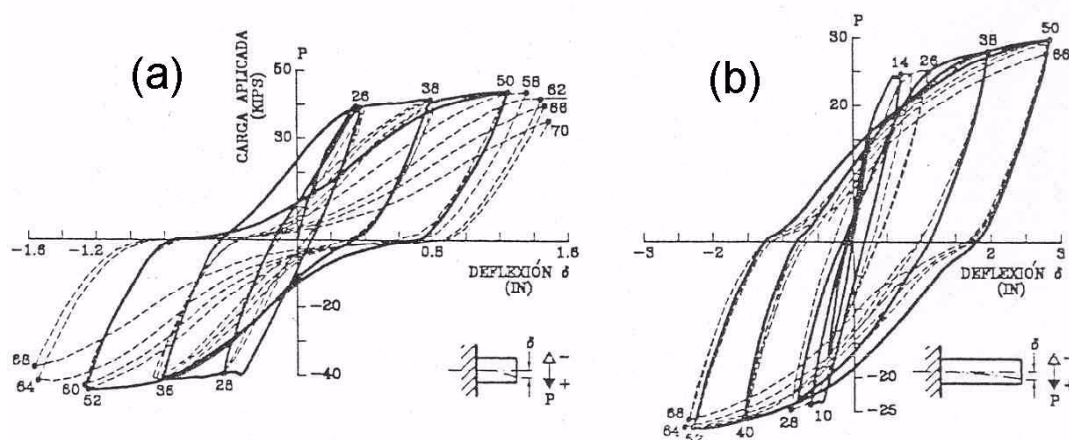


Figura 5.11. Relaciones esfuerzo-deformación de vigas con sección transversal y distribución del refuerzo simétrico (ACI Committee 318, 1989). (Ver explicación en el texto).

puede dejar de contribuir a la rigidez tangente del miembro. Estos efectos negativos se compensan satisfactoriamente con el incremento en la resistencia y rigidez del núcleo de hormigón, debido al inicio gradual del estado de esfuerzos triaxial en la zona comprimida, afectada por la movilización del refuerzo de confinamiento (ASCE, 1996).

En la descarga, se observa inicialmente que la rigidez es alta, aproximadamente del orden de la rigidez elástica, no obstante, la rama de descarga se suaviza gradualmente, especialmente cuando la fuerza aplicada tiende a cero. La rigidez tangente decrece cuando se incrementa el valor de la deformación en el comienzo de la descarga. Esta reducción es parte de la llamada, "*degradación de rigidez*", que es una característica típica del comportamiento de los miembros de hormigón armado. Cuando la carga desaparece, hay una deflexión permanente considerable, que a su vez es el principal resultado de las deformaciones inelásticas permanentes producidas en el acero de tracción y del deslizamiento residual entre las barras de refuerzo y el hormigón.

La curva de recarga debida a la inversión de la dirección de la carga aplicada, es inicialmente muy débil, más que la parte final de la curva anterior de descarga. La razón de ello, es que la inversión de la carga, produce la abertura de grietas en la nueva cara del elemento a tracción, antes de la recuperación completa de la adherencia por deslizamiento, es decir, antes de que las grietas producidas en la fase de carga anterior, se cierren. Durante la recarga, las grietas en la zona de compresión se cierran gradualmente, lo que produce una reactivación del hormigón que se manifiesta en un endurecimiento de la curva de recarga. Como el ablandamiento inicial del comportamiento de la recarga y el posterior endurecimiento pueden también aparecer en la curva de recarga en la dirección opuesta, los lazos de histéresis resultantes

son estrangulados hacia el origen. Este efecto se conoce como estrechamiento, o en la literatura inglesa como "*pinching*".

Después del endurecimiento, que concluye con el efecto de estrechamiento, la curva de recarga comienza a suavizarse de nuevo, debido a la cedencia del acero, nuevamente bajo el lado a tracción. A pesar de que la primera excursión post-elástica del miembro en la dirección opuesta de carga puede ser considerada como una carga inicial, el suavizado de la respuesta es más gradual que en la dirección previa, debido a que las barras de acero, que ahora están cediendo a tracción, pueden haber cedido a compresión durante la mitad del ciclo de carga anterior y, por lo tanto, exhibir una forma redondeada de la curva esfuerzo-deformación durante la cedencia en la dirección opuesta, que es conocida como efecto "*Bauschinger*". Debido al mismo efecto, las barras sobre el lado a compresión, que han cedido a tracción durante la mitad del ciclo anterior, comienzan a ceder gradualmente, contribuyendo, por lo tanto, a un ablandamiento en la recarga.

La recarga en los ciclos posteriores siguen el mismo patrón pero con un comportamiento más débil, tal que las curvas de recarga parecen dirigirse al punto más extremo de la deformación previa en la dirección de recarga. Por lo tanto, la rigidez total de las ramas de recarga, decrece con el incremento de la magnitud de la deformación máxima alcanzada en el ciclo previo. Ésta es la manifestación de la degradación de rigidez de recarga debido a los ciclos.

Los efectos de la degradación de la resistencia son más evidentes entre un ciclo de deformación y el próximo, aún alcanzando el mismo nivel de deformación que ciclos anteriores. Este fenómeno, conocido como "*pérdida de resistencia*", se debe a múltiples fenómenos, de los cuales los más importantes son:

- La alternancia de la apertura y el cierre de grietas, producen una pérdida de resistencia y una degradación de la rigidez del hormigón a compresión, debido a la existencia de ligeros desplazamientos relativos, por cortante entre las grietas.
- El deterioro cíclico de la adherencia a lo largo de las barras, que incrementa gradualmente el ancho de grietas y reduce el efecto de endurecimiento.
- El deterioro gradual del comportamiento cíclico a cortante, junto con el deterioro de la transferencia de cortante a través de las grietas abiertas, especialmente en los instantes en los que los refuerzos a compresión y tracción constituyen el par de fuerzas resistentes, causando deslizamientos a lo largo de las barras y posteriormente el deterioro de la adherencia, la degradación de la rigidez y la pérdida de resistencia.

En las vigas bien diseñadas y detalladas, la degradación de la resistencia con los ciclos es menor. Sin embargo, si la viga está sometida a ciclos sucesivos de amplitud constante de fuerza o deflexión, tal deterioro es notable entre el primer y

segundo ciclo, pero posteriormente disminuye prácticamente a cero, conduciendo a un comportamiento histerético muy estable y una capacidad de disipación de energía notable (ver también Figura 5.11 (b)).

La degradación de la resistencia con los ciclos decrece cuando el acero transversal aumenta, debido a que éste mejora el comportamiento a cortante cíclico y aumenta el confinamiento del hormigón comprimido. Por el contrario, cuando la relación del acero longitudinal crece, la degradación de rigidez y la pérdida de resistencia con los ciclos, parece que también aumenta, debido a que el hormigón, que es la causa de tal deterioro, llega a ser más crítico.

El fallo de vigas debido a flexión cíclica es típicamente gradual, controlado por el deterioro progresivo de la zona comprimida. Este deterioro, comienza con el desprendimiento del recubrimiento de hormigón y, puede continuar con el pandeo local del refuerzo que pierde su soporte lateral y con la desintegración del núcleo de hormigón, que con frecuencia es precipitado por la propagación de las grietas de cortante diagonal en el interior de la zona comprimida. Las vigas ligeramente reforzadas, pueden experimentar un fallo repentino, debido a la fractura del refuerzo de tracción. Este fenómeno puede identificarse fácilmente en el diagrama esfuerzo-deformación por una caída brusca y considerable del esfuerzo, que conlleva al fallo de un elemento (ASCE, 1996).

Elementos con sección transversal y refuerzo asimétrico

Las vigas de pórticos de hormigón armado, usualmente tienen secciones transversales asimétricas. Esto se debe, a que dentro de las regiones críticas en los extremos de las vigas, la cantidad de acero superior excede al de la cara inferior. Adicionalmente, la forma de la sección transversal no es rectangular sino en forma de "T" o "L", con un ancho de reborde efectivo, el cual es diferente en tracción y en compresión. En las vigas vaciadas monolíticamente con el forjado, el ancho efectivo aumenta con la magnitud del momento en el extremo y con la deformación, especialmente después de la cedencia de las barras de acero longitudinal.

La principal diferencia del comportamiento cíclico a flexión entre vigas con sección transversal y refuerzo simétrico y vigas con refuerzo asimétrico y/o sección transversal en "T", es que estas últimas, exhiben lazos histeréticos asimétricos, como se muestra en la Figura 5.12.

El perfil de las curvas esfuerzo-deformación en el cuadrante de carga que representa la dirección de mayor resistencia del elemento, es similar al de las curvas del apartado anterior. Sin embargo, las principales diferencias pueden notarse en el resto de los cuadrantes. Durante la recarga en la dirección más débil, con las grietas sobre el lado a compresión aún abiertas, la cedencia a tracción de las barras de acero, no es suficiente para causar que las barras a compresión también cedan y que las grietas se cierren. Así, mientras en el lado fuerte se presenta una excursión de cedencia, en la dirección opuesta (débil) las grietas permanecen abiertas, sin que

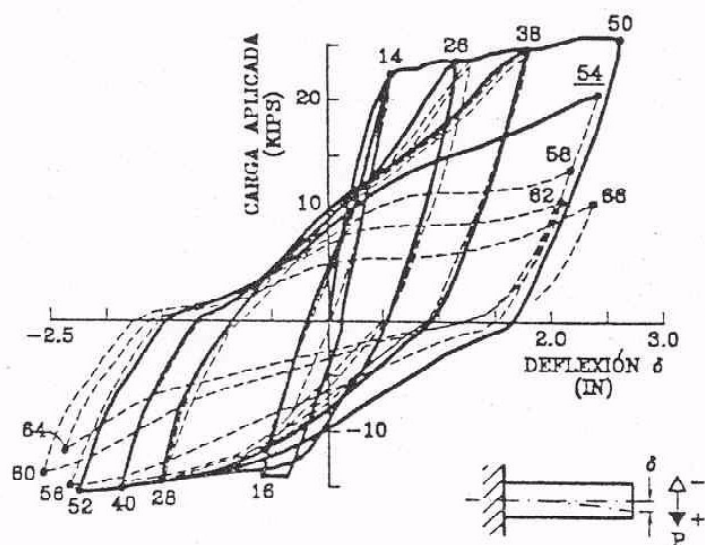


Figura 5.12. Relaciones fuerza-deformación en vigas con sección transversal simétrica y distribución del refuerzo asimétrico (ACI Committee 318, 1989).

se presente un aumento gradual de la rigidez, causado por el cierre de grietas y, por lo tanto, sin efecto de estrechamiento, sin embargo, éste se presenta sobre la recarga en la dirección fuerte, y es un poco pronunciado cuando separa un estado de rigidez de recarga bajo de un estado siguiente muy rígido. En el primer estado, el refuerzo sobre el lado débil ha sido forzado a ceder en compresión con las grietas aún completamente abiertas, mientras que en el estado siguiente, las grietas se han cerrado sobre el lado a compresión, mientras el refuerzo a tracción sobre el lado fuerte está aún dentro del rango elástico (ASCE, 1996).

Los dos lados de la sección transversal asimétrica, pueden también experimentar diferentes modos de fallo bajo cargas cíclicas. El fallo con el lado fuerte en tracción, es generalmente gradual, con una desintegración progresiva del lado débil a compresión y un aplastamiento del hormigón. Por el contrario, el fallo con el lado débil a tracción puede ser abrupto, con las barras de acero fracturándose a tracción, después de experimentar un pandeo en la mitad del ciclo anterior. Usualmente, el fallo del acero sobre el lado débil, es precedido por una caída considerable en la resistencia, durante la mitad de un ciclo con el lado fuerte a tracción, el cual puede ser caracterizado como fallo del elemento. En otras palabras, bajo historias de carga cíclica con desplazamiento controlado, el fallo de una sección con refuerzo asimétrico, típicamente ocurre con el lado fuerte a tracción.

5.3.2 Miembros bajo flexión uniaxial con fuerza axial

Flexión uniaxial y carga axial (cargas y respuesta en dos dimensiones)

Durante los últimos 20 años, se han producido una cantidad considerable de trabajos experimentales relacionados con el comportamiento inelástico de miembros prismáticos cargados axialmente bajo flexión cíclica. Los elementos ensayados, generalmente son representativos de columnas diseñadas y detalladas, de acuerdo con las actuales provisiones de los códigos de diseño sismorresistente, es decir: 1) el refuerzo longitudinal de los elementos, está distribuido simétricamente alrededor de la sección transversal, 2) la cuantía de acero longitudinal no es muy alta, 3) los estribos son cerrados y con una distancia de separación pequeña, proporcionando de esta forma un buen confinamiento, 4) el acero es dúctil y cuenta con una plataforma de cedencia grande y bien definida y 5) el valor de la fuerza de compresión normalizada, $F_N = N / N_0$, es relativamente bajo; N es la fuerza axial y N_0 es el producto del área transversal de la columna, A_c , y la resistencia máxima a compresión del hormigón, f'_c . Por lo tanto, puede decirse que la verdadera ausencia de resultados experimentales, es precisamente sobre los elementos que no cumplen con las provisiones de los códigos de diseño, esto es, aquellos que utilizan: 1) aceros poco dúctiles, como es el caso del acero B 500 ampliamente utilizado en Europa, 2) separaciones grandes entre los estribos o aros en zonas de máxima sollicitación, 3) niveles de fuerza de compresión excesivamente altos y, 4) porcentajes de acero longitudinal muy altos o muy bajos.

Se han realizado estudios experimentales sobre el comportamiento de miembros cargados axialmente bajo flexión uniaxial o biaxial cíclica muy importantes, en los cuales, se ha hecho énfasis en el dominio del modo de fallo a flexión sobre el modo de fallo a cortante. Para que esto suceda, la resistencia a cortante debe ser significativamente mayor que la resistencia a flexión, porque bajo condiciones cíclicas, normalmente la resistencia y la rigidez a cortante se deterioran mucho más rápido que la de flexión y, por lo tanto, las deformaciones por cortante pueden llegar a ser dominantes, provocando el fallo mediante grietas inclinadas.

El comportamiento del hormigón armado a flexión cíclica bajo carga axial, varía si la carga es constante o variable. A continuación se describen ambos casos:

1. *Flexión uniaxial baja fuerza axial constante*: a partir de los ensayos realizados por Park et al. (1982), Rabbat et al. (1986), Priestley y Park (1987), Saatcioglou y Ozcebe (1989), Ang et al. (1989) y Bousias et al. (1992), entre otros, se ha podido observar que la degradación de la resistencia con los ciclos, aumenta considerablemente con el valor de la fuerza axial normalizada F_N , especialmente cuando ésta se aproxima al valor de carga balanceada, la cual, se toma como aproximadamente igual a 0.4. La Figura 5.13 muestra tres relaciones momento-rotación con diferentes valores de fuerza axial normalizada ($F_N = \frac{N}{N_0}$), esto es: $F_N = 0, 0.3$ y 0.6 . Para este último valor, la columna

se comporta de forma frágil, mostrando una baja capacidad de disipación de energía, es decir, lazos de histéresis estrechos, como se muestra en la Figura 5.13 (c).

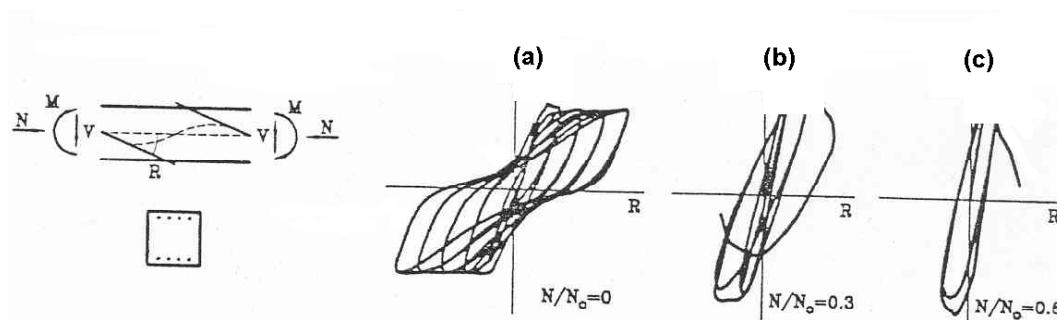


Figura 5.13. Curvas momento-rotación de columnas sometidas a flexión uniaxial y bajo carga axial constante (Wakabayashi, 1986). Ver comentarios en el texto.

Sin embargo, este efecto negativo puede ser contrarrestado por el confinamiento del núcleo de hormigón. Para ello, es necesario que los estribos se dispongan a una distancia de separación pequeña y que las barras longitudinales estén bien distribuidas transversalmente. De esta forma, la pérdida de resistencia es pequeña para valores medios y altos de F_N , incluso después del desprendimiento del recubrimiento de hormigón a lo largo de todo el perímetro de la sección.

El efecto de la carga axial, hace que el comportamiento cíclico de las columnas sea diferente al de las vigas, debido a que la carga axial ayuda a cerrar las grietas, evitando de esta manera que se presente el efecto de estrechamiento.

2. *Flexión uniaxial bajo fuerza axial variable*: los momentos de volcamiento inducidos en los pórticos bi-dimensionales por las cargas laterales, son trasladados a las columnas en fuerzas axiales compresivas en un lado del pórtico y de tracción en el lado opuesto. Estas fuerzas son mayores en las columnas externas de los pórticos y en el nivel inferior. El límite superior de las fuerzas axiales debidas a los momentos de volcamiento, corresponden al momento en el cual todas las vigas del pórtico han cedido. Sin embargo, dependiendo de la magnitud relativa de las cargas laterales y gravitatorias y, de la proporción de los elementos del pórtico, la variación de las fuerzas axiales en la columna durante la respuesta cíclica, puede afectar considerablemente su comportamiento inelástico. Por esta razón, durante los últimos años se han realizado varios trabajos experimentales sobre columnas bajo flexión uniaxial cíclica, variando simultáneamente la carga axial (Ristic et al., 1986; Saatcioglu y Ozcebe, 1989; Abrams, 1987; Bousias et al., 1992). Sin embargo, debido a las dificultades de

tales ensayos, el volumen de los resultados disponibles, no es proporcional a su importancia y relevancia.

A partir de los diagramas de interacción momento flector - carga axial y, considerando los resultados de los ensayos bajo carga axial constante, se concluye que tanto los momentos de cedencia y último, bajo carga monotónica, como las ordenadas de la curva envolvente de los lazos de histéresis bajo cargas cíclicas, aumentan con el valor de la fuerza axial, al menos mientras ésta no exceda la carga balanceada. De igual forma sucede con la rigidez de la curva inicial y de la rigidez de las curvas de descarga y recarga.

Flexión biaxial con fuerza axial (carga y respuesta tridimensional)

El comportamiento de los miembros de hormigón armado cargados axialmente bajo historias de momento de flexión biaxial es muy importante, no sólo porque la respuesta de las columnas de los pórticos de hormigón armado frente a acciones laterales es generalmente tridimensional, sino principalmente porque el efecto biaxial de la carga de momento cíclico produce una reducción de la capacidad de las columnas e incrementa el deterioro de su rigidez y resistencia con los ciclos. Al mismo tiempo, el carácter tridimensional de la respuesta de las estructuras aporticadas ante movimientos sísmicos, no induce un efecto de deterioro similar en las vigas. Así, el efecto biaxial de los momentos en las columnas y la tridimensionalidad de la respuesta trabaja para satisfacer el requerimiento de los actuales códigos de diseño, que consiste en evitar el colapso de las estructuras aporticadas bajo acciones laterales cíclicas, concentrando la inelasticidad y el daño en las vigas en vez de las columnas.

El interés en la respuesta tridimensional inelástica de los miembros cargados axialmente bajo historias de momento de flexión biaxial, es relativamente reciente y la disponibilidad de resultados experimentales es limitada. Así, cuando se considera la combinación de historias de momentos de flexión en las dos direcciones, se incorpora una complicación del problema, que hace que el conocimiento actual del comportamiento inelástico de columnas de hormigón armado bajo flexión biaxial esté muy por debajo del comportamiento bajo flexión cíclica uniaxial con carga axial (ASCE, 1996).

Con todo, existen algunos ensayos de este tipo, como los realizados por Takizawa y Aoyama (1976), Otani et al. (1980), Kobayashi et al. (1984), Saatcioglou y Ozcebe (1989) y Bousias et al. (1992). La gran mayoría de estos ensayos han sido realizados con la carga axial constante y, algunos, bajo carga axial variable.

5.3.3 Miembros bajo flexión y fuerza axial con esfuerzos de cortante elevados

Existe una evidencia experimental considerable que muestra que la respuesta inelástica de miembros cargados cíclicamente con un detalle de refuerzo convencional,

esta afectada por las deformaciones de cortante en las zonas inelásticas (Celebi y Penzien, 1973; Atalay y Penzien, 1975; Zagajeski et al., 1978; Spurr y Paulay, 1984; Ozcebe y Saatcioglu, 1989; Mander et al., 1993; Pinto et al., 1995). Esta situación, se presenta especialmente en miembros esbeltos unidimensionales, en las que la flexión gobierna el comportamiento de la relación fuerza-deformación; sin embargo, las deformaciones por cortante se vuelven importantes cuando la esbeltez (l/d) disminuye. En este caso, la esbeltez del elemento se define como la relación entre la longitud del elemento " l " y el peralte " d " de la sección. Se ha observado experimentalmente que, para valores de l/d menores a 2, las curvas esfuerzo-deformación tienen la forma que se presenta en la Figura 5.14. Del análisis de esta Figura, se concluye que el deterioro de la rigidez y de la resistencia es drástico y que la ductilidad que presentan los elementos es muy pequeña. Por otra parte, los ciclos de histéresis muestran un fuerte efecto estrechamiento ("*pinching*"), con la consiguiente disminución de la capacidad de disipación de energía. En varios casos, se ha observado que el estrechamiento, se debe a un fenómeno de deslizamiento por adherencia entre el hormigón y las varillas de acero. Estos fallos y los de tipo cortante, son muy frágiles y, por lo tanto, es necesario evitarlos, en el diseño de elementos de hormigón armado.

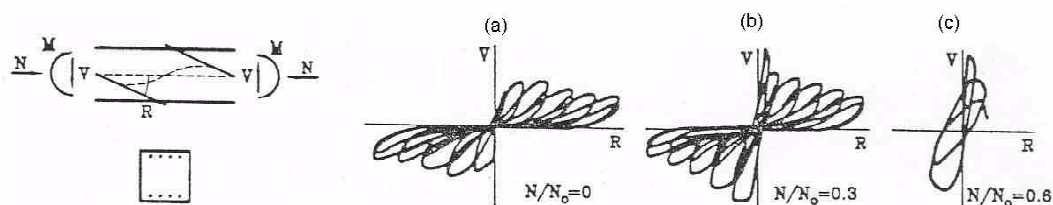


Figura 5.14. Ciclos de histéresis cortante-deformación de elementos de hormigón armado que fallan a cortante, bajo carga axial constante y flexión asimétrica cíclica (Ver explicación en el texto).

La carga axial tiene un efecto importante sobre el comportamiento a cortante de las columnas (Atalay y Penzien, 1975), debido a que a medida que aumenta la carga axial, disminuye el efecto de estrechamiento de los ciclos histeréticos, siempre y cuando no se sobrepase el valor de la carga balanceada ($N/N_0 = 0.4$ aproximadamente). Por esta razón, el comportamiento de un mismo elemento obtenido para una carga axial normalizada a 0.3 es mucho mejor que el obtenido para un valor igual a 0.6, tal y como se puede observar en las Figuras 5.14 (b) y 5.14 (c).

Los esfuerzos de cortante se transfieren básicamente mediante los siguientes mecanismos: 1) transferencia en la zona de compresión del elemento, 2) transferencia en las grietas debido a la trabazón del agregado, 3) transferencia a través de la acción de dovela del refuerzo y 4) transferencia a través del refuerzo de cortante, entre otros. Las deformaciones de cortante de las regiones de las rótulas plásticas

bajo carga cíclicas son, en gran parte, debidas al deslizamiento, el cual se produce incluso para esfuerzos de cortante nominal de magnitud moderada (Spurr y Paulay, 1984).

5.4 Modelos analíticos del comportamiento histerético

Durante las últimas décadas, a partir del análisis de los resultados de los ensayos experimentales, se ha desarrollado un número considerable de modelos constitutivos, que representan el comportamiento histerético de los elementos de hormigón armado, cuando se ven sometidos a cargas reversibles. Estos modelos, han ido evolucionando, para acercarse cada vez más a la respuesta cíclica real de dichos elementos, debido a que la respuesta dinámica no lineal de una estructura, depende fundamentalmente del modelo constitutivo que se utilice para el análisis.

En general, se ha observado que existe una gran cantidad de variables que influyen en el comportamiento histerético, tales como, entre otras: la forma de la sección transversal, la cantidad de acero de refuerzo, la distribución y la calidad del anclaje tanto del acero longitudinal como del acero transversal por cortante y confinamiento, las propiedades de los materiales constitutivos y las características de adherencia entre ellos, el tipo y la magnitud de las cargas actuantes. Así mismo, los resultados indican que es necesario tener en cuenta la variación, por lo menos, de los siguientes parámetros:

- La rigidez en las ramas de carga y descarga, ya que es un parámetro determinante en la magnitud de la deformación producida por los ciclos reversibles de carga.
- El ancho de los ciclos de histéresis, incluyendo el efecto de estrechamiento, que determina la cantidad de energía disipada en los ciclos de carga.
- La disminución de la resistencia de los ciclos de histéresis, en comparación a la resistencia obtenida a partir de la envolvente a carga monotónica, que determina la estabilidad de la respuesta y la tasa de aproximación al fallo del elemento.

De todo lo anterior, se concluye que, un modelo histerético debe ser capaz de representar la evolución de la rigidez, la resistencia y el efecto de estrechamiento bajo cualquier historia de desplazamientos.

Existe una serie de modelos constitutivos que definen la no linealidad del material y que representan el comportamiento histerético de los elementos, unos más complicados que otros, pero la mayoría consideran tres factores fundamentales:

- Deterioro de la rigidez en la descarga inelástica.

- Cambio de rigidez por cierre de grietas.
- Deterioro en la resistencia.

A continuación se describen los modelos más relevantes y utilizados en el análisis dinámico no lineal de estructuras de hormigón armado.

5.4.1 Modelos bilineales

Los modelos bilineales utilizan la teoría clásica de la plasticidad, con módulo plástico constante y endurecimiento por deformación. Las rigideces de las ramas de descarga y de recarga son paralelas a la rama elástica de carga inicial (EI). Por lo tanto, los lazos de histéresis de estos modelos, son muy anchos y sobreestiman la cantidad de energía disipada del elemento de hormigón armado. La rigidez del sistema elástico, EI , se define como la relación entre el momento de cedencia, M_y , y la curvatura de cedencia, ϕ_y , esto es:

$$EI = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (5.19)$$

El modelo elasto-plástico perfecto, que se muestra en la Figura 5.15, es un caso particular de los modelos bilineales, en el cual, no se considera el endurecimiento por deformación, razón por la que se observa que la curva post-cedencia tiene pendiente nula (recta BC). Adicionalmente, este modelo no contempla el deterioro de la rigidez y la resistencia, ni tampoco el efecto del cierre de grietas. Este modelo ha sido utilizado ampliamente por muchos investigadores, debido a su simplicidad. Sin embargo, los modelos bilineales en general, no son los más adecuados para realizar un análisis no lineal refinado de la respuesta de una estructura ante cargas cíclicas.

5.4.2 Modelo de rigidez degradante de Clough y variantes

El modelo propuesto por Clough y Johnston (1966) es una variante del modelo elasto-plástico, que incorpora el efecto de la degradación de rigidez. En la Figura 5.16 puede verse cómo la rigidez a flexión, pendiente de la recta BC, es nula una vez se sobrepasa el límite elástico, lo cual no deja de ser una simplificación excesiva, ya que el elemento tiene cierta rigidez a flexión. En la descarga, tramo CD, se mantiene la rigidez elástica hasta llegar al punto D, a partir del cual, el perfil se orienta hacia el punto de plastificación inicial o, si la sección ya entró en el rango plástico, el perfil se dirige hacia el punto de deformación máxima alcanzada en el ciclo anterior. Esta hipótesis ha servido de base para el desarrollo de nuevos modelos constitutivos.

El modelo de Clough y Johnston es relativamente simple y ha sido utilizado ampliamente para el análisis no lineal de estructuras, pero incorporando las características de endurecimiento por deformación. Sin embargo, investigadores tales como Ridell y Newmark (1979) han criticado fuertemente la regla de recarga después de la

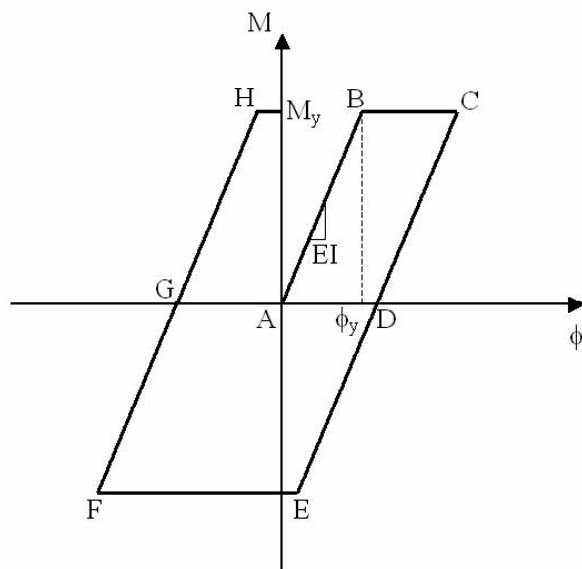


Figura 5.15. Modelo elasto-plástico (Ver explicación en el texto).

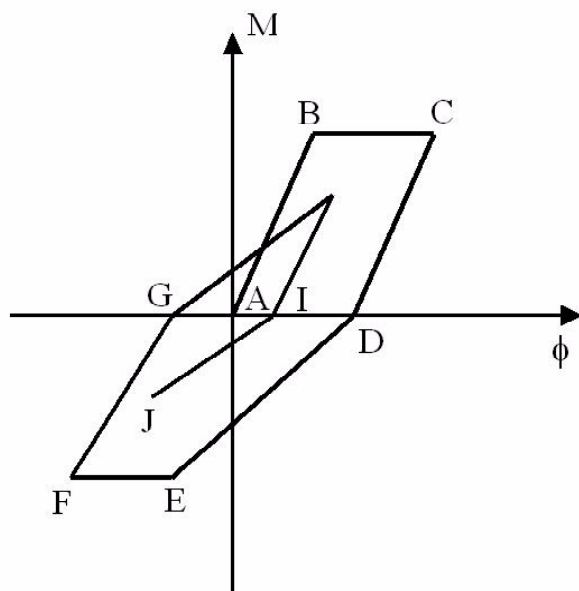


Figura 5.16. Modelo histérico de Clough y Johnston (ver explicación en el texto).

descarga parcial, es decir, antes de alcanzar el nivel del eje ϕ , debido a que conduce a un comportamiento poco realista. Otro limitante del modelo es considerar que la rigidez de descarga es constante, lo cual no es cierto, ya que varía en función de la relación de la curvatura de cedencia, ϕ_y , y la curvatura, ϕ_i , en cada ciclo.

Wang y Shah (1987) introdujeron el efecto de la degradación de resistencia y rigidez de daño acumulativo en el modelo de Clough y Johnston (1966), en función de un índice de daño propuesto por los mismos autores.

5.4.3 Modelo de Takeda y variantes

Un modelo histerético más refinado y sofisticado fue desarrollado por Takeda et al. (1970) a partir de los resultados experimentales de ensayos realizados en elementos de hormigón armado, con un simulador sísmico, en la Universidad de Illinois. Este modelo incluye tanto los cambios en la rigidez en agrietamiento por flexión y en cedencia como las características de endurecimiento por deformación. La degradación de la rigidez de descarga se controla por una función exponencial de la deformación máxima anterior. Estos autores definieron una serie de reglas para cargas reversibles dentro de los lazos de histéresis más exteriores, lo cual mejora sustancialmente el modelo propuesto por Clough y Johnston (1966).

Una de las limitantes del modelo original, es que no considera el fallo o el daño excesivo causado por el deterioro por cortante o por la adherencia. Por lo tanto, el modelo de Takeda simula un comportamiento de flexión dominante.

El modelo consiste en una curva envolvente trilineal bajo cargas monotónicas, una para cada sentido de carga, con cambios de pendiente en los puntos de agrietamiento (A, A') y de cedencia (B, B'), como se muestra en la Figura 5.17. El modelo tiene 16 reglas para la descarga y la recarga que cubren todas las posibles secuencias de carga. El perfil de descarga (tramo C-D) a partir de la rama post-fluencia, tiene una pendiente similar a la recta que conecta el punto de fluencia con el punto de agrietamiento en la dirección opuesta (tramo A-B), multiplicada por $(\phi_y/\phi_{\max})^{0.4}$ en la cual ϕ_{\max} es la curvatura máxima en la dirección carga. La recarga se dirige hacia el punto de deformación máxima previa, o al punto de fluencia (ASCE, 1996).

Una versión mucho más simple del modelo de Takeda, fue propuesta por Otani (1974) y Litton (1975). Ambos comprimieron la curva de envolvente con una sola esquina en el punto de cedencia y 9 o 11 reglas para los ciclos de histéresis. Por lo tanto, la curva envolvente resultante corresponde a una representación bilineal, como se muestra en la Figura 5.18. El modelo está definido por los siguientes parámetros: el factor α que controlan la rigidez de la rama de descarga ($0.0 \leq \alpha \leq 0.5$), el factor β que controla la rigidez de la recarga ($0.0 \leq \beta \leq 0.6$), el factor de Ramberg-Osgood, r , que controla pérdida de rigidez después de la cedencia ($1.0 \leq r < \infty$), la rigidez inicial k_0 igual a EI y la rigidez de la rama de descarga, k_u .

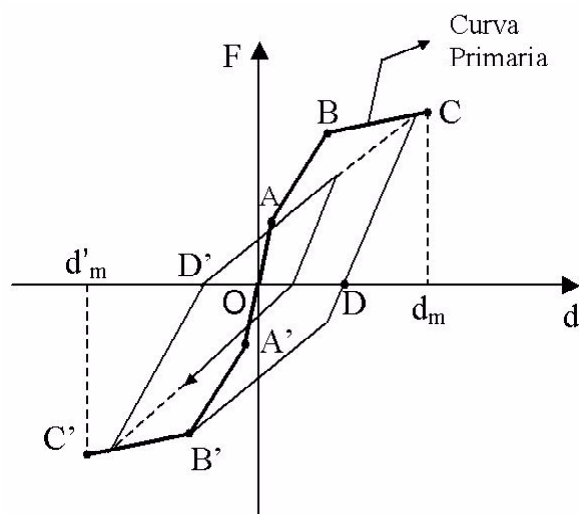


Figura 5.17. Modelo histerético propuesto por Takeda et al. (1970). Ver explicación en el texto.

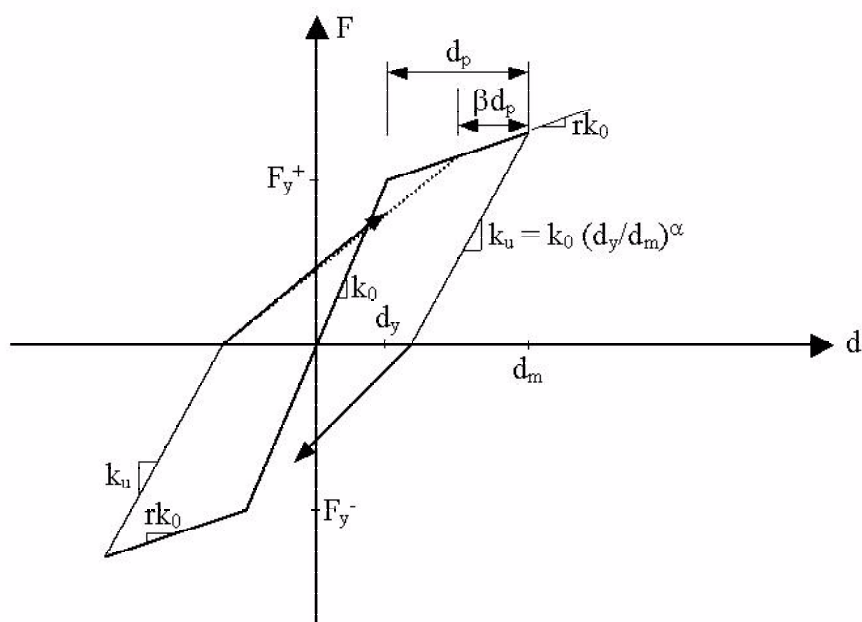


Figura 5.18. Modelo histerético de Takeda modificado (Otani, 1974). Ver explicación en el texto.

Saatcioglou et al. (1983) introdujo la degradación de resistencia del modelo de Takeda modificado para los ciclos de deformación que superan cierto umbral de ductilidad.

5.4.4 Modelo Q-Hyst

A pesar de que este modelo fue desarrollado originalmente por Saiidi y Sozen (1979) para modelar la respuesta fuerza-desplazamiento de un oscilador de un solo grado de libertad y no para la relación Momento-curvatura de un elemento, vale la pena mencionarlo, debido a que proporciona casi el mismo ajuste a los resultados de la respuesta dinámica no lineal, que otros modelos constitutivos mucho más complejos, como por ejemplo el modelo de Takeda.

El modelo Q-Hyst corresponde a una curva bilineal simétrica, la descarga tiene una pendiente igual a la elástica multiplicada por $(\phi_y/\phi_{\max})^{0.5}$, en la cual ϕ_{\max} es la magnitud de la excursión inelástica más grande en cualquiera de las dos direcciones. Las curvas de recarga se dirigen desde un punto sobre el eje " ϕ " hasta un punto sobre la curva envolvente con un valor igual a ϕ_{\max} (ver Figura 5.19).

5.4.5 Modelo de Roufaiel y Meyer y sus variantes

El modelo propuesto por Roufaiel y Meyer (1987) corresponde a una curva envolvente bilineal. El modelo incluye en las ramas de descarga, la degradación de la rigidez con la deformación inelástica máxima y, en las ramas de recarga, el efecto de estrechamiento. El modelo se muestra en la Figura 5.20 y se describe de la siguiente forma: se traza una rama de descarga auxiliar (línea BC), paralela a la rama elástica de la envolvente bilineal (línea 1), hasta encontrar la recta paralela a la envolvente post-cedencia que pasa por el origen de coordenadas (línea CG). La recta que conecta el punto de intersección (C) con el punto de fluencia (E) en el sentido opuesto (o con el punto de deformación máxima si la sección plastificó anteriormente), define el extremo de la rama de descarga (línea 4) y su encuentro con el eje horizontal (D). A partir de este punto, la recarga no siempre se dirige hacia el punto previo de mayor deformación, sino que puede desviarse, efecto de estrechamiento, dependiendo de la importancia de las deformaciones por cortante, como se observa en las rectas 7 y 8 de la Figura 5.20. El extremo de la rama representativa del estrechamiento termina cuando dicha rama encuentra la rama de carga elástica (o su prolongación), dirigiéndose inmediatamente hacia el punto de deformación máxima previamente alcanzada en el ciclo anterior.

Chung et al. (1987) han extendido el modelo de Roufaiel y Meyer para incluir la degradación de la resistencia y la rigidez bajo ciclos de carga de amplitud constante. El modelo de degradación requiere dos parámetros adicionales: el valor de la curvatura y el momento de fallo bajo carga monotónica, llamados ϕ_f y M_f respectivamente (ver Figura 5.21). Los valores de estos dos parámetros, se determinan

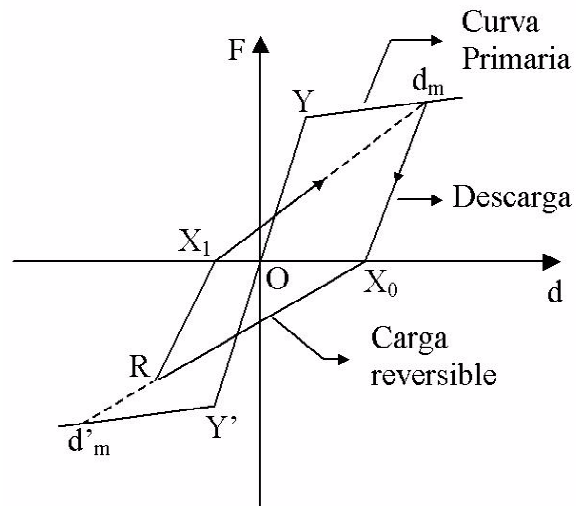


Figura 5.19. Modelo histerético Q-Hyst propuesto por Saiidi y Sozen (1979). Ver explicación en el texto.

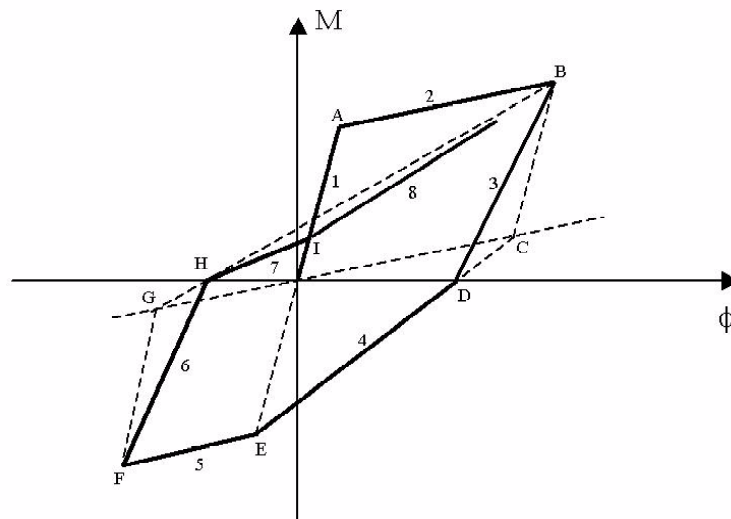


Figura 5.20. Modelo histerético propuesto por Roufaiel y Meyer (1987). Ver explicación en el texto.

experimentalmente a través de ensayos bajo carga monotónica, con deformaciones mayores a las últimas cercanas al fallo, o analíticamente, utilizando la simulación numérica y modelos de lámina. En este proceso de simulación, el fallo se identifica, cuando se presenta alguna de las siguientes situaciones: 1) el acero se rompe, en una elongación aproximadamente igual a 1.5 veces su valor de deformación última, 2) el hormigón llega al aplastamiento, 3) se presenta la pérdida de recubrimiento por el pandeo de las barras de refuerzo longitudinal o 4) el momento resistente M de la sección decae hasta un 75 % del momento último M_u .

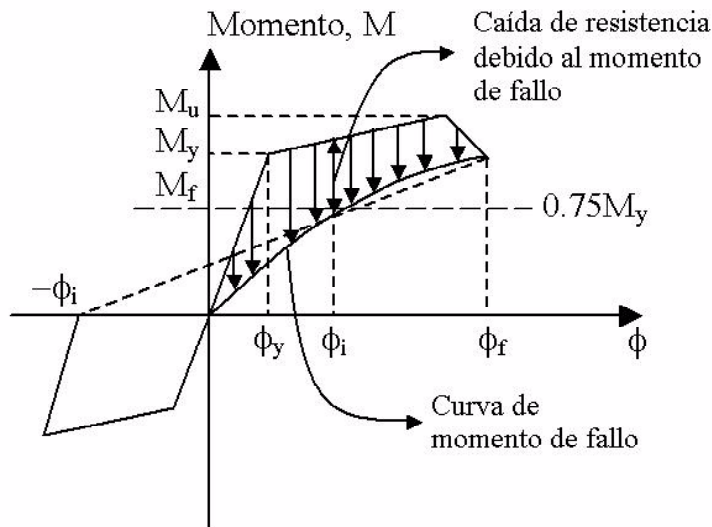


Figura 5.21. Modelo histerético propuesto por Chung et al. (1987). Ver explicación en el texto.

5.4.6 Modelo de Park et al. y variantes

Este modelo es considerado uno de los más completos, siendo ampliamente utilizado para el análisis dinámico no lineal de estructuras. El modelo incluye no sólo la degradación de la rigidez y el efecto de estrechamiento, sino también la pérdida de resistencia con los ciclos de carga. El comportamiento histerético se describe por medio de una curva envolvente trilineal, similar a la utilizada en el modelo de Takeda, pero incluye una novedad en la determinación de la degradación de la rigidez de rama de descarga. La extensión de la descarga desde la rama post-agrietamiento de la curva elástica, interseca la rama de pre-agrietamiento de la curva de carga envolvente trilineal en la dirección de descarga, en una ordenada igual al valor del momento de cedencia multiplicado por un factor α (ver Figura 5.22 (a)). Por lo tanto, este parámetro controla la degradación de la rigidez del modelo. Los autores del modelo proponen valores de α alrededor de 2.0. La rama de recarga está

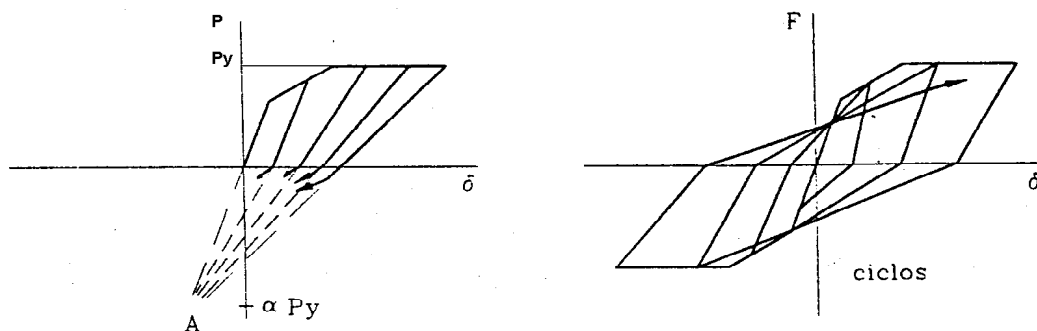
inicialmente dirigida hacia el punto más extremo en la rama de descarga anterior, en una ordenada igual a un porcentaje, γ , del momento de cedencia P_y , esto es: $P_s = \gamma \cdot P_y$. Antes de alcanzar este punto y cuando se ha excedido la deformación permanente máxima previa, por ejemplo, el valor de la curvatura en la intersección entre la rama extrema de descarga y el eje horizontal, la rama de recarga se rigidiza y se dirige hacia el punto de deformación máxima alcanzada en el ciclo previo en esa dirección, como se muestra en la Figura 5.22 (b). Por lo tanto, el parámetro γ controla el efecto de estrechamiento. En versiones posteriores de este modelo, el punto donde finaliza el efecto de estrechamiento ha sido trasladado hacia el punto de agrietamiento, tal y como puede observarse en la Figura 5.23 (a). Adicionalmente, el factor γ ha sido renombrado como HS .

La degradación de la resistencia de un ciclo se representa por el parámetro β que es función de la cantidad de energía disipada (ver Figura 5.22 c). En versiones posteriores de este modelo, el factor β se denomina HBE y se ha redefinido la degradación de resistencia utilizando un parámetro adicional (HBD) que es función de la ductilidad, convirtiéndose en un modelo de cuatro parámetros (Kunnath et al., 1992).

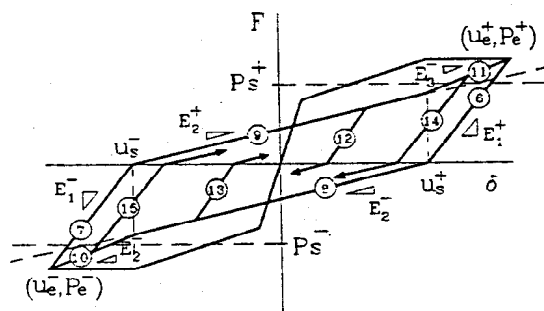
El modelo de Park et al. y sus variantes han sido capaces de representar el comportamiento de un gran número de elementos de hormigón armado ensayados experimentalmente; algunos de esos ensayos se han descrito en trabajos muy recientes, como los de Kunnath et al. (1990, 1995a, 1995b), Hoffman et al. (1992) y Bracci et al. (1995), entre otros. En ellos se proponen ciertos valores de los parámetros, los cuales varían de acuerdo con el tipo de elemento estructural, las propiedades de los materiales y la calidad de la construcción. Kunnath et al. (1990) encontró que para secciones de elementos de hormigón armado correctamente detalladas, los análisis de los resultados son insensibles a cambios sustanciales de los valores de los parámetros; desgraciadamente, este aspecto no siempre puede encontrarse en la práctica. Por ello, para el análisis no lineal de estructuras de hormigón armado, es conveniente calibrar los valores de los parámetros correspondientes a los elementos a representar, realizando ensayos experimentales.

5.5 Comportamiento sísmico de conexiones viga-columna

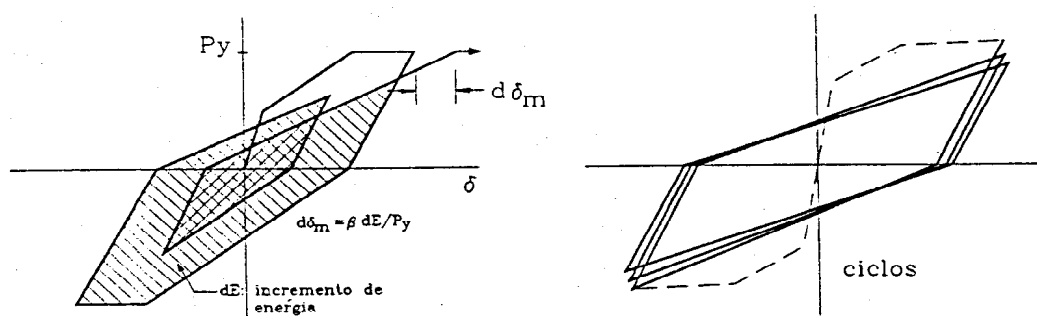
Los edificios aporticados de hormigón armado que presentan un buen desempeño sísmico, se caracterizan por tener la capacidad de evitar el desarrollo inesperado de un mecanismo de colapso durante un movimiento sísmico severo y al mismo tiempo por absorber la energía sísmica a través de las deformaciones inelásticas. El comportamiento de las conexiones viga-columna, tiene una incidencia directa sobre la respuesta total y la estabilidad de los edificios aporticados de hormigón armado. Así pues, una pérdida sustancial de rigidez y resistencia en esta conexión, puede



(a) degradación de rigidez



(b) Estrechamiento (pinching)



(c) deterioro de resistencia

Figura 5.22. Efectos de los parámetros que rigen el modelo histérico propuesto por Park et al. (1987) (Ver comentarios en el texto).

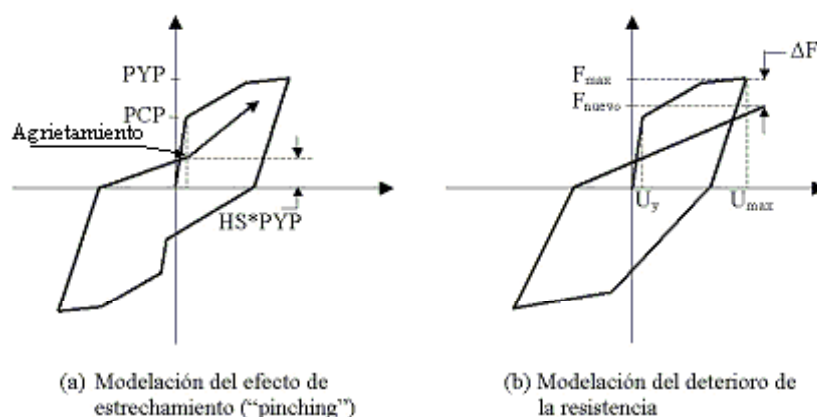


Figura 5.23. Variantes de los parámetros que rigen el modelo histerético propuesto por Park et al. (Kunnath et al., 1992). Ver comentario en el texto.

generar un mecanismo de colapso local o incluso global. Por lo tanto, los principios básicos requeridos para el diseño deben ser los siguientes: 1) prevenir un fallo frágil en las conexiones, 2) mantener la integridad de las conexiones de tal forma, que las columnas y las vigas conectadas, puedan desarrollar su capacidad última y que al mismo tiempo, las columnas preserven su capacidad de transmitir cargas axiales, y 3) reducir la degradación de la rigidez de las conexiones minimizando el agrietamiento y previniendo la pérdida de adherencia entre el hormigón y el refuerzo longitudinal de las vigas y las columnas (Pantelides et al., 2002).

Durante los últimos 20 años, se han realizado varios estudios sobre el comportamiento sísmico de las conexiones viga-columna, a partir de los cuales, éstas han sido reconocidas como zonas críticas en los pórticos de hormigón armado diseñados para resistir la acción de un sismo severo. La mayoría de estos estudios, se han centrado en la mejora del desempeño de estas conexiones, a través de nuevos conceptos de diseño, y en el uso de acero de refuerzo transversal (estribos) en las conexiones.

Como una consecuencia de los momentos cíclicos reversibles que actúan en las regiones de las vigas y las columnas cercanas al nudo⁵, las conexiones experimentan fuerzas cortantes horizontales y verticales, cuya magnitud, generalmente, es mucho mayor que las que se producen en las vigas o en las columnas. Por lo tanto, si la conexión no está diseñada para resistir estas fuerzas, se produce el fallo por cortante. Por otra parte, los momentos reversibles que sufre el nudo, producen estados sucesivos de compresión y de tracción en el acero de refuerzo de las vigas, que inducen un gradiente de fuerzas, asociado a grandes esfuerzos de adherencia. El nudo debe estar diseñado de tal forma que el hormigón y el acero resistan estos esfuerzos, de lo contrario, se pueden producir deslizamientos del refuerzo, fallo por adherencia, que generan una disminución en la capacidad a flexión y un aumento de las distorsiones.

⁵Nudo: representación puntual de la conexión viga-columna.

Muchos de los daños severos y/o colapsos observados en edificios de hormigón armado durante sismos severos, tales como por ejemplo: Asnam (1980), México (1985), San Salvador (1986) y Loma Prieta (1989), entre otros, fueron producidos por el fallo de las conexiones viga-columna (Paulay y Priestley, 1992).

Las primeras investigaciones sobre el comportamiento de las conexiones viga-columna, se realizaron, con poca coordinación, entre los investigadores de diferentes países, y permitió el desarrollo de recomendaciones de diseño en algunos de ellos, pero con ciertos criterios conflictivos y sin consenso mundial. Sin embargo, el trabajo experimental coordinado por investigadores de los Estados Unidos, Nueva Zelanda, Japón y China (Adriono y Park, 1987; Kitayama et al., 1986; Kitayama et al., 1987; Kurose, 1987; Park y Hopkins, 1989; Suzuki et al., 1984), sirvió para identificar y resolver estos conflictos. A partir de estas investigaciones, surgieron las primeras recomendaciones del comité ACI-ASCE 352 (1976) en los Estados Unidos, el código neozelandés NZS 3101 (1982) y el código del Instituto de Arquitectura de Japón (1988).

Park y Paulay (1992) y Paulay et al. (1978), proponen los siguientes criterios para un desempeño adecuado de las conexiones en estructuras dúctiles diseñadas para resistir la acción sísmica, con especial énfasis en las acciones del refuerzo:

1. La resistencia del nudo debe ser mayor que la resistencia máxima de las columnas y que las vigas que llegan a él. La capacidad a cortante de la conexión debe asegurar la fluencia en flexión de las vigas y columnas que llegan a ella, antes de alcanzar el fallo por cortante.
2. La capacidad de la columna no debe verse comprometida por la posible degradación dentro del nudo.
3. Durante sismos moderados, la respuesta de los nudos debe estar preferiblemente dentro del rango elástico.
4. Las deformaciones de los nudos, no deben contribuir al aumento excesivo de las derivas entre piso.
5. Los traslapes del refuerzo deben detallarse lo más alejados posibles del nudo. El refuerzo longitudinal de las vigas no debe terminar dentro del nudo sin un anclaje adecuado. El detallamiento del refuerzo transversal debe realizarse de tal manera que evite el pandeo del refuerzo longitudinal de las vigas.
6. El detallamiento del nudo debe realizarse de tal manera que facilite el ensamblaje del refuerzo y la colocación del hormigón.

En estudios de vulnerabilidad sísmica, es común encontrar estructuras con muy baja ductilidad y, por lo tanto, con una capacidad de disipación de energía mínima. Adicionalmente, un gran porcentaje de las estructuras existentes en centros urbanos,

carecen de cualquier tipo de consideración de diseño sismorresistente, es decir, que sólo fueron diseñadas para resistir cargas gravitatorias y, por lo tanto, son muy vulnerables frente a la acción sísmica. A continuación, se describe el comportamiento de las conexiones viga-columna tanto interiores como exteriores de edificios de hormigón armado poco dúctiles. Se consideran dos casos: 1) conexiones con refuerzo continuo y 2) conexiones con refuerzo discontinuo.

5.5.1 Comportamiento de conexiones interiores

Refuerzo continuo

El comportamiento de conexiones interiores con refuerzo positivo de vigas continuo a través del nudo, fue estudiado experimentalmente por Pessiki et al (1990), con el fin de examinar la capacidad de los traslapos y de las conexiones. A través de ensayos en varios especímenes similares, sometidos a carga axial constante, se encontró que aquellos especímenes cuyos nudos no poseían estribos de refuerzo lateral, concentraban el daño dentro de la conexión y en la región de las columnas localizada entre el nudo y el primer estribo de las mismas. La mayor parte de la energía disipada y la pérdida de rigidez que se presenta en las columnas, se atribuye al deterioro de estas mismas zonas de daño localizado, como lo demuestran los ciclos de histéresis de la Figura 5.24 (a) y (b).

El mecanismo de transferencia de cortante en las conexiones interiores sin refuerzo transversal, se supone que se produce por un mecanismo de puntal de compresión, suponiendo unas condiciones de adherencia perfectas para las barras de refuerzo longitudinal. En el caso de que se presente un deterioro en la adherencia, debido al uso de acero de refuerzo liso o al deterioro cíclico, la fuerza de adherencia total dentro de la longitud de la columna, puede no ser suficiente para anclar las barras y, por lo tanto, se origina un deslizamiento de las barras y un movimiento del punto de anclaje fuera del nudo. Así pues, se produce una pérdida considerable de resistencia a flexión y ductilidad, que origina un agrietamiento de tracción diagonal severo por cortante en el nudo, como se ilustra en la Figura 5.24 (c), el cual, eventualmente, puede conducir a un fallo por compresión en el núcleo de la conexión.

A partir de los ensayos realizados por Pessiki et al. (1990), se pudo comprobar que el aumento del número de varillas longitudinales en las columnas, provoca un tipo de agrietamiento diagonal aún más severo. Adicionalmente, el uso de barras de refuerzo con un diámetro grande, en columnas de poca profundidad (típicas de estructuras antiguas), reduce la adherencia y favorece el deslizamiento de las barras durante las cargas cíclicas reversibles.

Por otra parte, cuando los traslapos en las vigas y columnas se realizan en regiones alejadas de las conexiones, el agrietamiento que se produce por flexión es leve y, el aplastamiento del hormigón sólo se presenta para niveles altos de deformación.

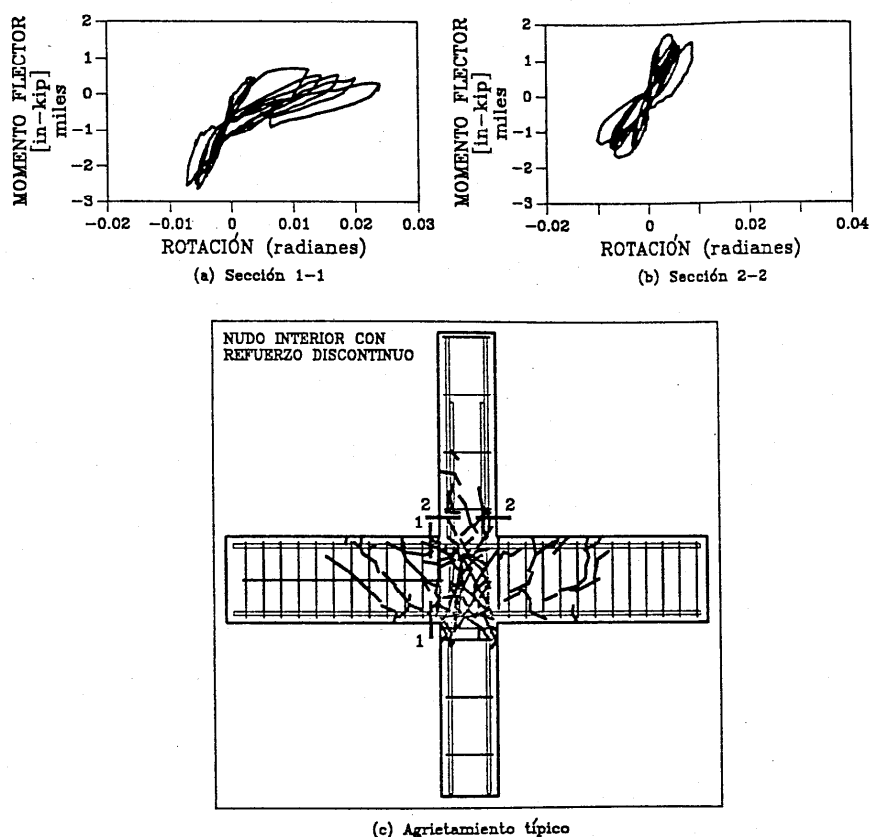


Figura 5.24. Ensayos sobre conexiones interiores típicas, con refuerzo longitudinal continuo y ausencia de refuerzo a cortante en los nudos (Pessiki et al., 1990). Ver comentarios en el texto.

Los ensayos de especímenes con un refuerzo transversal ligero en los nudos, muestran una mejor distribución de las grietas dentro de la conexión y una pérdida de resistencia mucho menor.

Refuerzo discontinuo

Las Figuras 5.25 (a) y (b) muestran los ciclos de histéresis de las secciones transversales de la viga y de la columna, cercanas a la conexión. Puede observarse claramente, que los ciclos de histéresis no son simétricos, debido a que el refuerzo de las vigas no es simétrico y, fundamentalmente, debido a la discontinuidad del refuerzo positivo de las vigas, lo que genera una tendencia al desprendimiento ("pull out") de las varillas inferiores de las vigas por pérdida de adherencia, incrementando los niveles del momento positivo en flexión. Este deterioro, debe evitarse, debido a que ocasiona graves alteraciones en el comportamiento sísmico de la conexión, tales como: 1) la capacidad de disipación de energía se reduce drásticamente, lo cual se

refleja en el estrechamiento de los ciclos de histéresis, 2) los esfuerzos de compresión diagonal se incrementan, y 3) la deformación de la viga aumenta debido al deslizamiento de la barra hacia el interior del nudo.

El fallo típico de las conexiones interiores con refuerzo discontinuo, se inicia con el desprendimiento del refuerzo discontinuo. El tipo de agrietamiento final, se muestra en la Figura 5.25 (c). La pérdida de la capacidad a cortante del nudo, se ve agravada por la pérdida del refuerzo desprendido, produciéndose un agrietamiento severo y una disminución drástica de la rigidez y resistencia en ciclos subsiguientes (Pessiki et al., 1990; Beres et al., 1992).

A partir de los ensayos realizados por Pessiki et al. (1990), se detectó una disminución del 40 % de los esfuerzos a cortante máximos en los nudos, en los instantes de carga máxima, con respecto a los esfuerzos obtenidos en los especímenes con refuerzo longitudinal continuo.

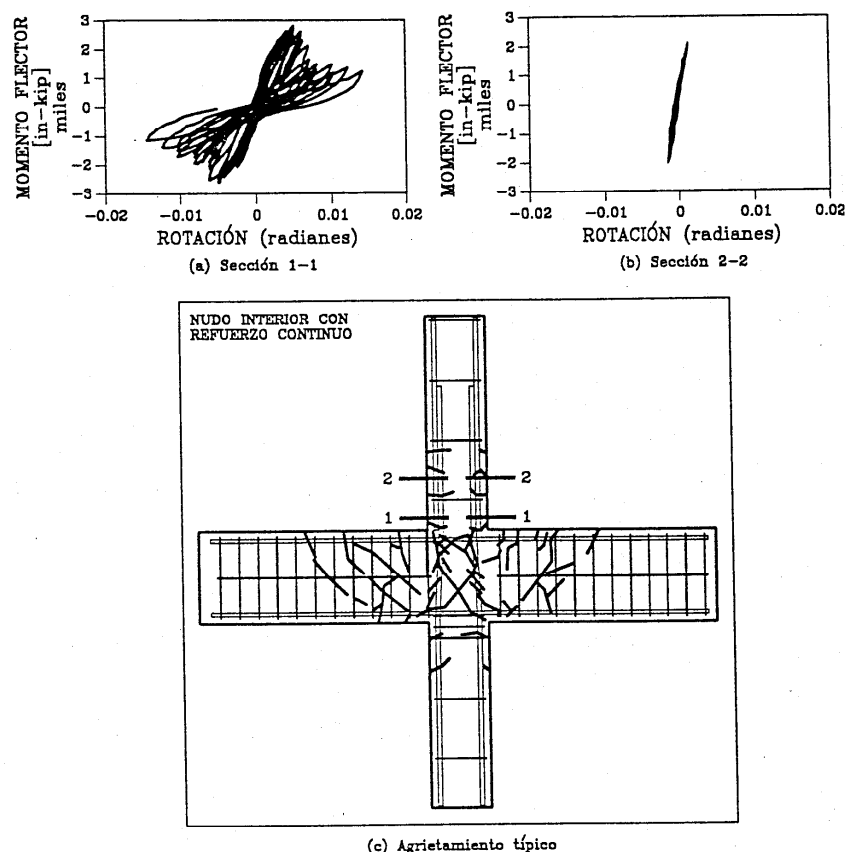


Figura 5.25. Ensayos sobre conexiones interiores típicas con refuerzo longitudinal discontinuo y ausencia de refuerzo a cortante en los nudos (Pessiki et al., 1990). Ver comentarios en el texto.

5.5.2 Comportamiento de conexiones exteriores

Varios investigadores han estudiado el desempeño de las conexiones exteriores en edificios de hormigón armado, considerando la influencia de diferentes tipos de variables, entre las cuales se incluyen: la carga axial de la columna, la geometría de los elementos, la cuantía de refuerzo transversal, la presencia de vigas laterales y el tipo de anclaje del refuerzo longitudinal, entre otras. A partir de los estudios realizados por Megget (1974) se pudo comprobar que la presencia de las vigas laterales, contribuye al confinamiento del núcleo de hormigón de la conexión, permitiendo que las rótulas plásticas se formen en las vigas y no en el interior de la conexión. No obstante, éste efecto benéfico, puede no llegar a ser del todo cierto, cuando las conexiones se ven sometidas a movimientos sísmicos no unidireccionales.

Los ensayos realizados por Townsend y Hanson (1977) permitieron identificar que el deterioro del hormigón es más severo en las columnas sometidas a tracción axial que en las columnas sometidas a compresión axial. Por otra parte, la presencia de carga axial constante en las columnas, beneficia el comportamiento de la conexión en los primeros ciclos de carga, permitiendo una mayor capacidad de disipación de energía y una menor reducción de la resistencia y la rigidez, sin embargo, en los últimos estados, cuando el núcleo de hormigón en la conexión, actúa como una serie de puntales, la carga axial contribuye al deterioro del nudo (Uzumeri, 1977). Las limitadas observaciones experimentales disponibles, sugieren que un incremento en la carga axial en las columnas, tiende a reducir la distorsión lateral total en cedencia (Kurose, 1987). No obstante, los estudios realizados por Pantazapoulou y Bonacci (1992) muestran que la resistencia a cortante de la conexión, puede disminuir con el incremento de la carga axial en la columna.

Anclaje del refuerzo longitudinal

Existen básicamente dos tipos de conexiones exteriores: en forma de "T" ("*Tee joints*") y en forma de "codo" ("*knee joints*"). Tanto el tipo de anclaje de las barras de refuerzo longitudinal de las vigas y las columnas, como el tipo de acero de refuerzo utilizado, influyen en el comportamiento sísmico de estas conexiones. El mecanismo de transmisión del cortante en las conexiones en forma de "T", después de que se produce el agrietamiento diagonal, consiste básicamente en un mecanismo de puntal de compresión, cuya eficiencia está relacionada con el tipo de anclaje utilizado para el refuerzo longitudinal de las vigas. Cuando las barras longitudinales de las vigas se doblan lejos del núcleo del nudo, como se muestra en la Figura 5.26, se limita la capacidad de éste para el desarrollo de un mecanismo de puntal eficiente de compresión que permita transmitir el cortante y, por lo tanto, se produce un agrietamiento severo que puede conducir al fallo de la conexión. El agrietamiento en estas conexiones, puede evitarse, si se dispone de una cantidad significativa de aros o estribos en columna, localizados justo sobre el núcleo del nudo.

En la Figura 5.26 (d) se ilustra la formación de un mecanismo de fallo, que

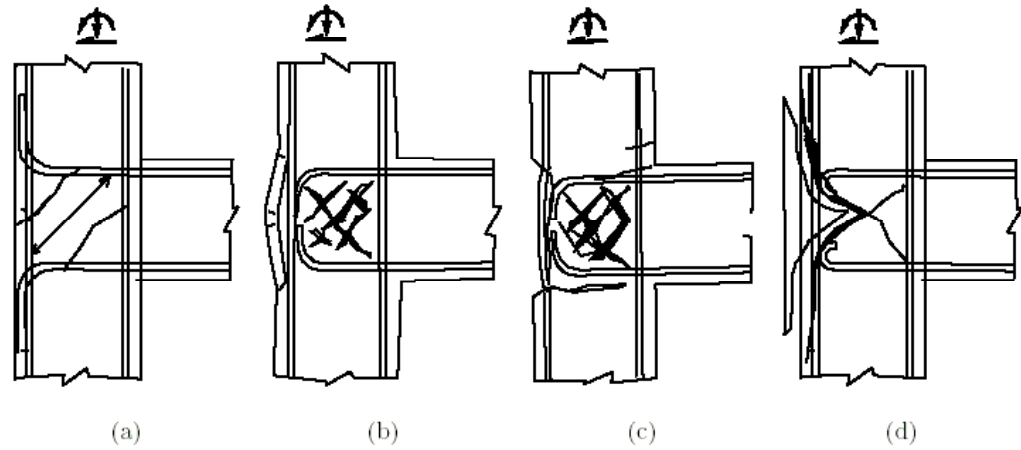


Figura 5.26. Ejemplos de mecanismos de daño para conexiones exteriores en forma de "T": (a) barras de la viga dobladas hacia fuera de la región del nudo; (b) y (c) barras de la viga dobladas en la región del nudo; (d) barras con ganchos en los extremos: "mecanismo de cuña del hormigón". (Calvi et al., 2002).

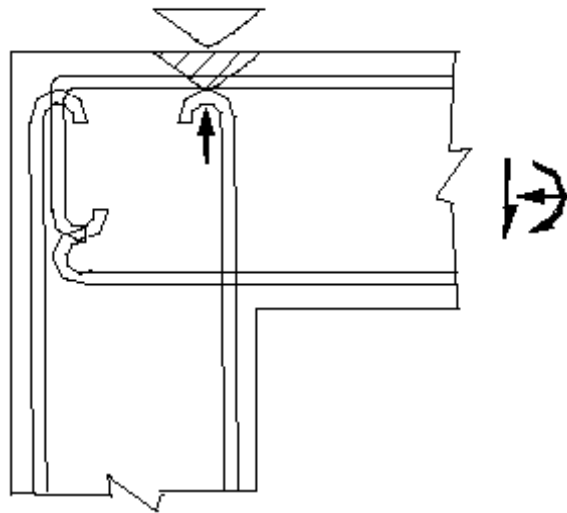


Figura 5.27. Ejemplo de la formación del mecanismo de cuña en conexiones exteriores tipo "codo" (Calvi et al., 2002).

consiste en la expulsión de una cuña de hormigón, producido por la combinación de los efectos de un puntal ineficiente y por las fuerzas de compresión concentradas en los ganchos de anclaje.

El uso de barras de refuerzo liso, favorecen la formación del mecanismo de cuña, debido a los efectos perjudiciales de la fuerza de compresión concentrada en las barras de las vigas, que es transmitida por los ganchos a la cuña de hormigón.

El mecanismo de cuña también se presenta en las conexiones exteriores tipo "codo". En este caso, la expulsión del hormigón se concentra en la cara superior de la viga y se produce por el deslizamiento y la concentración de esfuerzos en los ganchos de las barras del refuerzo longitudinal de las columnas (ver Figura 5.27).

Refuerzo discontinuo

Las Figuras 5.28 (a) y (b) muestran los ciclos de histéresis obtenidos en ensayos con especímenes con refuerzo discontinuo. A diferencia de los ensayos en nudos interiores, la disminución en la capacidad de carga en las vigas, tiene mayor incidencia en el fallo de nudos exteriores. Inicialmente, durante los primeros ciclos de carga, aparecen grietas en la esquina superior del nudo, cercana a la viga. Conforme aumentan los ciclos de carga, se desarrollan grietas diagonales perpendiculares al gancho de anclaje del refuerzo negativo, causando una caída significativa en la rigidez del nudo. Finalmente, estas grietas progresan diagonalmente a través del nudo, tanto en la región del traslapeo como en la región interna de la conexión, inmediatamente seguidas de una caída brusca de la resistencia y un agrietamiento severo a lo largo del traslapeo, permitiendo el pandeo de las varillas longitudinales de la columna. En algunos casos, es posible que se desarrollen grietas verticales por flexión en la cara del nudo que limita con la viga. Adicionalmente, los ciclos de carga inducen grandes aberturas en las juntas de construcción. El tipo de agrietamiento final puede observarse en la Figura 5.28 (c).

Bajo flexión negativa, la acción del gancho de anclaje del refuerzo negativo, produce el inicio del agrietamiento a lo largo del segmento vertical del gancho y, a menudo, genera la pérdida total del recubrimiento en la cara del nudo opuesta a la viga. Por su parte, la aplicación de flexión positiva en las vigas, causa un aumento del deterioro del nudo, pero el fenómeno de desprendimiento de las varillas inferiores, no es tan dominante como en el caso de los nudos interiores (Pessiki et al., 1990; Beres et al., 1992).

Los especímenes con vigas transversales de confinamiento, muestran mecanismos de fallo similares a los descritos anteriormente; sin embargo, el agrietamiento es menos severo. El desprendimiento de las varillas inferiores de las vigas, se inicia aproximadamente al mismo nivel de carga al que ocurre el agrietamiento severo en los traslapes. El refuerzo transversal de confinamiento del nudo, no incrementa la capacidad de carga máxima, pero proporciona una degradación de resistencia más gradual (Pessiki et al., 1990).

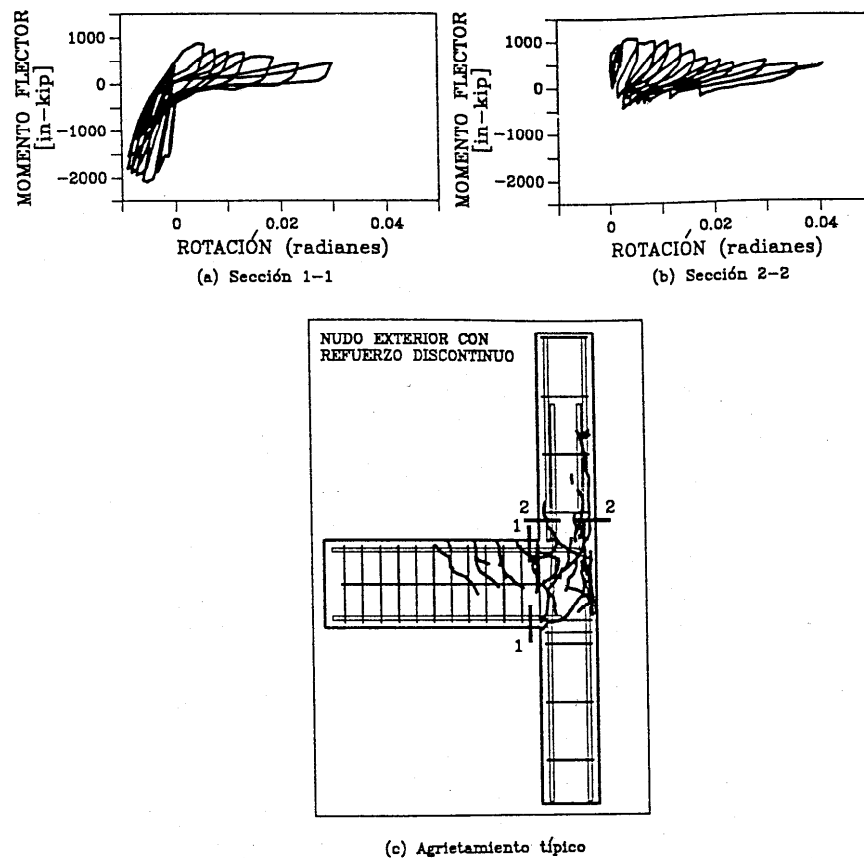


Figura 5.28. Ensayos sobre conexiones exteriores típicas con refuerzo longitudinal discontinuo y ausencia de refuerzo a cortante en los nudos (Pessiki et al., 1990).

En resumen, el fallo ocurre por la combinación de un agrietamiento diagonal por cortante excesivo, seguido del fallo del traslape en la columna, del deprendimiento del recubrimiento del hormigón, debido a la acción del gancho de anclaje del refuerzo negativo de las vigas y, en menor medida, el desprendimiento del refuerzo longitudinal positivo de las vigas.

5.6 Comportamiento de los edificios de hormigón armado durante sismos

Se ha observado repetidamente que la selección apropiada del sistema resistente de cargas, es esencial para un buen desempeño de la estructura sometida a cualquier tipo de acción dinámica. Para ello, es necesario hacer un seguimiento cuidadoso en los procesos de análisis, diseño, detallado y construcción. No obstante, se ha podido comprobar, que si un sistema estructural está mal concebido desde sus inicios, la

atención extra en el análisis y detallado no mejora significativamente su desempeño sísmico. Esta observación, es particularmente apropiada para el diseño sismorresistente, donde la intensidad y la orientación de las cargas, son altamente inciertas. Las estructuras que tienen una distribución simple, regular, continua y con un sistema resistente a cargas laterales redundante, presentan un buen desempeño durante los movimientos sísmicos. Por el contrario, sistemas estructurales complejos que introducen incertidumbres en el análisis y en el detallado, o que cuentan con un sistema de transmisión de cargas no redundante, pueden conducir a un comportamiento no deseado de la estructura.

Debido a que el costo de reparación es la primera medida del buen desempeño de una estructura que ha sobrevivido a un sismo, el control del daño es esencial. En los últimos años, se ha detectado que los daños producidos en los elementos no estructurales representan un gran porcentaje de las pérdidas económicas producidas por los sismos. Adicionalmente, el fallo de estos elementos, en muchas ocasiones ha producido una gran cantidad de heridos y víctimas mortales. Existen varios casos, en los que la mayoría de los daños se han concentrado en elementos arquitectónicos y en los contenidos. Por lo tanto, es indispensable mejorar los procedimientos de diseño para poder garantizar el buen desempeño de estos elementos.

A continuación, se presentan algunos de los factores más relevantes que influyen en el comportamiento sísmico de los edificios de hormigón armado, y que han sido analizados por Moehle y Mahin (1991).

5.6.1 Observaciones del concepto estructural

Continuidad

Cualquier sistema resistente de cargas laterales debe garantizar que las cargas se distribuyan de forma continua hasta la fundación. Las cargas de inercia que se desarrollan debidas a las aceleraciones de los elementos individuales, deben ser transferidas a los diafragmas de piso, a los elementos verticales del sistema resistente, a la fundación y, eventualmente, al terreno. El fallo de un elemento o una unión debido a una mala transmisión de esfuerzos, puede producir el colapso parcial o total de una estructura. Por lo tanto, es indispensable garantizar la conexión adecuada de todos los elementos, incluyendo los no estructurales, al sistema resistente de cargas laterales.

Las fuerzas de inercia que desarrollan los elementos individuales, deben ser transmitidas a los elementos verticales del sistema resistente de cargas laterales, por medio de los diafragmas de piso. Los diafragmas de hormigón con puntales apropiados, uniones y elementos de borde, deben estar provistos de un refuerzo adecuado para transmitir estas fuerzas. En caso contrario, pueden presentarse fallos por agotamiento del diafragma ante los esfuerzos transmitidos.

Los fallos producidos por la discontinuidad de los elementos verticales del sistema

resistente de cargas laterales, han sido una de las principales causas de los daños registrados durante las últimas catástrofes sísmicas. Una forma típica de este tipo de discontinuidad, ocurre cuando los muros de cortante que están presentes en los niveles superiores, desaparecen en los niveles más bajos, dando paso a la formación de un piso débil, en el cual, generalmente se concentra el daño. Este tipo de fallo, también está asociado al concepto de regularidad, el cual se explica en el siguiente apartado. Un ejemplo bien conocido, que se muestra en la Figura 5.29, es el " *Olive View Hospital*", el cual, estuvo muy cerca del colapso, debido a las deformaciones excesivas en los dos primeros niveles, durante el sismo de San Fernando, ocurrido el 9 de Febrero de 1971. Este hospital tuvo que ser demolido.

Debido a los numerosos daños y pérdidas económicas relacionadas con este tipo de fallo, se han generado provisiones y reglamentaciones específicas para garantizar una buena conexión entre los elementos individuales y el sistema estructural (SC y SEAC, 1989; UBC, 1988).



Figura 5.29. Mecanismo de fallo de piso débil - Olive View Hospital (ACI, 1991).

Otro ejemplo bien estudiado de este tipo de fallo, es el del edificio de servicios del condado de Imperial en los Estados Unidos ("*Imperial County Services Building*"). El edificio colapsó durante el sismo de Imperial Valley, ocurrido el 15 de Octubre de 1979. En este caso, las fuerzas laterales que se acumularon en los muros exteriores en los niveles superiores, tuvieron que ser transmitidas por los diafragmas a los muros del primer nivel, completamente por cortante. Por lo tanto, se desarrollaron grandes fuerzas de volcamiento en las discontinuidades de los muros exteriores, que fueron transmitidas por las columnas que soportaban los muros, contribuyendo al

daño severo en las columnas (ver Figura 5.30).



Figura 5.30. Fallo explosivo de las columnas del primer nivel - Sismo de Imperial Valley, (15 de octubre de 1979) (<http://nisee.berkeley.edu>).

Regularidad

Cambios repentinos en la rigidez, resistencia o en la masa tanto en elevación como en planta, pueden producir una distribución de las cargas laterales y las deformaciones, diferente de las que se consideran para las estructuras uniformes durante el diseño. A pesar de que estos efectos pueden y deben ser contemplados durante el diseño, las incertidumbres involucradas con los efectos que producen sobre el comportamiento de la estructura, hacen que sea preferible evitar estas irregularidades. Por "desgracia", este tipo de cambios son bastante comunes entre niveles adyacentes y están asociados con modificaciones del sistema estructural, tales como: 1) cambios en la altura de los niveles, 2) cambios en los materiales y 3) disposiciones arquitectónicas, entre otros. Un problema típico de tales discontinuidades, es que las deformaciones inelásticas tienden a concentrarse en o alrededor de estas discontinuidades, produciendo, en la mayoría de los casos, daños severos o incluso el colapso del edificio.

El fallo típico conocido como "piso débil", se presenta en los pórticos con mampostería de relleno distribuida de forma discontinua e irregular. Por otra parte, los rellenos de mampostería parciales en los pórticos, que se extienden entre las columnas desde el nivel de piso hasta la parte superior de línea de ventanas, producen lo que en la literatura técnica se conoce como columna corta (ver Figura 5.31). El

cortante requerido para desarrollar la cedencia a flexión en la columna corta, puede ser sustancialmente más alto que el requerido para que se desarrolle la cedencia a flexión de toda la longitud de la columna. Si el diseño no ha considerado este efecto del relleno, el fallo por cortante de la columna corta puede producirse después de la cedencia por flexión. En este caso, si la columna afectada no dispone de un buen refuerzo transversal, puede producirse el colapso de la columna o de todo el edificio.



Figura 5.31. Fallo de "columna corta" producido por la mampostería de relleno y las ventanas (<http://nisee.berkeley.edu>).

Las irregularidades en planta de la masa, la rigidez y la resistencia, pueden producir una respuesta torsional considerable. Este tipo de respuesta, es bastante complejo de considerar dentro de un análisis no lineal de todo un sistema estructural. Adicionalmente, se cuenta con muy pocos estudios y resultados que permitan reducir las incertidumbres involucradas. Por lo tanto, para evitar el fallo de los elementos por problemas de torsión, se deben utilizar distribuciones regulares tanto en planta como en elevación.

Rigidez

La rigidez de una estructura está estrechamente ligada a la magnitud de las derivas de entre piso, las cuales disminuyen a medida que aumenta la rigidez de la estructura.

Los excesos de deriva pueden conducir a una distorsión excesiva que produce daños en los elementos estructurales y no estructurales. La Figura 5.32 muestra

dos edificios de hormigón armado, seriamente afectados por el sismo de Izmit en Turquía, ocurrido el 17 de Agosto de 1999. Se observa el fallo de los muros de mampostería de relleno y de los elementos no estructurales tales como ventanas, puertas y vidrios, debido a la magnitud de los desplazamientos entre los diferentes niveles de los edificios. Los actuales códigos de diseño sismorresistente controlan el valor de la deriva máxima entre piso, como un mecanismo para reducir los daños producidos por las distorsiones excesivas de los elementos.



Figura 5.32. Daños producidos por las derivas excesivas en la planta baja de dos edificios aporticados de hormigón armado - Sismo de Izmit, Turquía, 17 de Agosto de 1999 (<http://nisee.berkeley.edu>).

Una forma eficiente de controlar la deriva y de reducir el daño en pórticos débiles y con ductilidad baja, es el uso de muros estructurales. En Chile, este sistema ha sido adoptado desde hace varios años y se ha podido comprobar el buen desempeño de los edificios construidos con este sistema, durante sismos tales como el de Viña del Mar (3 de Marzo de 1985).

Finalmente, también es necesario controlar la deriva para preservar la estabilidad vertical del sistema estructural. Si un sistema es excesivamente flexible y, particularmente, si tiene también una gran masa, el colapso puede ocurrir debido al efecto P-delta. Este fenómeno parte de la no linealidad geométrica que puede experimentar una estructura y, responde a un efecto de segundo orden originado por las deformaciones laterales, las cuales, a su vez, generan momentos adicionales debido a la excentricidad de las cargas verticales. El efecto P-delta resulta más importante cuando las deformaciones son de mayor magnitud. A partir de las observaciones

realizadas durante el sismo de México de 1985, se demostró que este tipo de efecto, se magnifica en estructuras con losas planas, debido a que son poco rígidas ante cargas laterales.

Proximidad a las estructuras adyacentes

La interacción entre las estructuras adyacentes, que tienen una separación inadecuada, es decir, que están muy cerca unas de otras y, que adicionalmente difieren en la distribución en altura de los niveles de los forjados, puede producir una respuesta irregular debido a los efectos de impacto (*"pounding"*), llamado también efecto "aplausos" entre ellas mismas. Un ejemplo claro de este problema, es el impacto que puede producir el diafragma de piso de una estructura pequeña contra la columna de una estructura más alta, lo cual, en muchos casos, puede desencadenar el fallo completo del edificio. La Figura 5.33 muestra los daños producidos por el impacto entre dos edificios vecinos durante el sismo de México, ocurrido el 28 de Julio de 1957.



Figura 5.33. Daño producido por el impacto entre dos edificios de hormigón armado adyacentes, durante el sismo de México, 28 de Julio de 1957

Los daños producidos por el impacto pueden minimizarse controlando las derivas, utilizando juntas de separación entre las estructuras o en último caso, alineando los niveles de piso en las estructuras adyacentes, de tal forma que las columnas no experimenten el golpe de los forjados.

Se ha observado también durante varios sismos, que cuando las estructuras tienen alturas de piso y rigideces similares, y están localizadas lo suficientemente cerca, los impactos producidos son de una energía relativamente baja y, por lo tanto, no se producen daños estructurales de consideración.

Masa

La masa excesiva puede conducir a un incremento innecesario en las fuerzas de inercia laterales, reduciendo la ductilidad de los elementos del sistema resistente de cargas verticales e incrementando la probabilidad del colapso, debido a los efectos P-delta. Por esta razón, debe procurarse que el sistema estructural sea tan ligero como sea posible. Esto no significa que los agregados del hormigón deban ser ligeros, ya que se ha podido comprobar, a partir de ensayos de laboratorio, que el desempeño de los hormigones con un peso normal es mucho mejor que los hormigones ligeros.

Durante el sismo de México de 1985, varios edificios colapsaron por la presencia de cargas verticales excesivas. En muchos casos, los excesos fueron atribuidos a cargas muertas que excedían los valores especificados o, al aumento de las cargas vivas producido por el cambio en la ocupación y uso de las estructuras.

Por otra parte, como se mencionó anteriormente, la distribución irregular de la masa tanto en planta como en elevación, puede producir una respuesta dinámica irregular y compleja, lo cual debe evitarse por completo.

Redundancia

Generalmente, se ha observado que los sistemas estructurales que combinan varios elementos resistentes a cargas laterales o subsistemas, se han desempeñado correctamente durante los sismos. La redundancia en el sistema estructural, permite la redistribución de las fuerzas internas en el caso de fallo de elementos claves. Si no se cuenta con una capacidad para la redistribución, puede producirse el colapso global de la estructura, por causa del fallo de elementos individuales o de las conexiones. La redundancia se puede proporcionar de varias formas, como por ejemplo; un sistema dual, un sistema de pórticos interconectados y sistemas de muros de cortante. La combinación de la redundancia con una resistencia, rigidez y continuidad adecuadas, pueden simplificar los detallados.

Daños producidos por sismos anteriores

Las estructuras que se han visto afectadas por sismos, requieren de una evaluación detallada del estado de daño y de una implementación de procedimientos de reparación apropiados, que eviten que durante sismos posteriores, se puedan incrementar los daños en la estructura e incluso producir el colapso de la misma. Durante varios sismos, se ha podido observar que el deterioro de la resistencia y la rigidez

de una estructura, puede ser bastante grande, si ésta conserva los daños de sismos anteriores.

5.6.2 Observaciones sobre las proporciones y el detallado estructural

El diseño sísmico convencional de estructuras cuenta con la ductilidad del elemento para permitir la redistribución y la reducción de acciones internas y la disipación de la energía sísmica. Las observaciones de los daños producidos por los sismos, llaman la atención sobre dos aspectos fundamentales: 1) el dimensionado para garantizar que la acción inelástica ocurra en un punto apropiado de la estructura y 2) el detallado para asegurar una ductilidad adecuada en los puntos que ceden. A continuación se describen algunos de los aspectos más relevantes en cuanto al dimensionado y el detallado de estructuras.

Localización de las deformaciones inelásticas

Las estructuras deben ser dimensionadas, para que la cedencia se presente en las zonas con capacidad de soportar deformaciones inelásticas, sin que se produzca un mecanismo de colapso parcial o total. En el caso de las estructuras aporricadas de hormigón armado, existe una filosofía de diseño, que se fundamenta en el siguiente principio: viga débil - columna fuerte. La explicación para esta tendencia de diseño, está en que las columnas se ven sometidas a cargas axiales elevadas, lo cual dificulta garantizar una respuesta dúctil y, por lo tanto, la cedencia en una columna puede producir el inicio del mecanismo de colapso de un piso o de toda la estructura. Este tipo de fallo, ha sido observado en muchos sismos.

El problema de la cedencia en las columnas en vez de las vigas, es particularmente pronunciado en estructuras para las que, los efectos de cargas gravitatorias controlan las dimensiones y la resistencia y, por lo tanto, la resistencia a flexión de las vigas excede, por algún margen, la resistencia a flexión de las columnas. Esta situación, normalmente, ocurre en estructuras que tienen vigas de gran luz y en los pisos superiores, contribuyendo de esta forma, al fallo de estos últimos.

Cuando la fluencia comienza en las secciones críticas de las vigas antes que en las columnas, la no linealidad del pórtico se concentra en las primeras, formándose rótulas plásticas que se dispersan en todas las vigas de todos los niveles, hasta desarrollar un mecanismo de traslación de vigas. También es necesario que se desarrollen rótulas en las bases de las columnas del primer nivel para que pueda completarse este mecanismo y, el resto de columnas puedan permanecer en el rango elástico. Las demandas de ductilidad en las vigas pueden ser satisfechas con un adecuado diseño y detallamiento sísmico, ya que dichas demandas son mucho menores que las generadas en las columnas. Por otra parte, es mucho más fácil proveer de ductilidad a vigas que a columnas, por lo que este mecanismo se vuelve sísmicamente

adecuado. Adicionalmente, el mecanismo de traslación de vigas, puede absorber y disipar mayor cantidad de energía que el mecanismo de traslación de columnas y además, la degradación de la resistencia del edificio es menor.

Determinación de la acción en los miembros

Las estructuras deben ser dimensionadas y detalladas de tal forma que sea consistente con el modo de deformación inelástica esperado. Las acciones seleccionadas para el diseño de los elementos deben ser tales, que permitan garantizar que éstos pueden alcanzar la resistencia adecuada. En la mayoría de los casos, los fallos por cortante que se han presentado en vigas y columnas, se deben a que las fuerzas de cortante de diseño fueron determinadas con base en las fuerzas laterales de diseño, en vez de utilizar el cortante requerido para equilibrar las capacidades de momento plástico de los miembros. Consecuentemente, la mayoría de los códigos modernos, estipulan que los cortantes de diseño sean evaluados a partir de la localización probable de las rótulas plásticas, con factores de seguridad apropiados aplicados a las resistencias de los miembros y a la carga transversal.

Otra causa de fallo, ha sido el corte de las barras de refuerzo, en zonas donde, de acuerdo a la distribución de momentos (como por ejemplo en los extremos), se presentan los valores máximos. Por esta razón, la mayoría de los códigos de diseño, recomiendan utilizar un refuerzo nominal continuo sobre ambas caras de los elementos.

Los elementos no estructurales, pueden alterar el comportamiento estructural del edificio, aumentando tanto las demandas de cortante como la formación de rótulas plásticas, fuera de las regiones contempladas en el diseño. Por lo tanto, lo recomendable es considerar estos elementos, en el momento del análisis y el diseño de las estructuras, para evitar modificaciones posteriores no deseadas en su respuesta ante cargas sísmicas.

Las columnas de esquina, de acuerdo a las estadísticas, han sido las más afectadas durante los sismos. Una causa aparente, es el efecto combinado de las acciones de los pórticos perimetrales orientados perpendicularmente unos con otros y conectados en las columnas de esquina. Por lo tanto, es necesario seleccionar acciones de diseño que consideren estos efectos ortogonales.

Refuerzo transversal

Para el buen desempeño sísmico de una estructura, es necesario utilizar una cantidad y una distribución apropiada de acero de refuerzo transversal en las vigas y columnas de hormigón armado, así como en sus conexiones. Tal refuerzo es útil para: 1) el confinamiento del hormigón, 2) la resistencia a cortante, 3) la restricción del pandeo de las barras longitudinales y 4) el mejoramiento del anclaje.

Para resistir las flexiones más allá del límite elástico y los esfuerzos de cortante altos, es necesario utilizar una separación pequeña entre el acero de refuerzo

transversal. Los elementos de contorno de los muros, donde se concentran las acciones inelásticas significativas, deben de estar bien confinados para proporcionar cierta ductilidad bajo compresión axial. Las Figuras 5.34 (a) y 5.34 (b) muestran los daños producidos en dos columnas durante el sismo de Turquía, del 17 de Agosto de 1999. En ambos casos, el mal comportamiento se debe a la gran separación de los estribos. En el primer caso, que se muestra en la Figura 5.34 (a), el colapso de la columna se produce por el mal confinamiento, justo en la zona donde se forman las rótulas plásticas y por el uso de estribos doblados a 90 grados. En el caso de la columna de la Figura 5.34 (b), el problema, es el de pandeo de las barras de refuerzo longitudinal por la falta de confinamiento.

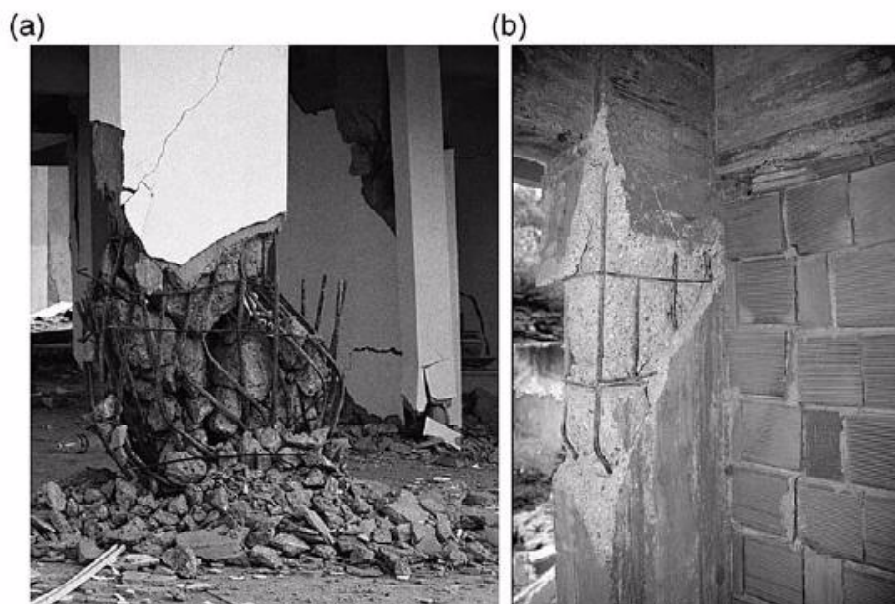


Figura 5.34. Fallo en las columnas por un mal confinamiento del acero de refuerzo transversal - Sismo de Turquía, 17 de agosto de 1999.

El mal confinamiento de las conexiones viga-columna, en muchos casos, ha producido el colapso de todo un edificio. Varios de los daños severos producidos durante el sismo de México de 1985, se atribuyeron a un fallo en las conexiones, debido a que el fuerte confinamiento en los extremos de las columnas, se suspendió por completo en el interior de las uniones.

El confinamiento efectivo del hormigón se puede obtener utilizando refuerzo en espiral (mucho más efectivo) o rectilíneo. Para que este refuerzo sea realmente efectivo, debe estar enganchado con el refuerzo longitudinal bien distribuido. Por otra parte, la separación entre los aros o estribos debe ser pequeña, especialmente en las zonas donde se presentan las máximas solicitaciones a cortante.

Anclaje y conexiones

La resistencia y la tenacidad deben desarrollarse no sólo dentro de los propios miembros sino también en las conexiones entre ellos. Se pueden encontrar numerosos ejemplos de fallos en las conexiones viga-columna por el uso de un refuerzo transversal inadecuado. Los principales problemas detectados al respecto, se concentran en las juntas, debido a las excentricidades de los miembros del pórtico con respecto a las juntas.

Las conexiones losa-columna se han visto seriamente afectadas durante numerosos sismos y en varios casos han contribuido al colapso de edificios. Durante el sismo de México de 1985, se cree que la presencia de cargas verticales fuertes, produjo esfuerzos excesivos de cortante sobre las conexiones, lo que ocasionó un decrecimiento de la capacidad de momento y de ductilidad de la conexión.

Para evitar que se produzca el fallo por punzonamiento en una conexión, se ha podido comprobar que el anclaje del refuerzo inferior de la losa dentro de las columnas, es una forma efectiva de prevenir el colapso.



Figura 5.35. Daños producidos en edificios por el comportamiento no dúctil de las vigas de hormigón armado - Sismo de Turquía, 17 de Agosto de 1999 (Sezen et al., 2003).

Otro de los problemas típicos en las conexiones, es la discontinuidad en el refuerzo longitudinal, el cual puede originar serios daños en las estructuras, como pudo observarse, por ejemplo, durante los sismos de México en 1985, Whittier Narrows en 1987 y Turquía en 1999. Finalmente, la Figura 5.35 muestra daños típicos pro-

ducidos en las uniones viga-columna. Se observa que varios de los pórticos están esencialmente intactos pero muchas de las uniones viga-columna se encuentran seriamente dañadas. En este caso, se pudo comprobar que los fallos se deben al anclaje inadecuado de las barras de refuerzo y a la ausencia de refuerzo transversal en la unión (Sezen et al., 2003).

5.7 Resumen y discusión

El comportamiento sísmico de los edificios de Hormigón Armado (HA) ha sido estudiado extensamente durante los últimos 40 años. Esta tipología es utilizada principalmente en zonas de sismicidad moderada y alta. No obstante, los daños registrados durante eventos sísmicos severos, han puesto en evidencia las limitaciones de este sistema constructivo y los requerimientos de ductilidad necesarios para obtener un buen desempeño. Así pues, el desempeño de estos edificios ante cargas cíclicas, depende de varios factores, tales como: 1) las propiedades mecánicas de los materiales, 2) el tipo de acero de refuerzo longitudinal, 3) la disposición y el detallado del acero de refuerzo longitudinal y transversal, 4) el nivel de carga axial en las columnas y 5) la calidad de las conexiones viga-columna, entre otros.

Durante los últimos 40 años, se han desarrollado una serie de modelos constitutivos que definen la no linealidad de este material compuesto. La eficiencia de estos modelos, depende de su capacidad para representar los principales efectos inducidos por los sismos, tales como: pérdida de rigidez, pérdida de resistencia y el efecto de estrechamiento ("*pinching*").

La pérdida de rigidez, se produce a partir del momento en que el elemento entra en el rango inelástico, debido a que éste experimenta un cierto nivel de daño y, por lo tanto, se modifican las propiedades iniciales de los materiales. Cuanto mayor sea la incursión en el rango inelástico, mayor será la pérdida de rigidez. De igual forma, en cada ciclo de carga reversible, los elementos de HA experimentan un deterioro de resistencia, debido a las fisuras que se van produciendo en el hormigón y al deterioro de la adherencia a lo largo de las barras de refuerzo. Este efecto se manifiesta en la caída progresiva del diagrama momento-curvatura inicial. En elementos bien diseñados, con materiales adecuados y bien detallados, el deterioro de resistencia es mínimo durante un sismo intenso. Por último, el cierre gradual de las grietas, genera una progresiva rigidización de las secciones de hormigón, dando como resultado una disminución del área correspondiente al ciclo histerético, conocido como efecto de estrechamiento. Este efecto es más pronunciado en elementos que tienen deficiencias en la armadura de refuerzo.

A partir de los daños registrados durante las catástrofes sísmicas, se han identificado los factores que contribuyen al fallo de los edificios, entre los cuales se tienen: 1) las discontinuidades del sistema resistente de cargas laterales y verticales, 2) las irregularidades en planta y en elevación de la rigidez, la resistencia o la masa, 3) la

flexibilidad ante cargas laterales, 4) la ausencia de juntas de separación entre edificios adyacentes, 5) las concepciones equivocadas de diseño, 6) el uso de elementos sin confinamiento en las zonas de máxima sollicitación, es decir, sin acero de refuerzo transversal y 7) el fallo en los anclajes y en las conexiones viga-columna, entre otros. Los estudios de patología estructural realizados después de la ocurrencia de un sismo intenso, demuestran que la mayoría de los daños registrados, podrían haber sido evitados, mediante el uso adecuado de los criterios contemplados en las normativas de diseño sismorresistente. La omisión y el desconocimiento de estos criterios, aumenta considerablemente la vulnerabilidad de los edificios y favorece el mal desempeño de este tipo de estructuras frente a la acción sísmica.