

DUCTILIDAD Y COMPORTAMIENTO SISMICO**

L. Esteva*

RESUMEN

Se describen las relaciones que ligan demandas de ductilidad con resistencia y rigidez en sistemas simples sometidos a excitación sísmica, así como algunos problemas que se encuentran al tratar de extrapolar dichas relaciones a sistemas complejos, representativos de los que encuentran los ingenieros en la práctica de diseño. La descripción citada se orienta a la identificación de condiciones que influyen en la capacidad de las estructuras para responder dúctilmente ante temblores sin fallar, y a la definición de los criterios pertinentes de diseño estructural.

ABSTRACT

A description is provided of the relationships tying ductility demands with strength and stiffness in simple systems subjected to seismic excitation, as well as of some problems found when trying to extrapolate those relationships to complex systems, representative of those found in design practice. The description mentioned aims at identifying those conditions influencing structural capacity to respond in a ductile manner to earthquakes without failing and at defining the corresponding criteria of structural design.

* Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, México 20, D. F. MEXICO

** Resumen de una conferencia presentada en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Barcelona

DUCTILIDAD Y COMPORTAMIENTO SISMICO**

L. Esteva*

1. *Naturaleza del diseño sísmico*

El diseño en ingeniería se halla arraigado en la necesidad social de optimar. Implica considerar acciones alternativas, estimar sus consecuencias y hacer la mejor selección. En ingeniería sísmica, cada posible línea de acción incluye la adopción de un sistema estructural y un criterio de diseño sísmico, mientras que la evaluación de las consecuencias implica estimar respuestas estructurales y costos esperados de daños. Los criterios usuales de diseño sísmico adoptan coeficientes de cortante y ordenadas espectrales como medidas de la respuesta estructural, ya que esta se expresa en general en términos de aceleraciones y fuerzas laterales equivalentes actuando sobre sistemas lineales. Pero estas variables no son sino medidas indirectas del comportamiento del sistema durante temblores: sirven para controlar los valores de variables más significativas, tales como deflexiones laterales de los sistemas no lineales reales, ductilidades locales y de conjunto, y márgenes de seguridad con respecto a falla por inestabilidad (efectos de segundo orden). En vista de que las relaciones entre variables de control y respuesta real dependen del tipo y características del sistema estructural, la comprensión de estas relaciones es requisito para el logro de diseños adecuados. Este concepto se opone a la aplicación ciega de requisitos reglamentarios: en diseño sísmico, más que en otros campos de ingeniería, es fácil caer en la aplicación estricta, pero ciega, de las más avanzadas normas y,

* Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad Universitaria, México 20, D. F. MEXICO

**Resumen de una conferencia presentada en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Barcelona

sin embargo, producir una estructura destinada a comportarse pobremente.

La optimación que es meta del diseño sísmico puede expresarse en términos de varios objetivos directos: el diseño sísmico trata de proporcionar niveles adecuados de seguridad con respecto al colapso ante temblores excepcionalmente intensos, así como con respecto a daños a construcciones adyacentes; busca también proteger a las construcciones contra daños materiales excesivos bajo la acción de temblores de intensidad moderada, asegurar la facilidad de los trabajos de reparación, reconstrucción o refuerzo en caso de daños, y proporcionar protección contra la acumulación de daño estructural durante series de temblores. Finalmente, se trata de preservar la seguridad y la comodidad de los ocupantes y del público en general, logrando que la respuesta estructural durante temblores de intensidad moderada no exceda ciertos niveles de tolerancia, y evitando el pánico durante temblores de intensidad moderada o alta, particularmente en edificios en donde se espera frecuente aglomeración de personas.

La consecución de los objetivos anteriores requiere mucho más que el dimensionamiento de los miembros estructurales para fuerzas internas dadas. Es indispensable tomar en cuenta explícitamente dichos objetivos, así como los problemas relacionados con la respuesta estructural no lineal y con el comportamiento de materiales, miembros y conexiones sometidos a varios ciclos de carga alternada. Implica también la identificación de condiciones de servicio y la formulación de los criterios de aceptación correspondientes.

2. *Comportamiento no lineal, ductilidad y respuesta sísmica*

Se dice que un sistema estructural es dúctil si es capaz de soportar deformaciones importantes a carga prácticamente constante, sin alcanzar niveles excesivos de daño o de disminución de la resistencia ante aplicaciones subsecuentes de cargas. Las curvas a y b en la fig 1 muestran relaciones típicas entre carga (P) y de flexión (D) para la primera aplicación de carga en sistemas dúctiles y frágiles, respectivamente. La curva a corresponde a la respuesta bajo carga lateral de un marco de concreto reforzado adecuadamente detallado, en donde los efectos de esbeltez no son significati-

vos; la curva b es típica de mampostería de bloques huecos con escaso refuerzo. Para estructuras que deban soportar sismos, no puede inferirse comportamiento dúctil simplemente de observar curvas carga-deformación para el primer ciclo de carga, ya que el daño producido durante los primeros ciclos puede deteriorar la capacidad de absorción de energía del sistema para ciclos posteriores: la rigidez puede degradarse en forma apreciable, como ocurre en muros de cortante de albañilería o en marcos de concreto reforzado detallados de manera deficiente.

La capacidad de sistemas estructurales para absorber energía mediante comportamiento histerético sirve de apoyo a los criterios convencionales de diseño sísmico, que requieren que las estructuras se diseñen para fuerzas laterales de magnitud muy inferior a la necesaria para mantenerlas dentro de su intervalo de comportamiento lineal durante temblores severos. Así la seguridad contra colapso ante sismos puede lograrse haciendo una estructura resistente, haciéndola dúctil o diseñando para una combinación económica de ambas propiedades. Para algunos tipos de materiales y miembros estructurales, la ductilidad es difícil de lograr, y la economía dicta la conveniencia de diseñar para cargas laterales relativamente elevadas; para otras, es mucho más barato lograr ductilidad que resistencia, y la práctica de diseño refleja este hecho. Pero el empleo de materiales dúctiles no implica necesariamente el logro de sistemas dúctiles; por ejemplo, las concentraciones de esfuerzos en juntas soldadas pueden propiciar la ocurrencia de falla prematura, de naturaleza frágil, en dichas juntas, y los efectos $P - \Delta$ (interacción entre deflexiones laterales y fuerzas internas causadas por la acción de cargas gravitacionales actuando sobre la estructura deformada) pueden ocasionar falla por inestabilidad cuando la rigidez lateral efectiva es demasiado baja.

En este trabajo se describen las relaciones cuantitativas que ligan demandas de ductilidad con resistencia y rigidez en sistemas simples sometidos a excitación sísmica, así como algunos problemas que se encuentran al tratar de extrapolar dichas relaciones a sistemas complejos, representativos de los que encuentran los ingenieros en la práctica de diseño. La descripción citada se orienta a la identificación de condiciones que influyen en la capacidad de las estructuras para respon-

der dúctilmente ante temblores sin fallar, y a la definición de los criterios pertinentes de diseño estructural.

3. Ductilidad local y global

El comportamiento dúctil no lineal de sistemas complejos resulta en general de las deformaciones dúctiles locales, o concentradas, que ocurren en las secciones particulares de una estructura dada en donde se alcanzan deformaciones de fluencia. La ductilidad de conjunto, o global, es una propiedad de una curva carga-deformación expresada en términos de la resultante de las cargas externas que actúan en una porción importante de un sistema dado; por ejemplo, los marcos de edificios suelen tratarse como vigas de cortante para fines de estimar su respuesta dinámica no lineal ante excitación sísmica. Las ductilidades globales se expresan entonces en términos de las curvas que ligan fuerzas cortantes con deformaciones laterales en cada entrepiso. En general, el valor numérico adoptado por la ductilidad global en un entrepiso no coincide con los valores de las ductilidades concentradas que se desarrollan en los puntos correspondientes del entrepiso, ya que la ductilidad del conjunto es función de la relación entre las contribuciones a la deformación de entrepiso de las deformaciones dúctiles concentradas y de las elásticas distribuidas. En sistemas que no pueden idealizarse como vigas de cortante, las relaciones entre ductilidades de conjunto y locales dependen de las configuraciones deformadas de dichos sistemas, y por tanto varían durante un sismo dado. En forma aproximada, pueden adoptarse las relaciones entre ductilidad global y local que correspondan a la configuración que se obtiene de considerar que las deformaciones máximas de los entrepisos ocurren simultáneamente.

La ductilidad global disponible puede controlarse mediante el diseño y la ejecución de los detalles estructurales que permitan el desarrollo de ductilidades locales adecuadas. La demanda local de ductilidad varía entre puntos diferentes de un sistema complejo. En un punto dado, dicha demanda es función de la resistencia local y de la variación de la resistencia en todo el sistema. Esto es consecuencia de la interacción entre la disipación de energía por histéresis en diversas secciones. En marcos de edificios, la va-

riabilidad en la ductilidad requerida en diversos puntos suele ser consecuencia de la superposición de las fuerzas internas debidas a cargas permanentes y a excitaciones accidentales. Influyen en dicha ductilidad el orden en que se alcance el límite de cedencia en los diversos puntos y la interacción entre momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas axiales, entre otros factores.

4. Respuesta dinámica de sistemas simples elasto-plásticos

La idealización más usual de estructuras dúctiles es el sistema elasto-plástico (fig 2). Para ellos se define el factor de ductilidad como el cociente de la deformación máxima desarrollada entre la que corresponde al límite de cedencia: $Q = D/D_y$. Si se analiza la respuesta de sistemas elasto-plásticos de un grado de libertad y de rigidez y masa dadas ante excitaciones sísmicas, y se obtienen curvas de las deformaciones de cedencia que deben caracterizar a dichos sistemas para lograr demandas de ductilidad que no excedan de ciertos valores dados, se observa que, para periodos naturales de vibración que no sean demasiado cortos, las deformaciones de cedencia que se requieren — y por tanto los correspondientes coeficientes de cortante en la base — varían en razón inversa con la ductilidad. La fig 3 ilustra esta afirmación para el temblor de El Centro, 1940. En las abscisas se tienen frecuencias naturales f en escala logarítmica, y en las ordenadas, pseudo-velocidades (obtenidas como el producto de frecuencia natural por deformación de cedencia requerida) en el mismo tipo de escala, para diversos valores del factor de ductilidad. Dada la forma en que se definieron las ordenadas en esta figura, es fácil demostrar que las deformaciones requeridas de cedencia pueden leerse refiriéndose a un sistema de rectas a 45° que suben de izquierda a derecha, y que las pseudo-aceleraciones $(2\pi f)^2 D_y$ pueden leerse tomando como base un sistema de rectas a 45° que bajan de izquierda a derecha. Las curvas obtenidas según se acaba de describir constituyen los espectros de deformación para sistemas elasto-plásticos. En la figura se observa que para frecuencias naturales que no excedan de 1 cps, las ordenadas espectrales son aproximadamente proporcionales al recíproco del factor de ductilidad. Teniendo en cuenta que la deformación lateral D es igual a la de cedencia D_y multiplicada por

el factor de ductilidad Q , la proporcionalidad inversa aproximada entre D_y y Q implica que para periodos naturales mayores que 1 seg, D es prácticamente independiente de Q y por tanto de la resistencia lateral del sistema. Para periodos naturales cortos, la deformación de cedencia y la pseudoaceleración espectrales resultan poco sensibles a la ductilidad, y en el límite, para periodos naturales nulos, o estructuras infinitamente rígidas, la pseudoaceleración es igual a la máxima aceleración del terreno, y la deformación total $D = QD_y$ es proporcional a la ductilidad. En otras palabras, la deformación total es prácticamente insensible al factor de ductilidad para periodos naturales moderados y largos, y tiende a ser proporcional a dicho factor para periodos muy cortos; la pseudoaceleración espectral es inversamente proporcional al factor de ductilidad para periodos naturales moderados y largos, y se torna casi insensible a dicho factor para periodos muy cortos. En consecuencia, para sistemas elastoplásticos de un grado de libertad y de periodo natural no menor que 0.8 seg, aproximadamente, las aceleraciones espectrales de diseño pueden tomarse iguales a las que corresponden a sistemas lineales divididas entre el factor de ductilidad permisible, según el tipo de estructura; para estructuras de periodos cortos las reducciones que pueden lograrse en las fuerzas laterales de diseño son menos sensibles a la ductilidad. En estructuras que hayan de construirse sobre terreno blando, el límite aproximado de 0.8seg deberá tal vez subirse, teniendo en cuenta los periodos dominantes del movimiento del terreno. La poca eficiencia de la ductilidad para reducir las ordenadas espectrales en el intervalo de periodos menores que los dominantes del movimiento puede también interpretarse en términos del alargamiento del periodo de vibración efectivo de un sistema que resulta de su respuesta no lineal y de la tendencia general de crecimiento de las ordenadas espectrales con el periodo natural en el intervalo citado. Aunque el problema no ha sido suficientemente estudiado, las normas de diseño sísmico de la Ciudad de México proponen espectros de aceleraciones en terreno blando caracterizados por ordenadas constantes para un amplio intervalo de periodos naturales menores que los dominantes del terreno, claramente identificados en los espectros elásticos (fig 4).

Las conclusiones que anteceden son válidas para sistemas que puedan idealizarse como elasto-plásticos. Pa-

ra algunos sistemas estructurales tal idealización no es válida. La curva carga-deformación puede caracterizarse por límites de cedencia distintos para cada sentido de aplicación de la carga; la capacidad de absorción de energía por histéresis para una deformación dada puede reducirse drásticamente de ciclo a ciclo, como consecuencia de las deformaciones residuales en elementos, como los cables de arriostamiento, que sólo pueden tomar fuerzas de un mismo signo; los ciclos de histéresis son muy angostos en marcos de concreto presforzado; la ocurrencia de daños puede causar la degradación de las rigideces en las curvas carga-deformación después de unos cuantos ciclos, y la influencia de efectos de esbeltez puede dar lugar a pendientes negativas significativas en el intervalo posterior a la cedencia. Cualquiera de estos efectos puede conducir a coeficientes sísmicos superiores a los aplicables al caso elasto-plástico convencional.

5. Ductilidad y deterioro.

La fig 5 representa el caso típico de respuesta ante carga altamente sin deterioro. Se trata de una junta entre trabe y columna de una estructura de acero, sometida a momentos de igual signo en los extremos de las trabes (Krawinkler et al, 1976). En las ordenadas se muestra la suma de momentos y en las abscisas la distorsión angular del tablero en la zona de unión. Se aprecia en ella el efecto Bauschinger, es decir, la desaparición de la ley prácticamente bilineal carga-deformación válida para la primera aplicación de carga, y la sustitución de la curva correspondiente por otra en que las pendientes varían gradual y monotónicamente, desde un máximo para cargas pequeñas, hasta un mínimo, para deformaciones grandes. Los cambios de pendientes, y por tanto en la capacidad de disipación de energía por histéresis, son significativos sólo entre la primera aplicación de carga y la curva de descarga inmediata. A partir de ella, los ciclos de histéresis son prácticamente estables para un número de repeticiones superior al que puede ocurrir bajo la acción de unos cuantos temblores. Esta condición favorece la disipación de energía cinética durante sismos intensos y contribuye a controlar amplitudes de respuesta y niveles de daños.

No todas las construcciones se caracterizan por curvas estables y de gran capacidad de disipación como

estas: un ejemplo de lo contrario se mostró en la fig 1b. Estas propiedades dependen del material empleado y de los modos de falla que rijan el comportamiento; en sistemas estructurales, dependen de los detalles constructivos en los miembros y en las uniones. En construcciones de acero soldadas, la condición para obtener curvas como las de la fig 5 es contar con factores de seguridad suficientemente elevadas contra inestabilidad local; sin embargo, las esbelteces de los miembros que se emplean conducen con frecuencia a curvas como las de la fig 6, características de sistemas en que es significativa la inestabilidad de conjunto.

En estructuras de concreto, el logro de ductilidades y capacidades de disipación de energía adecuadas requiere estudio cuidadoso de uniones, anclajes, porcentajes de refuerzo, factores de seguridad en distintos modos de falla, entre otros conceptos. El estudio experimental de estas variables ha recibido atención durante los últimos años. Bertero y Popov (1975) estudiaron el comportamiento ante carga alternante de subconjuntos constituidos por tramos de vigas y columnas (fig 7). Las variables analizadas incluyeron el tipo y cuantía de refuerzo en las juntas y en los extremos de los miembros (fig 8), la influencia de la inestabilidad (fig 9) y de la fuerza cortante (fig 10) y el deslizamiento de las juntas (fig 11). Es clara la influencia que estas variables pueden tener en ductilidad y en capacidad de absorción de energía.

Las vigas de acoplamiento entre muros rigidizantes se caracterizan a menudo por relaciones elevadas de peralte a claro, lo que ocasiona relaciones elevadas de fuerza cortante a momento flexionante. La fig 12 muestra curvas carga-deformación para los diferentes porcentajes de refuerzo longitudinal y transversal. Estudios recientes (Paulay, 1971) han demostrado que la disposición del refuerzo como en la fig 13 conduce a curvas más satisfactorias y a daños de menos cuantía.

La influencia de la carga axial en la ductilidad de miembros de concreto reforzado sometidos a flexocompresión ha sido estudiada teóricamente por Park y Paulay (1975), considerando la curva carga-deformación de concreto sin confinar. En la fig 14 se resumen las hipótesis y las conclusiones de tales estudios. Es clara la reducción de la ductilidad disponi-

ble (en términos de la relación momento-curvatura) asociada aun con niveles moderados de carga axial. Este efecto sustenta el criterio de diseño designado como columna fuerte-trabe débil, orientado al desarrollo de deformaciones inelásticas en las trabes, con preferencia a las columnas.

De naturaleza teórica son también los estudios (Park y Paulay, 1975) en que se basan las curvas carga-deformación para muros de concreto que fallan en flexión (fig 15). En la figura citada se observa que mediante cuantías y distribuciones adecuadas de refuerzo es posible obtener ductilidades elevadas en este tipo de elementos. Otros factores a considerarse, poco estudiados a la fecha, son la posibilidad de pandeo de borde y la influencia de carga vertical y fuerza cortante, tanto en la curva ante la primera aplicación de carga como en las que corresponden a cargas repetidas.

Los miembros presforzados suelen caracterizarse por curvas semejantes a la fig 16 (Spencer, 1969): la rigidez decrece para deformaciones grandes y los ciclos histeréticos angostos implican poca capacidad para disipar energía.

6. Respuesta de sistemas simples con diversas leyes carga-deformación

La fig 17 presenta algunas idealizaciones usuales de curvas carga-deformación empleadas para representar a las descritas en los párrafos anteriores. El caso bilineal de la fig 17a es una buena aproximación a las curvas de la fig 5. El caso 17b es el elastoplástico convencional, mientras que el 17c se caracteriza por niveles de fluencia distintos en los dos sentidos de aplicación de las cargas laterales. Esta condición se presenta, por ejemplo, en marcos como el de la fig 18a, en donde la descarga sobre la viga AB en 0 puede actuar a favor o en contra de las cargas permanentes. La pendiente negativa en la fig 17d se debe a la acción de las cargas gravitacionales actuando sobre la configuración deformada (desplazamiento lateral) del sistema, y es función de la suma de cargas verticales por encima del entrepiso que interesa, de la altura de este y de su rigidez lateral (Rosenblueth, 1965). La fig 17e es una idealización de los ciclos histeréticos angostos típicos de elementos

presforzados, y la 17f representa casos con deterioro moderado de rigidez, como es de esperarse en miembros construídos parcialmente con materiales frágiles, y en donde no se han tomado precauciones especiales para evitar daños excesivos en cada ciclo de carga. Tal es el caso, por ejemplo, en diafragmas de cortante de mampostería o en marcos de concreto reforzado pobremente detallados. La curva de la fig 17g suele designarse como modelo de deslizamiento (en inglés: slip-type curve) y es típica de casos en que la carga lateral es resistida fundamentalmente por elementos de arriostramiento (fig 18b) o cables atirantados (fig 18c) que sólo pueden resistir esfuerzos de tensión. La ocurrencia de niveles de fluencia distintos en cada sentido de acción de las cargas laterales (fig 17c) ocasiona la acumulación de deformaciones plásticas en el sentido del menor nivel. El problema fue estudiado cuantitativamente por Bielak (1966), quien determinó la respuesta sísmica de sistemas con curva carga -deformación elastoplástica en un sentido y elástica, de capacidad ilimitada, en el otro. Para el temblor de El Centro 1940, los resultados se muestran en la fig 20, y deben compararse con los de la fig 29, que corresponden a sistemas elastoplásticos usuales. El factor de fluencia c es la relación entre la capacidad de fluencia y la que se requeriría para asegurar comportamiento lineal del sistema.

Ramírez (1977) obtuvo la respuesta de diversos sistemas de cortante de varios grados de libertad, incluyendo la influencia de esbeltez (efectos $P-\Delta$) ante acelerogramas típicos de los que se obtienen en la zona de suelo compresible de la ciudad de México. Entre los casos analizados se incluyeron sistemas con periodos naturales de 0.5seg y 2.5seg, que son, respectivamente, menores y aproximadamente iguales a los dominantes del movimiento (ver fig 21). La esbeltez se definió por la relación entre el valor absoluto de la rigidez de la rama negativa de la curva carga-deformación (fig 17d) y la de la rama inicial. En términos de los parámetros de diseño y de respuesta bajo un análisis ordinario que no incluya los efectos de esbeltez, este parámetro es igual a $\beta = 1.2\Psi/Qc$, en donde c es el coeficiente de cargas laterales adoptado en el diseño, Q el factor de ductilidad y Ψ la relación entre la deformación lateral de entrepiso, calculada con las fuerzas laterales de diseño, y la altura de entrepiso. En todos los casos analizados se tomó

$\beta=0.01$ en la planta baja, y valores menores en los pisos superiores, dependientes de la distribución de rigideces y masas de todo el sistema. El valor citado es pequeño, ya que en estructuras usuales son de esperarse con frecuencia valores del orden de 0.04. Se determinaron valores del factor de amplificación de deformaciones laterales, definido como la relación entre la deformación de entrepiso obtenida mediante un análisis dinámico que incluya la influencia de los efectos $P-\Delta$ y la deformación que se obtendría para el mismo entrepiso si dicha influencia se despreciara. Dichos factores se compararon con los valores aproximados determinados bajo la hipótesis de que el sistema de interés se encuentra sometido al sistema de cargas laterales necesario para ocasionar, mediante su acción estática, el sistema de desplazamientos obtenidos de un análisis que omita los efectos de esbeltez. La comparación se muestra en las figs 22 y 23 para estructuras con periodos de 0.5 y 2.5 seg, respectivamente, y ductilidades nominales de diseño de 4. Es claro que mientras para los casos estudiados el factor de amplificación estático no se aparta mucho de 1, el factor dinámico puede en ocasiones alcanzar valores excesivos.*

Las respuestas de estructuras presforzadas depende de la proporción en que participen elementos presforzados y de concreto reforzado ordinario en la disipación de energía. Spencer (1969) ha comparado las respuestas de los sistemas de interés para ciertos valores de los parámetros pertinentes. En el caso extremo, un sistema presforzado puede idealizarse mediante la gráfica elástica bilineal de la fig 17e. La relación entre las amplitudes máximas de las respuestas del sistema bilineal e histerético se presenta en función de la frecuencia normalizada para el acelerograma de El Centro en la fig 23, para varios valores de la relación de fluencia, c . La relación en estudio crece con la frecuencia.

El comportamiento de sistemas de deslizamiento (fig 17g) se describe en la fig 24. En ella se observan

* En las normas de diseño sísmico de la ciudad de México las posibles consecuencias desfavorables de esta discrepancia están cubiertas por la forma conservadora en que se especifican los espectros de diseño.

amplitudes sistemáticamente mayores para estructuras con este tipo de curva que para las correspondientes elastoplásticas.

7. Demandas de ductilidad en sistemas complejos

Ni las demandas de ductilidad por entrepiso en sistemas que puedan idealizarse como vigas de cortante, ni las de ductilidad local en los extremos de miembros de marcos continuos suelen ser uniformes en los sistemas estructurales ordinarios.

Influyen en la distribución de dichas demandas las características de cada sismo, así como las distribuciones de masas, rigideces y resistencias en la estructura en cuestión. Frank et al (1976), determinaron la respuesta dinámica de sistemas de cortante de cuatro grados de libertad ante una familia de temblores reales normalizados a la misma aceleración máxima del terreno, y ante otra de temblores simulados. Para cada temblor se determinó el espectro elastoplástico de diseño que correspondía a un factor de ductilidad de 4, y se determinó el promedio de dichos espectros para cada una de las familias citadas. Se diseñaron estructuras de cortante de cuatro grados de libertad, para cada uno de los espectros elastoplásticos, mediante un análisis modal convencional que incluyó únicamente el modo fundamental de vibración. Para cada uno de los acelerogramas se determinó la respuesta del sistema no lineal resultante, mediante un procedimiento de integración numérica paso a paso. Se encontró que los coeficientes de variación de las demandas de ductilidad de entrepiso eran muy elevados, y que los valores medios estaban muy por encima, en los extremos superior e inferior del edificio, del valor de 4 supuesto en el diseño (fig 25). Esto implica que aún para estos sistemas simples y uniformes, los criterios convencionales de diseño basados en análisis dinámico modal conducen a discrepancias sistemáticas entre los efectos sísmicos reales y los nominales. En un intento por estudiar las demandas de ductilidad en edificios con diferentes periodos naturales y formas de variación de la rigidez de entrepiso, Guerra y Esteva (1977) determinaron la respuesta de sistemas de cortante ante los acelerogramas de tres sismos registrados en la zona de terreno compresible de la ciudad de México. Los espectros lineales mostraban aproximadamente el mismo periodo dominante (2.5 seg), y casi

iguales ordenadas espectrales para dicho periodo, aun que para periodos cortos uno de ellos mostraba ordenadas apreciablemente superiores a las de los otros dos. Además de estudiar edificios con entresijos que poseen las resistencias que resultan de un criterio convencional de análisis y diseño para el espectro medio de los temblores considerados, se enfocó la atención a la influencia sobre la respuesta sísmica de la variabilidad de los factores de seguridad con respecto a cortantes de entresijo en la altura de cada edificio. Tal variabilidad a menudo proviene de los requisitos arquitectónicos, como consecuencia de los cuales algunos entresijos pueden poseer resistencias mayores que las requeridas de acuerdo con el coeficiente sísmico para diseño. Cuando esto ocurre, se altera la contribución relativa de cada entresijo a la disipación histerética de energía cinética con respecto a la que se presentaría para edificios con factor de seguridad uniforme, y los entresijos que poseen los factores de seguridad más pequeños se ven sometidos a demandas de ductilidad más elevadas que las del caso uniforme. Por procedimientos de integración numérica paso a paso se determinaron las respuestas de diversos edificios de cortante de diez niveles. Se tomaron periodos naturales de 0.5, 1.0 y 2.5seg y amortiguamiento viscoso de 0.02. Las curvas carga-deformación de los entresijos eran elasto-plásticas, con capacidades de fluencia obtenidas del análisis modal ante un espectro de diseño aproximadamente igual al promedio de los tres temblores estudiados, para un factor de ductilidad 4.* En algunos de los sistemas se tomaron factores de sobre-resistencia (relación entre capacidad lateral disponible y requerida en el diseño) no uniformes, a fin de simular la contribución frecuentemente indeseable de los elementos no estructurales.

* Los espectros elastoplásticos no se obtuvieron de manera rigurosa. La aproximación consistió en dividir entre 4 todas las ordenadas del espectro elástico de aceleraciones para periodos mayores de 2.5seg (donde ocurren máximos del espectro) y entre un factor que variaba linealmente entre 1 y 4 con el periodo natural, para valores de este último comprendido entre 0 y 2.5 seg. Dado que las ductilidades en el intervalo de periodos cortos son muy sensibles a la relación de resistencia de fluencia a respuesta elástica, las ordenadas espectrales adoptadas pueden corresponder a ductilidades nominales muy diferentes de 4.

La fig 26 resume los casos estudiados, y la 27 algunos de los resultados. Se observa que un efecto de proporcionar resistencia excesiva en algunas secciones de sistemas de cortante es aumentar las demandas de ductilidad en otras. El aumento es más significativo para sistemas de periodo corto. Aun para casos con factor de sobre-resistencia unitario (es decir, resistencia disponible igual a la requerida) las demandas de ductilidad de los entresijos inferiores suelen resultar mayores que las nominales de diseño. La principal diferencia cualitativa entre estos resultados y los de Frank et al (fig 25) la constituyen las elevadas ductilidades en el extremo superior del edificio para este último caso, que no se muestran en los estudios de Guerra y Esteve. La diferencia se explica porque los diseños de estos últimos tomaron en cuenta la contribución de los modos superiores de vibración, y los de los primeros autores omitieron dicha contribución.

Los resultados descritos señalan la conveniencia de estudiar criterios alternativos para especificar la distribución de capacidades de cortante de entresijo, a fin de reducir la variabilidad de las demandas de ductilidad. Para ello se estudiaron varios sistemas adicionales. En algunos de ellos la resistencia de la planta baja se tomó 10 por ciento superior a la de diseño. La fig 28a muestra que en ciertos casos un pequeño incremento en la resistencia de la planta baja transfiere demandas sustanciales de ductilidad al segundo entresijo. Puesto que en sistemas reales pueden esperarse variaciones aleatorias de resistencia mayores que la que aquí se considera, dicha variabilidad debe tomarse en cuenta mediante modelos probabilísticos. En otro grupo de edificios se estudió la influencia, en las demandas de ductilidad, de diseñar considerando o ignorando la contribución de los modos superiores de vibración. La fig 28b muestra diferencias significativas en las ductilidades de los pisos superiores, a pesar de que las diferencias de resistencia son pequeñas.

De lo anterior se concluye que para sistemas de cortante los criterios convencionales de análisis y diseño sísmico no proporcionan un control adecuado de respuesta sísmica expresada en términos de ductilidades. En algunos sistemas, en donde el factor de seguridad, definido como la relación de la resistencia disponi-

ble a la fuerza de diseño predicha por el análisis lineal, varía apreciablemente de una a otra sección crítica, las demandas de ductilidad pueden resultar mucho mayores que las que ocurrirían en las mismas secciones, con los mismos factores de seguridad, si estos fueran uniformes en la estructura. Las implicaciones de estos resultados deberían trasladarse a la práctica de diseño estructural.

Los pocos estudios disponibles sobre demandas locales de ductilidad en marcos continuos muestran que la distribución de dichas demandas en sistemas con factor de seguridad constante presenta variaciones menos acentuadas que las descritas para sistemas de cortante. Se han propuesto diversos criterios para definir las ductilidades locales. Haviland et al (1976) proponen dos alternativas (fig 29): la primera es la relación del giro en el extremo de una barra al que ocurriría en dicho extremo cuando en ambos se alcanzara simultáneamente el momento de fluencia respectivo. A esta la denotan ductilidad rotacional. La segunda de definición, designada como ductilidad de momento o de curvatura, es la relación entre la curvatura local en una sección y la que corresponde al momento de fluencia. La variación de ambas medidas de la ductilidad local fue estudiada por los autores citados en diversos marcos diseñados para diversas ductilidades nominales empleando análisis modal elástico. En la fig 30 se presenta un caso típico estudiado, y en las 31 y 32 los máximos factores de ductilidad para traveses y columnas en cada nivel, cuando la ductilidad nominal de diseño era 4. Sólo deben obtenerse conclusiones sobre los valores relativos y no sobre los absolutos, en comparación con la ductilidad nominal de 4, ya que las figuras se refieren a ductilidad local y la última cifra citada es ductilidad global de entrepiso.

Los estudios descritos se han referido a marcos regulares, sin variaciones bruscas en las dimensiones de sus miembros ni en sus claros horizontales y verticales. La ocurrencia de tales variaciones es con frecuencia causa de concentraciones importantes de demandas de ductilidad, y no es raro que las condiciones que ocasionan tales demandas sean también motivo de incapacidad de los miembros afectados para responder a ellas. Así, por ejemplo, la restricción que imponen los muros de la fig 33 a las columnas A hacen que el claro efectivo de dichas columnas sea igual a su

longitud libre, entre el sistema de cubierta y el borde superior del muro; la rigidez lateral de cada una de estas columnas resulta mucho mayor que las de las que no se encuentran restringidas, y las fuerzas cortantes respectivas -- y por tanto las demandas de ductilidad -- varían de igual manera. Debido a su baja relación de claro a peralte, las columnas A suelen ofrecer menores factores de seguridad ante tensión diagonal que ante tensión por flexión y por ende tienden a presentar comportamiento poco dúctil. Condiciones semejantes se presentan en las traveses de menor claro localizadas en marcos con separaciones muy desiguales entre ejes de columnas, o en traveses que inciden en puntos de los bordes de muros rigidizantes en donde se presentan giros y desplazamientos verticales importantes (fig 34). En todos estos casos los problemas pueden aliviarse modificando rigideces relativas (por ejemplo, reduciendo peraltes de claros cortos), o diseñando de tal manera de lograr que dominen los modos de falla dúctiles. La fig 13, por ejemplo, muestra el tipo de refuerzo recomendable para elementos peraltados que ligan dos muros rigidizantes acoplados (Paulay, 1971).

8. Comentarios finales

A pesar de que la importancia de la capacidad de disipación de energía mediante comportamiento dúctil para resistir sismos severos ha sido bien reconocida, no se cuenta a la fecha con criterios de análisis y diseño que consideren a las demandas de ductilidad, o a las deformaciones inelásticas, como las variables de control. Los procedimientos usuales de análisis, tanto estático como dinámico, adoptan las fuerzas internas que provienen de estudios de respuesta lineales, como medidas de la capacidad que debe proporcionarse a los miembros estructurales para que las demandas locales de ductilidad se mantengan dentro de límites tolerables. Pero dichas demandas son muy sensibles a las características de las estructuras, y a los detalles de cada excitación sísmica, y no es raro encontrar que sus valores se alejan significativamente de los nominales de diseño. Por otra parte, no existen criterios suficientemente probados para producir miembros estructurales capaces de desarrollar ductilidad específicas. A lo más que parecen poder aspirar los ingenieros en este aspecto en un futuro cercano es a identificar las irregularidades

que pueden causar concentraciones excesivas de ductilidad y a tratar de evitarlas. El campo de investigación es muy vasto y estimulante: abarca el desarrollo de procedimientos prácticos y eficientes para predecir las demandas de ductilidad en estructuras dadas, y la formulación de criterios de diseño para lograr el desarrollo de ductilidades específicas.

9. Referencias

1. Arnold, P., Adams, P.F. & Lu, L.W., (1966), "The Effect of Instability on the Cyclic Behavior of a Frame", Proc. International Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structures, RILEM, 4
2. Bertero, V.V., & Popov, E.P. (1975), "Hysteretic Behavior of Ductile Moment Resisting Reinforced Concrete Frame Components", Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, EERC 75-16
3. Bielak, J. (1966), "Dynamic Response of Single - Degree - of Freedom Bilinear Systems", Thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science, Rice University, Houston, Texas
4. Frank, R., Anagnostopoulos, S., Biggs, J.M., Vanmarcke, E. H. (1976), "Variability of Inelastic Structural Response Due to Real and Artificial Ground Motions", MIT Department of Civil Engineering Research Report R76-6, Order No. 529
5. Guerra, O. R, & Esteva, L. (1977), "Equivalent Properties and Ductility Requirements in Seismic Dynamic Analysis of Nonlinear Systems", Proc. Sixth World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi
6. Haviland, R.W., Biggs, J.M. & Anagnostopoulos, S. (1976), "Inelastic Response Spectrum Design Procedures for Steel Frames", MIT Department of Civil Engineering, Research Report R76-40, Order No. 557
7. Krawinkler, H. Bertero, V.V., & Popov, E.P. (1976), "Inelastic Behavior of Steel Beam-to-Column Subassemblies", Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, EERC 76-22
8. Park, R., & Paulay, T. (1975), "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, New York
9. Paulay, T. (1971), "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls", Journal of the Structural Division, ASCE, 97, ST3, 843-862
10. Ramírez, J. (1977), "Efectos de inestabilidad en la respuesta sísmica de estructuras de cortante inelásticas", Tesis de Maestría, División de Estudios Superiores, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México
11. Rosenblueth, E. (1965), "Slenderness Effects in Buildings", Journal of the Structural Division, ASCE, 91, ST1, 229-52
12. Spencer, R.A. (1969), "The Nonlinear Response of Multistory Prestressed Concrete Structures to Earthquake Excitation", Proc. Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile

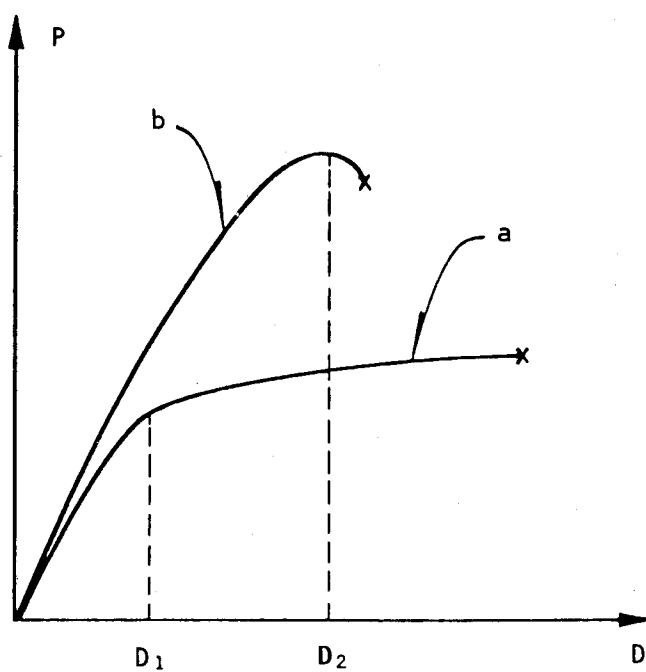


Fig 1. Sistemas dúctiles y frágiles

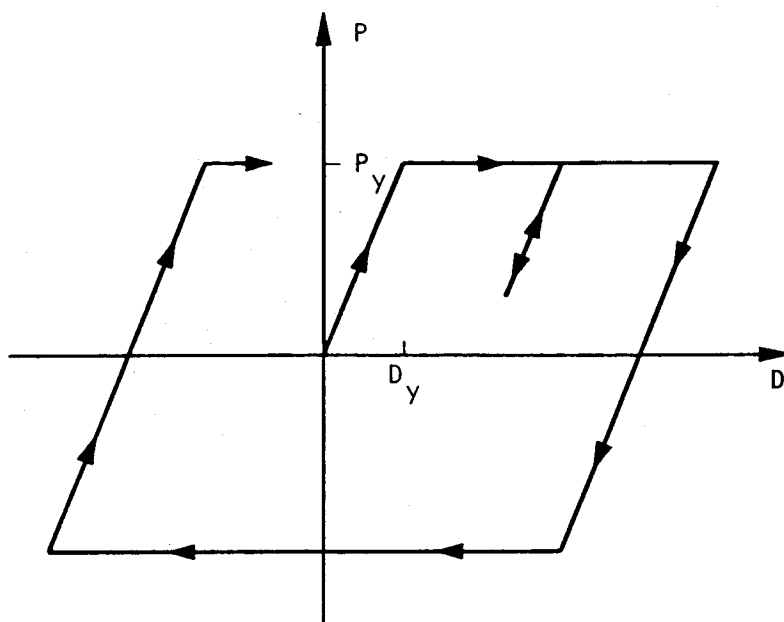


Fig 2. Sistema elastoplástico

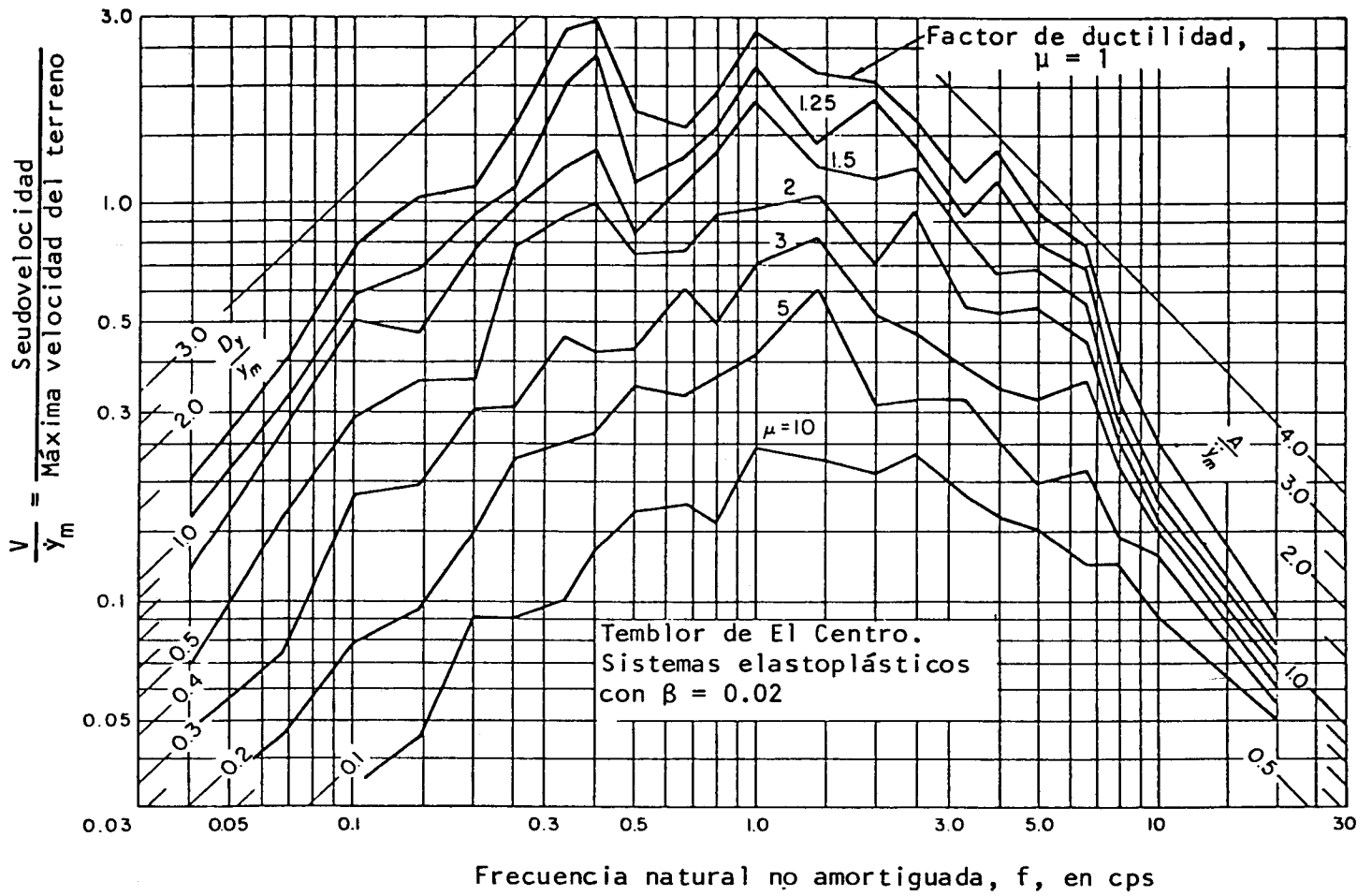
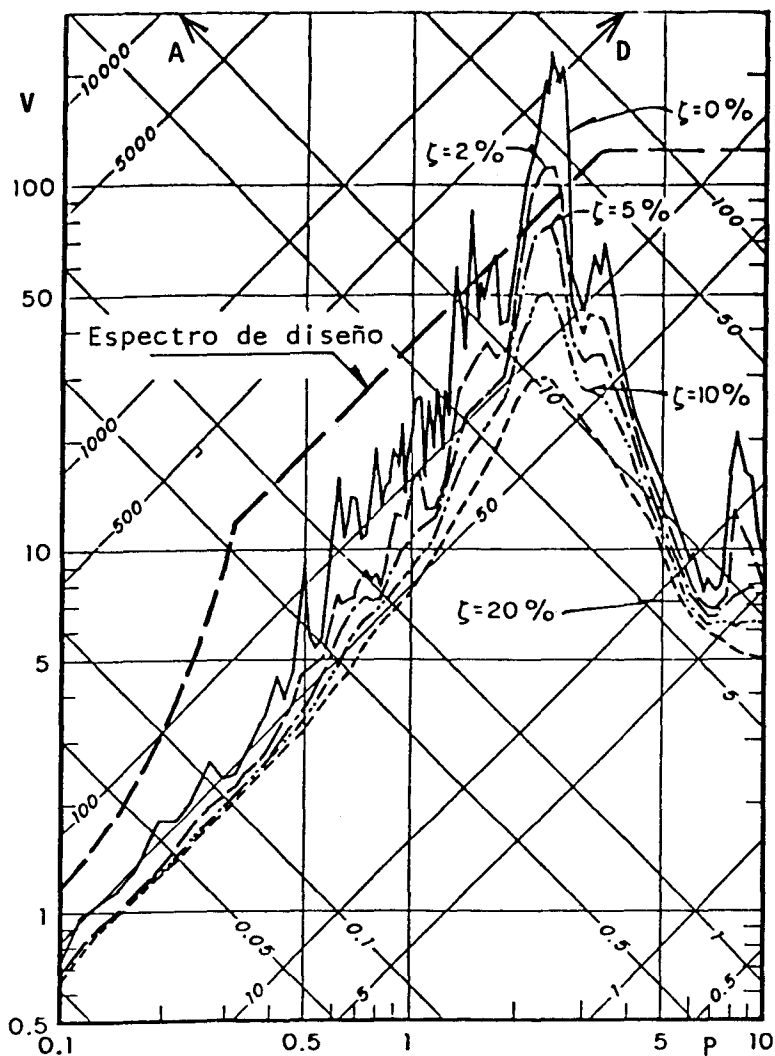


Fig 3. Espectros de deformaciones para sistemas elastoplásticos con amortiguamiento 0.02 del crítico



A aceleración, en cm/seg^2
 D desplazamiento, en cm
 P periodo, en seg
 V velocidad, en cm/seg

Fig 4. Espectro de diseño y espectro típico de temblores en la formación de arcilla blanda del Valle de México

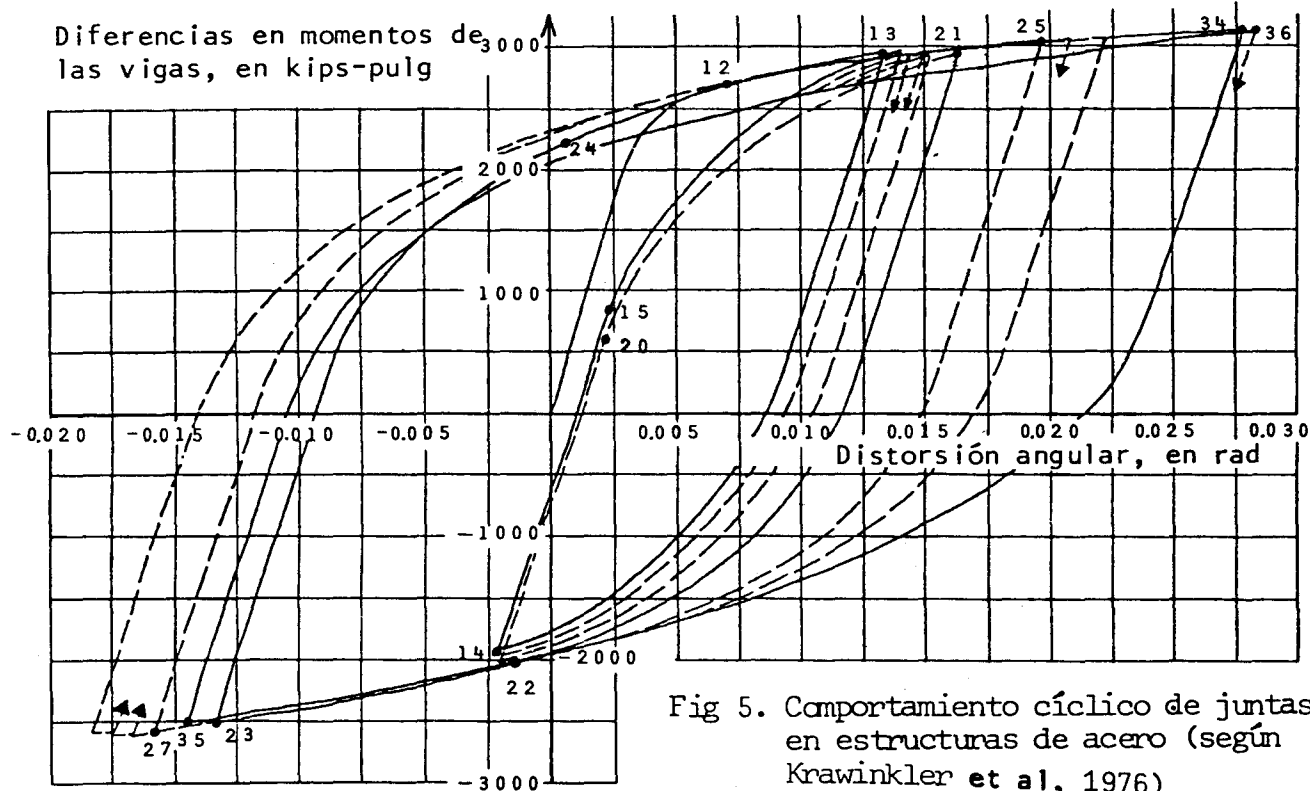


Fig 5. Comportamiento cíclico de juntas en estructuras de acero (según Krawinkler et al, 1976)

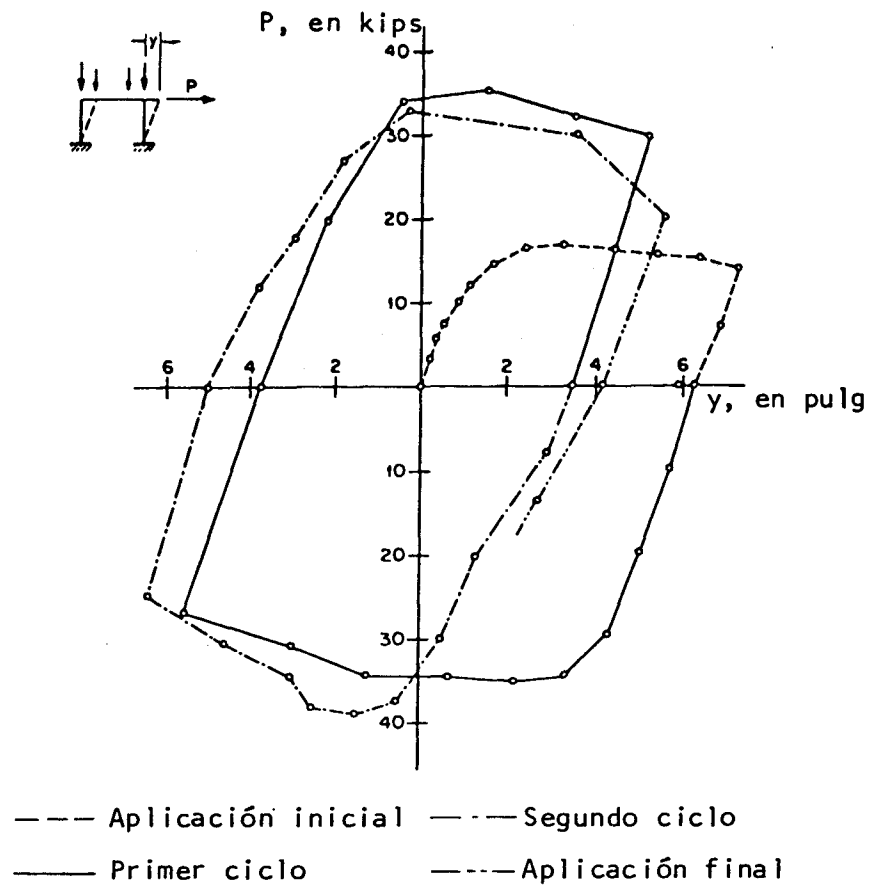


Fig 6. Marco de acero con efectos de esbeltez
(según Arnold, Adams y Lu, 1966)

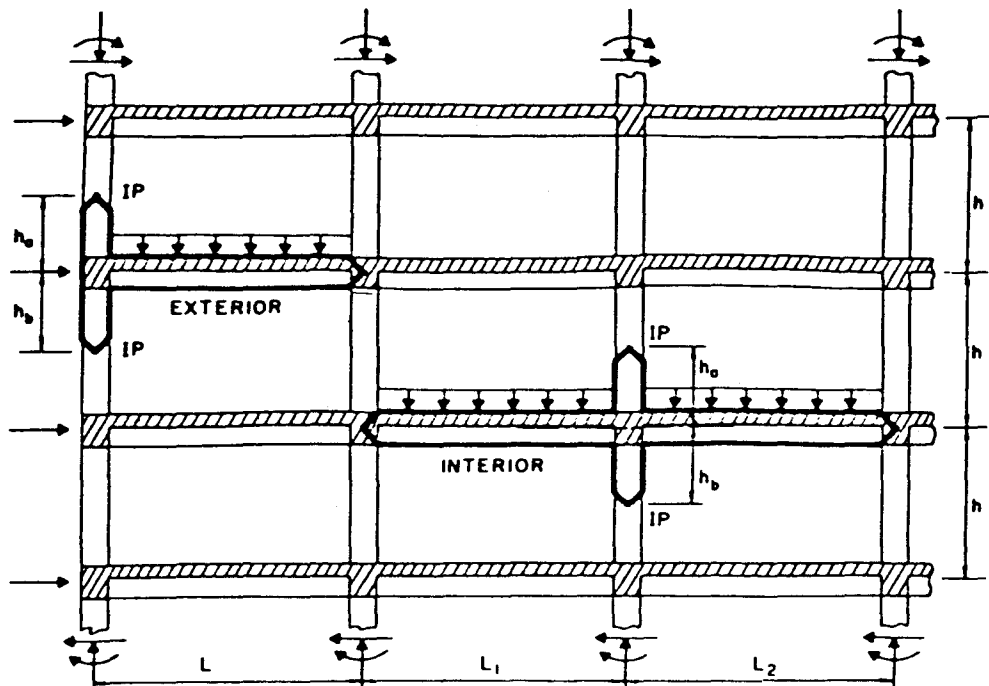
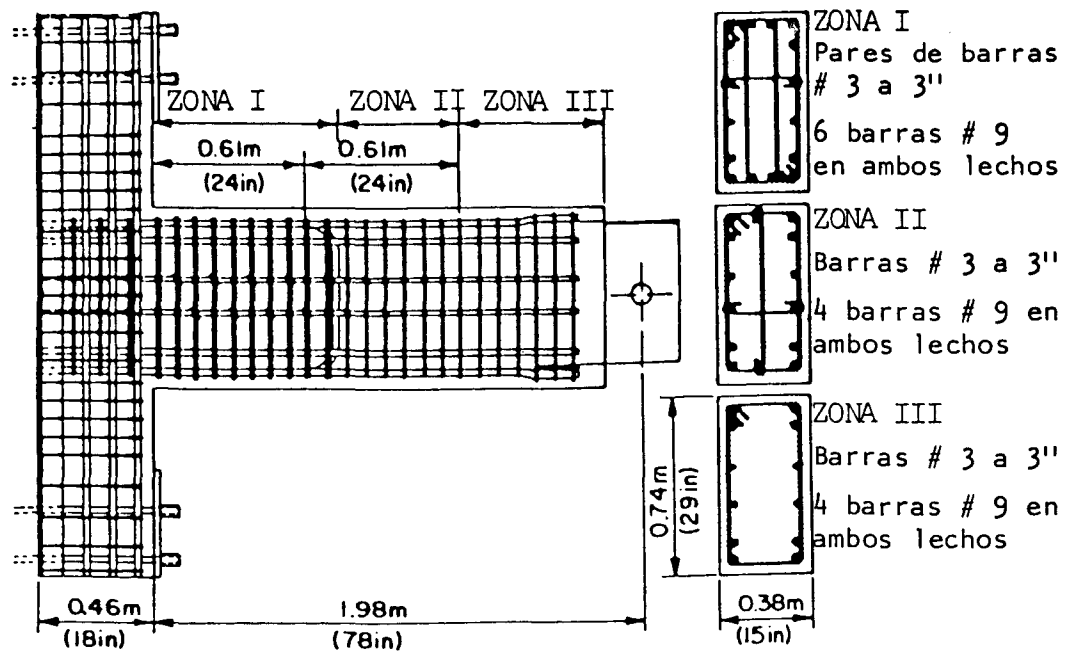
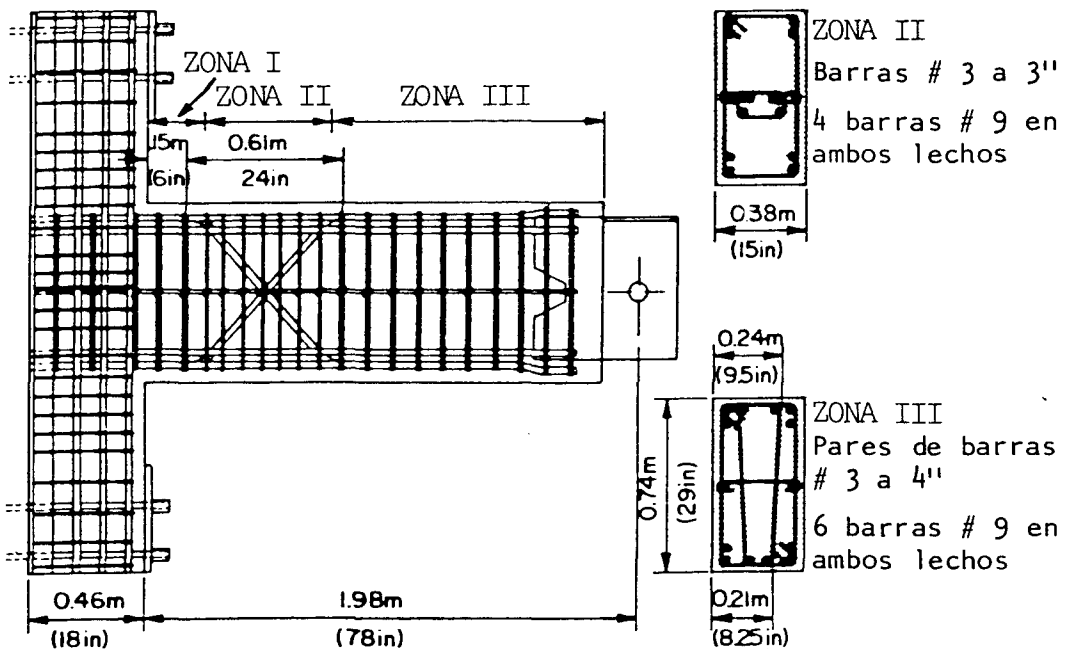


Fig 7. Subconjuntos de marcos de concreto reforzado
(según Bertero y Popov, 1975)



a) VIGA 33 P



b) VIGA 33 L

Fig 8. Detalles de refuerzo para controlar la localización de articulación plástica (según Bertero y Popov, 1975)

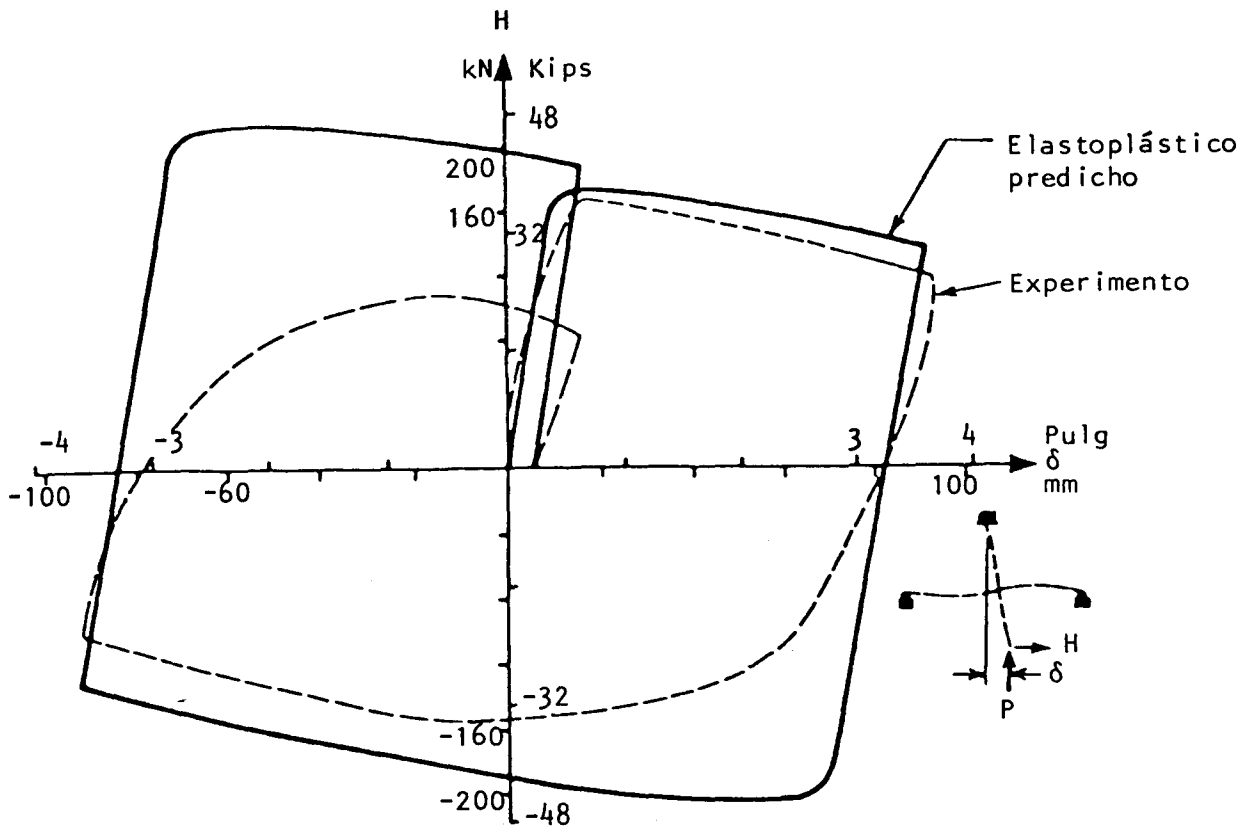


Fig 9. Influencia de la inestabilidad en el comportamiento de subconjuntos (según Bertero y Popov, 1975)

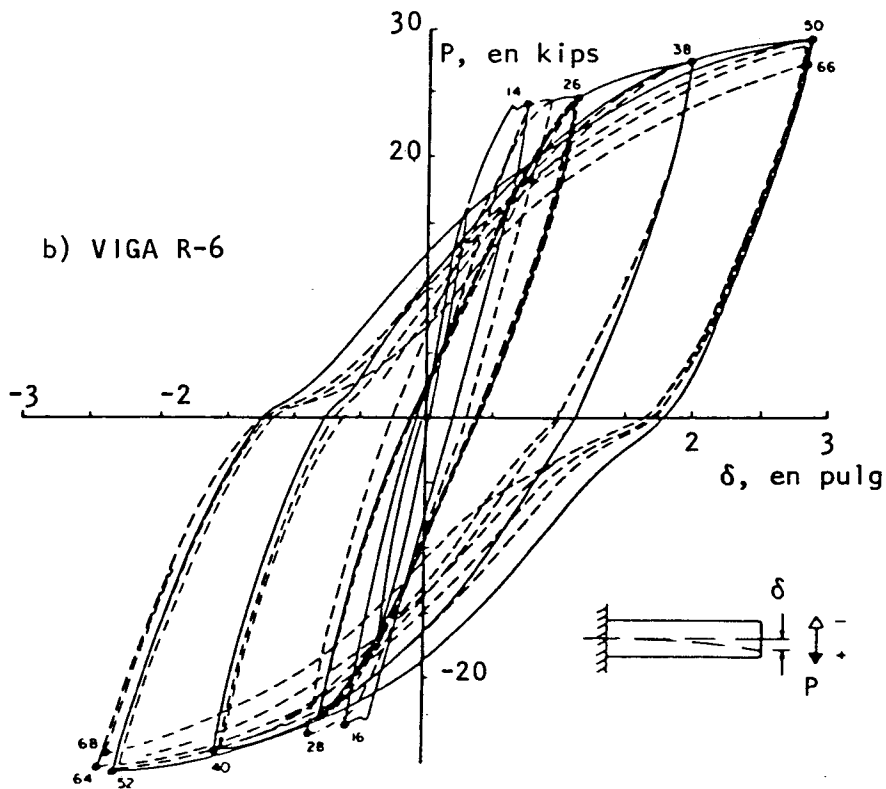
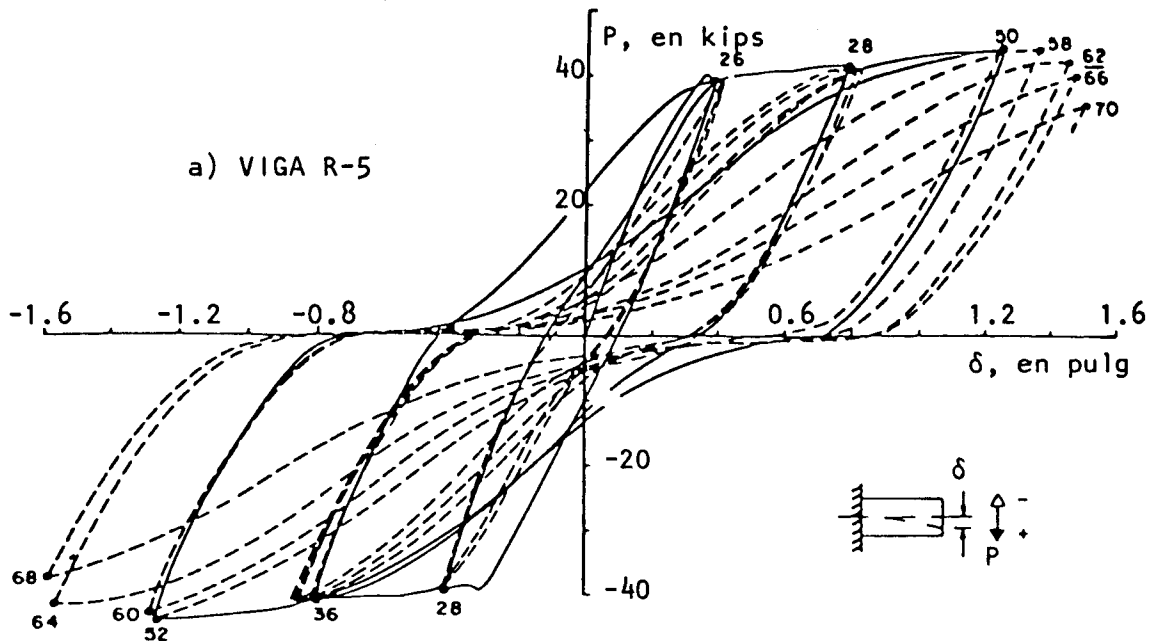
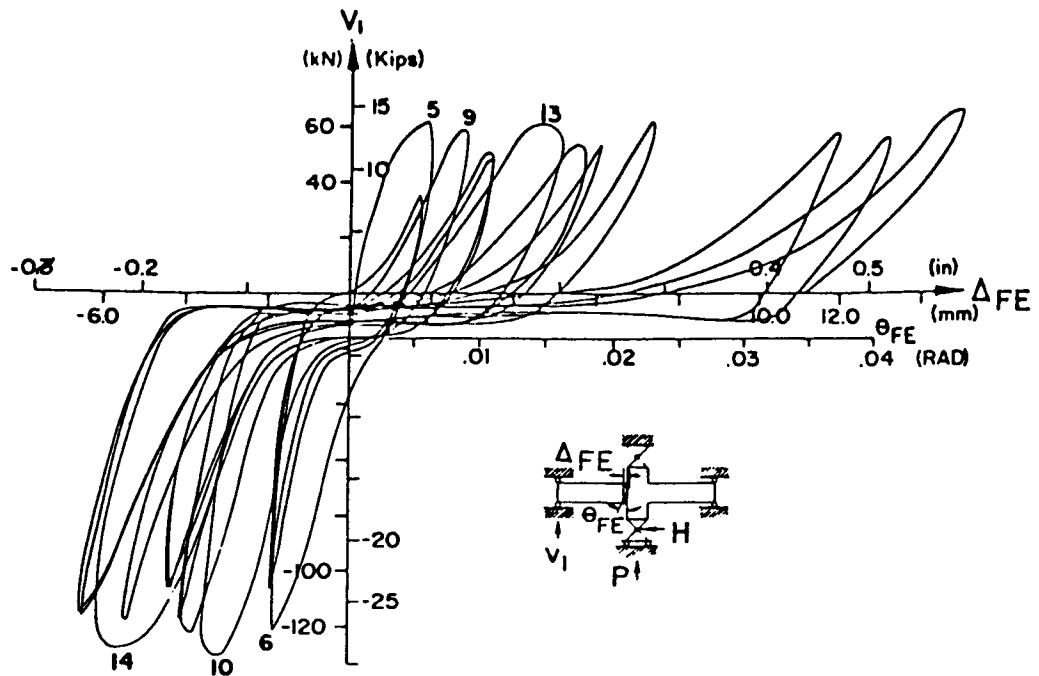
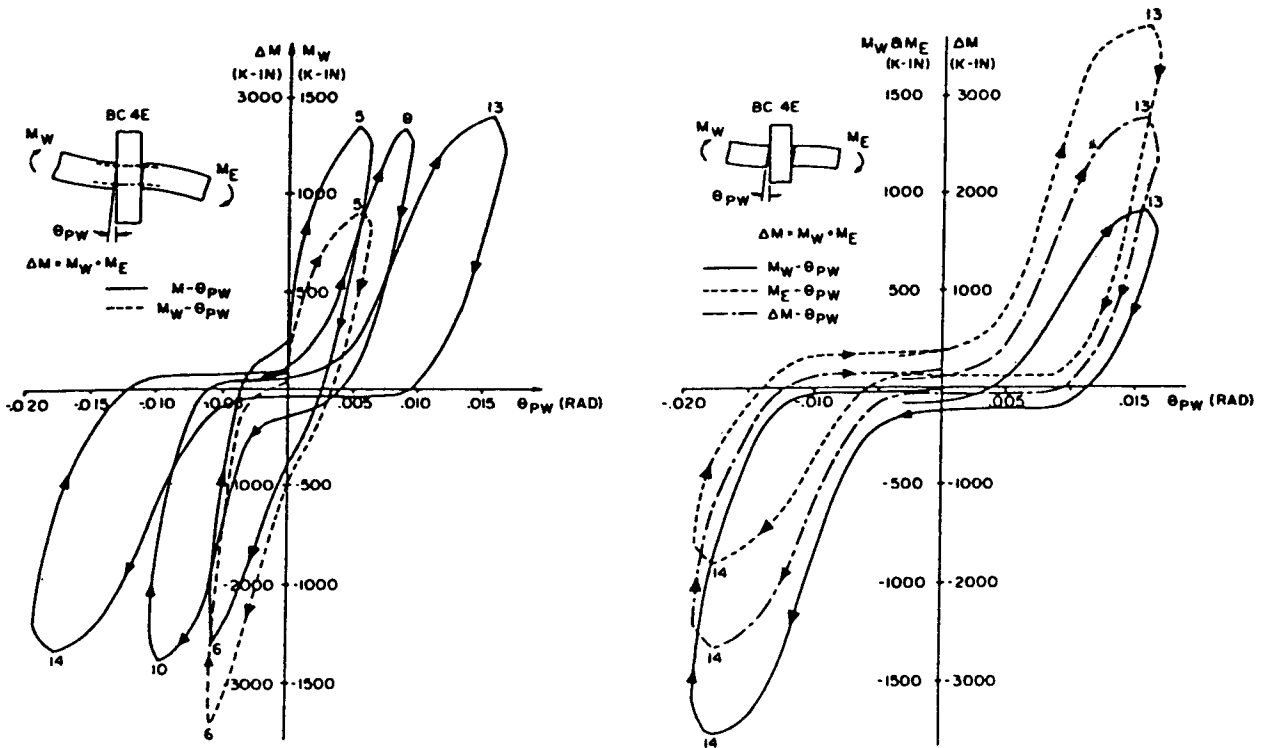


Fig 10. Influencia de esfuerzos cortantes en el comportamiento histerético de miembros de flexión (según Bertero y Popov, 1975)



a) DIAGRAMA DE DESLIZAMIENTO vs CORTANTE



b) DIAGRAMA DE DESLIZAMIENTO vs MOMENTO EN LA JUNTA

Fig 11. Deslizamiento en juntas

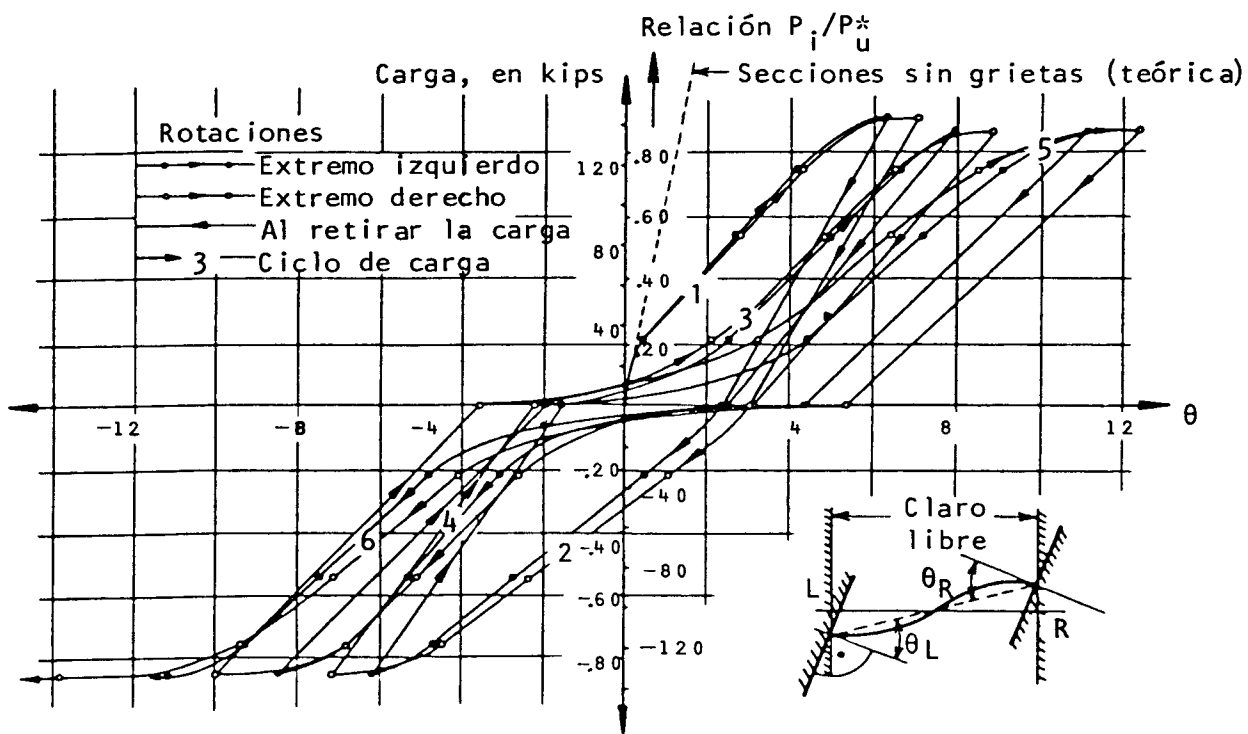
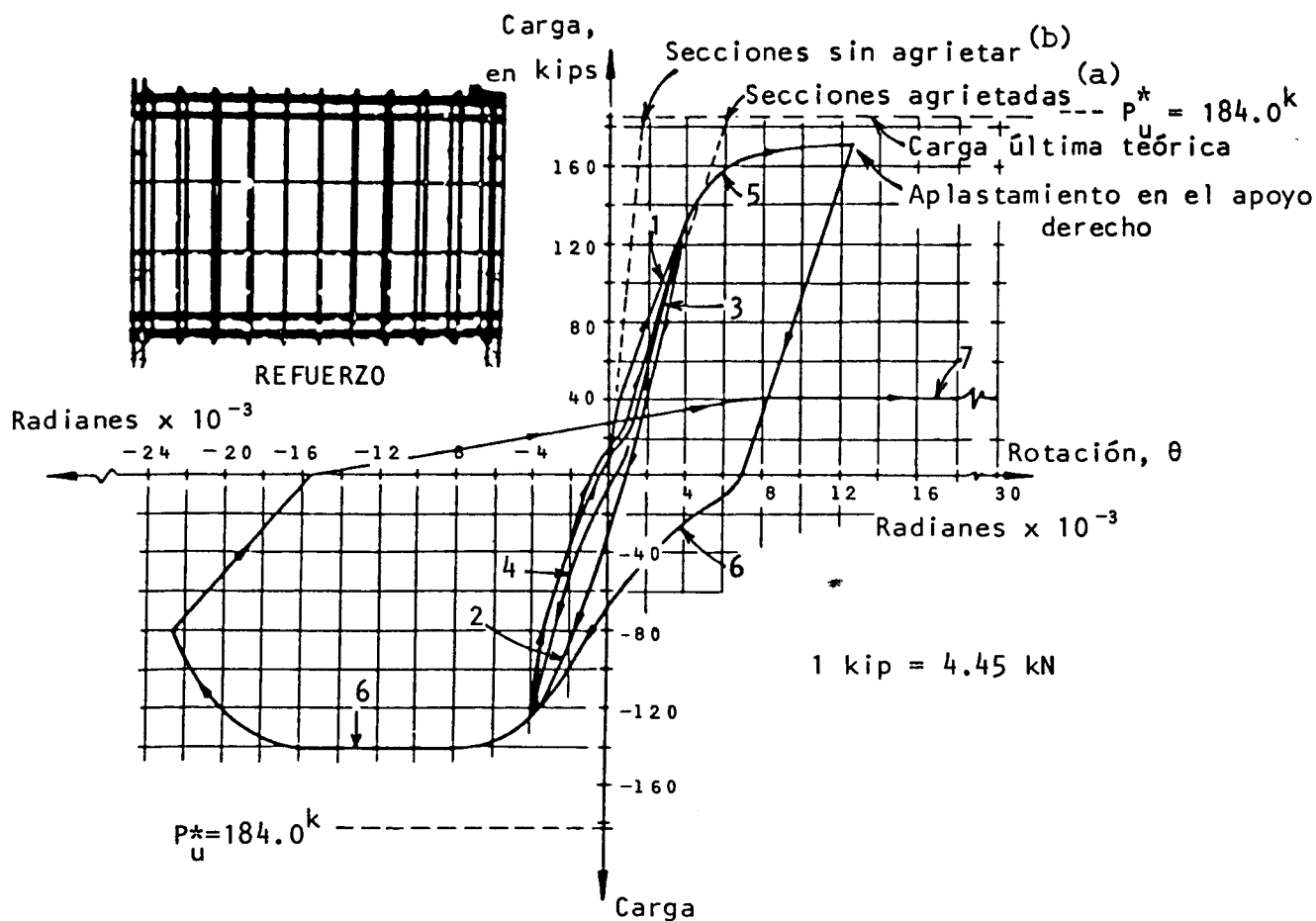


Fig 12. Curvas carga-rotación para vigas de acoplamiento de muros rigidizantes. Refuerzo del alma: a) adecuado, b) escaso (según Park y Paulay, 1975)

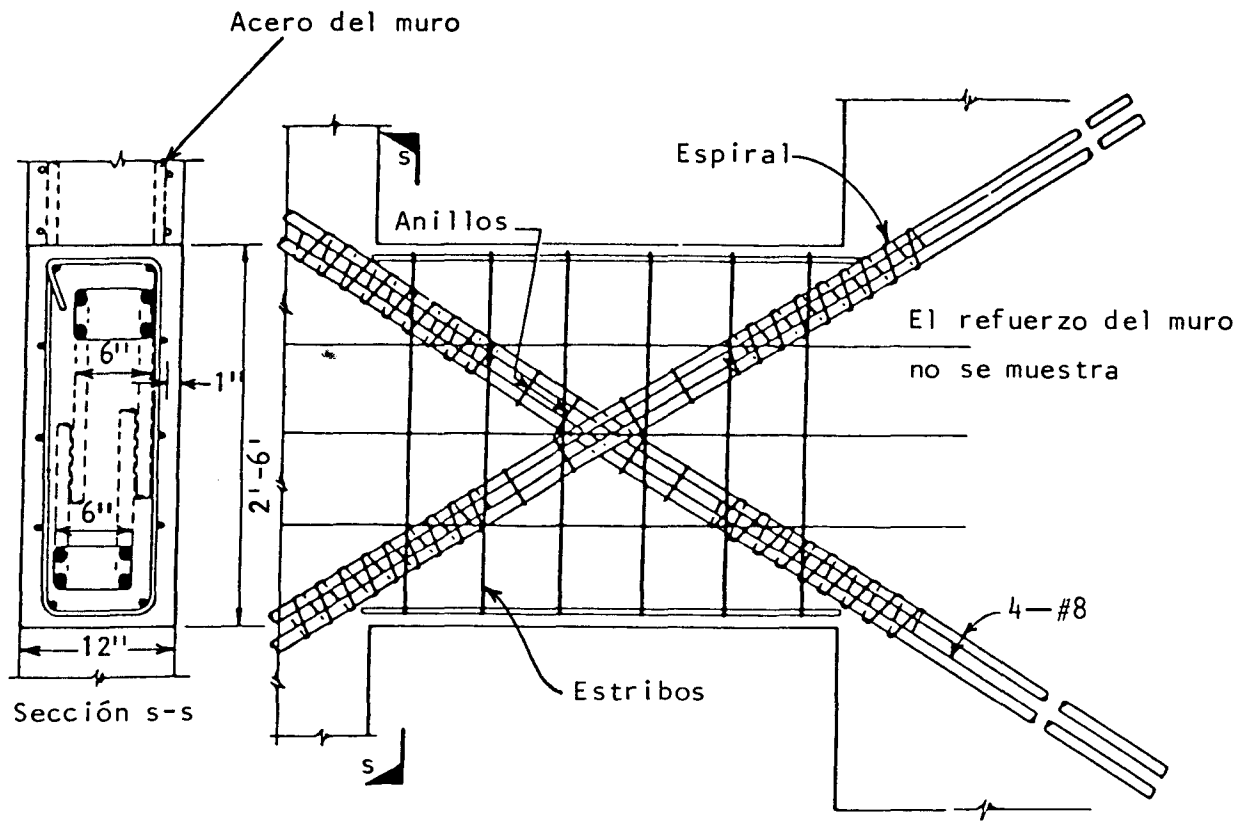
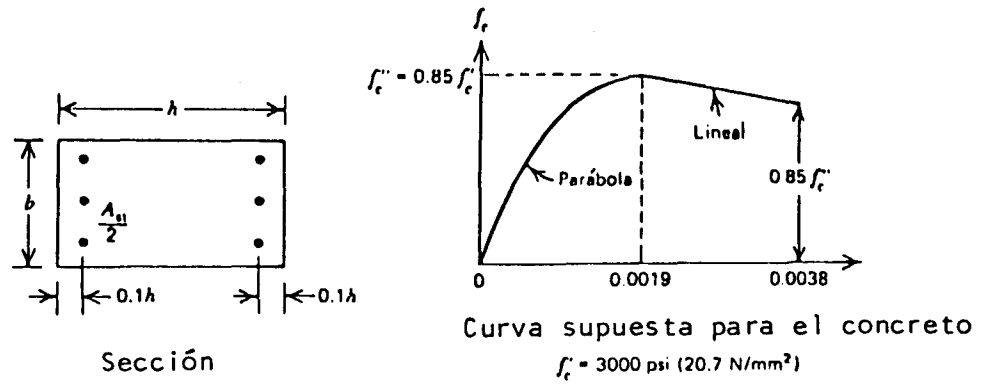
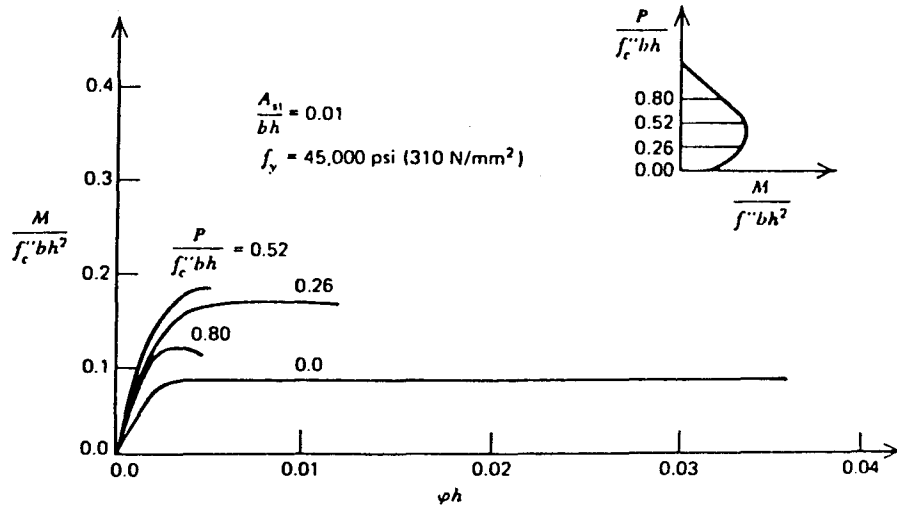


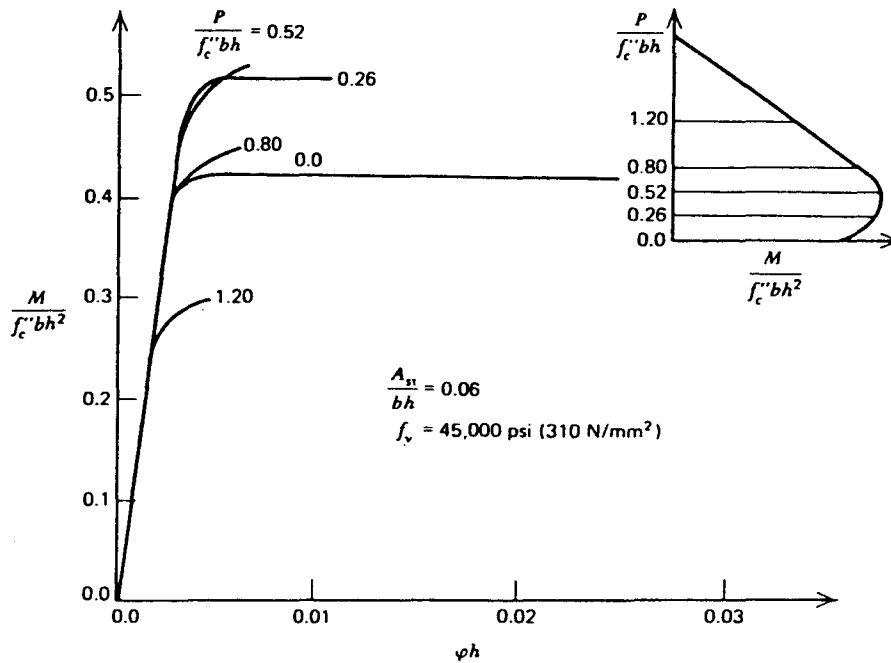
Fig 13. Disposición sugerida del acero en una viga de acoplamiento con refuerzo diagonal (adaptada de Paulay, 1971)



a)



b)



c)

Fig 14. Relaciones momento-curvatura para secciones de columnas a diversos niveles de carga axial (según Park y Paulay, 1975)

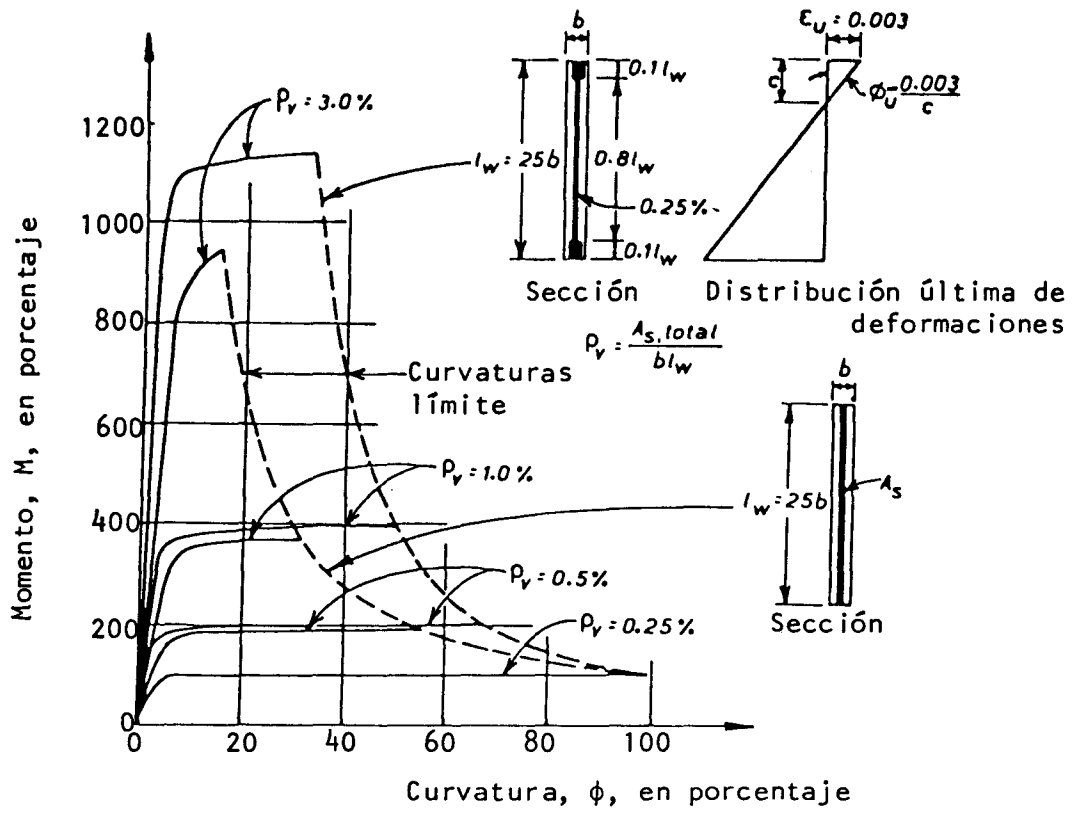


Fig 15. Influencia de cantidad y distribución de refuerzo vertical en curvatura última (según Park y Paulay, 1975)

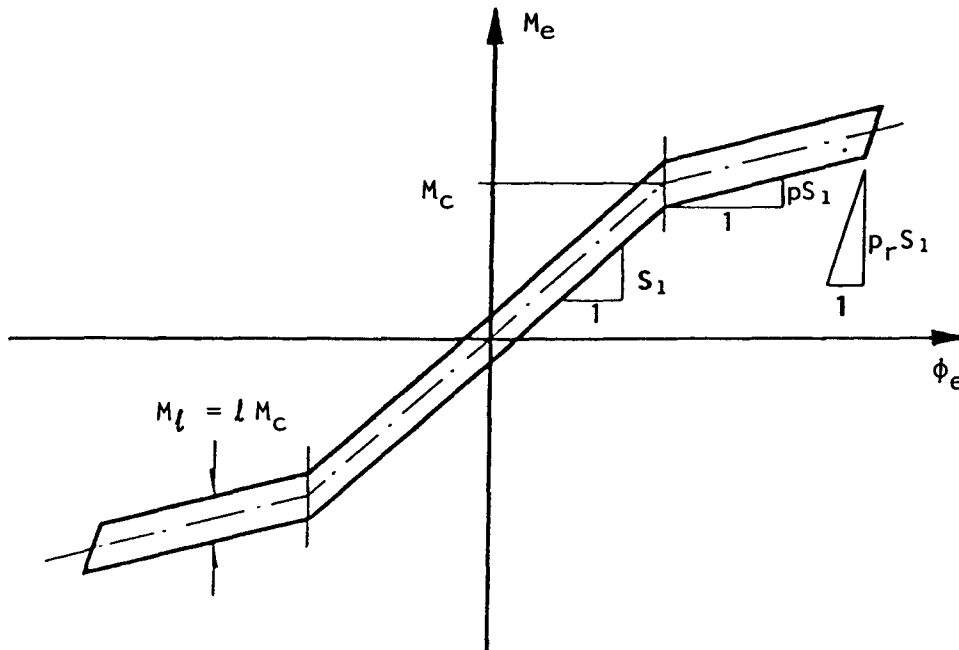
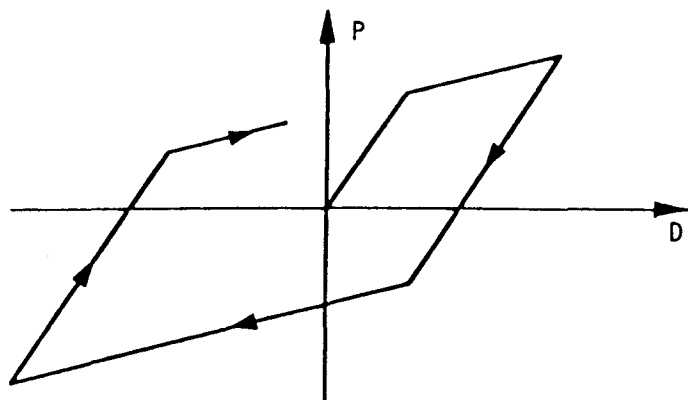
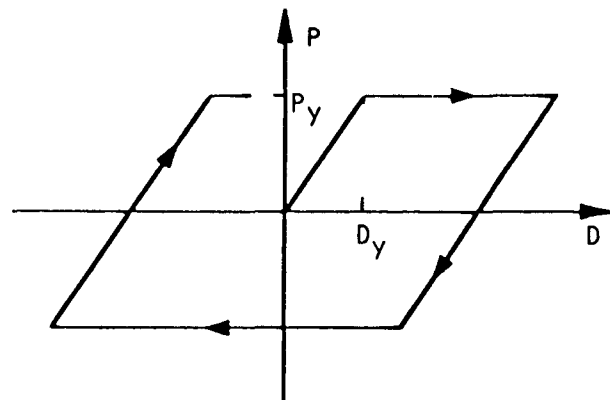


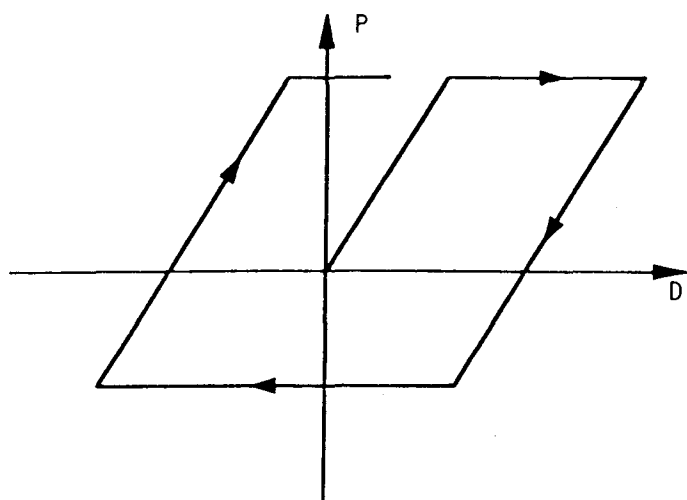
Fig 16. Ciclo de histéresis típico para miembros de concreto presforzado



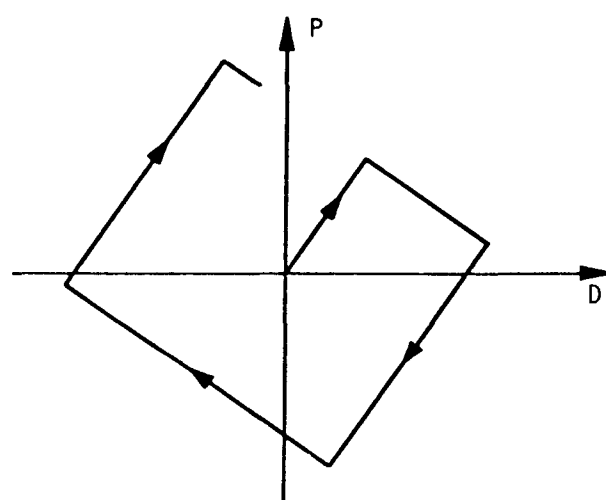
a) Bilineal



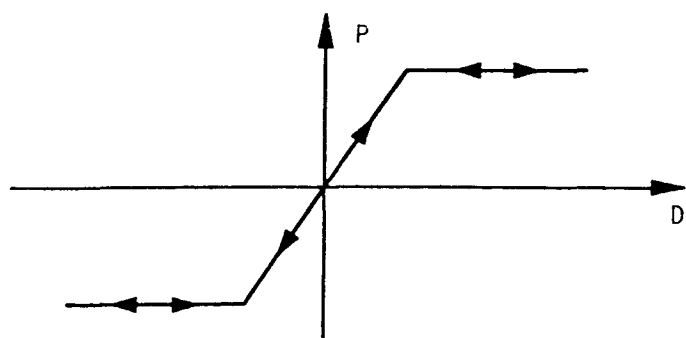
b) Elastoplástico simétrico



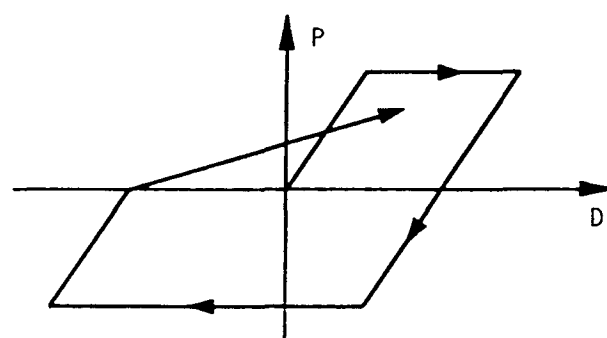
c) Elastoplástico asimétrico



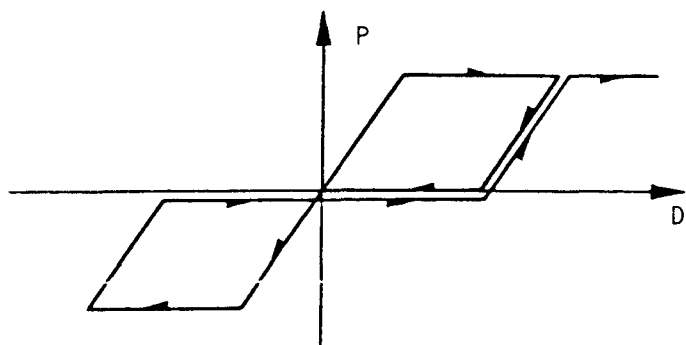
d) Inestable



e) Elástico cedente

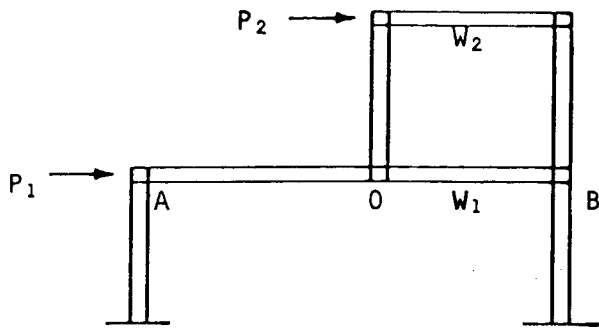


f) Degradante

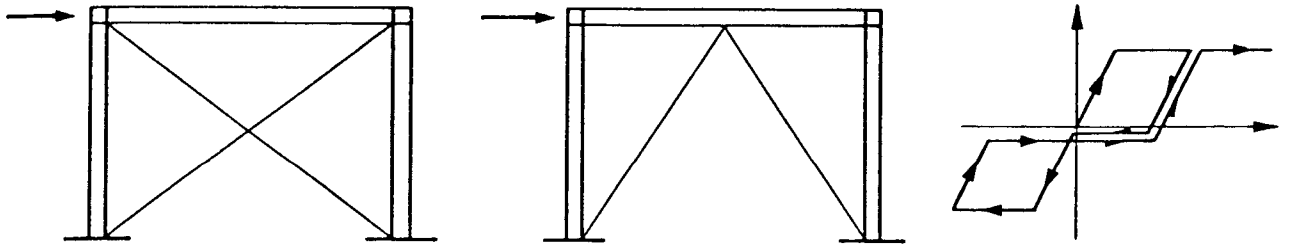


g) Tipo deslizamiento

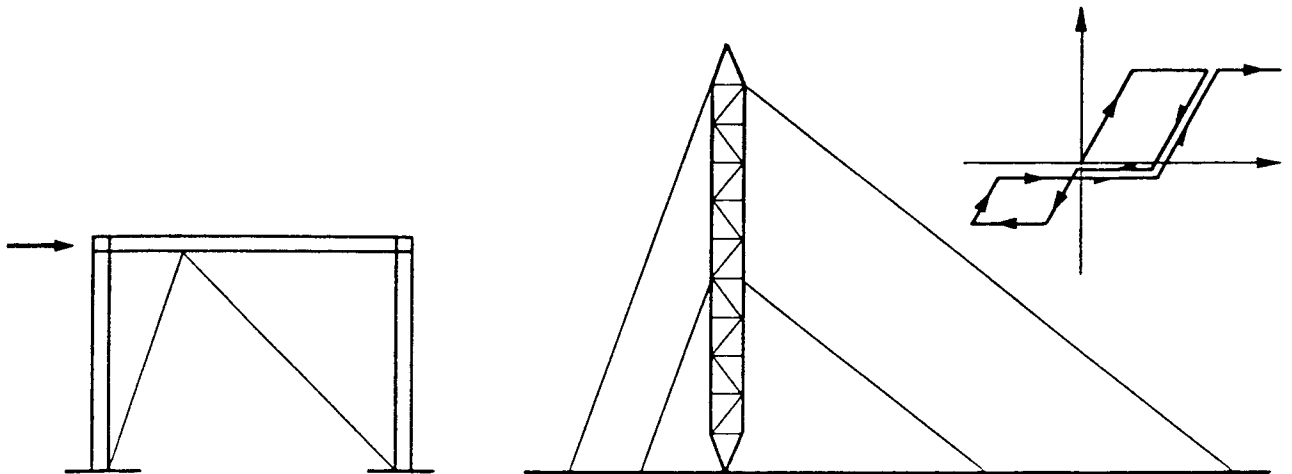
Fig 17. Modelos de comportamiento no lineal



a) Sistema típico con relación asimétrica carga-deformación



b) Sistema con relación simétrica tipo deslizamiento



c) Sistema con relación asimétrica tipo deslizamiento

Fig 18. Estructuras especiales

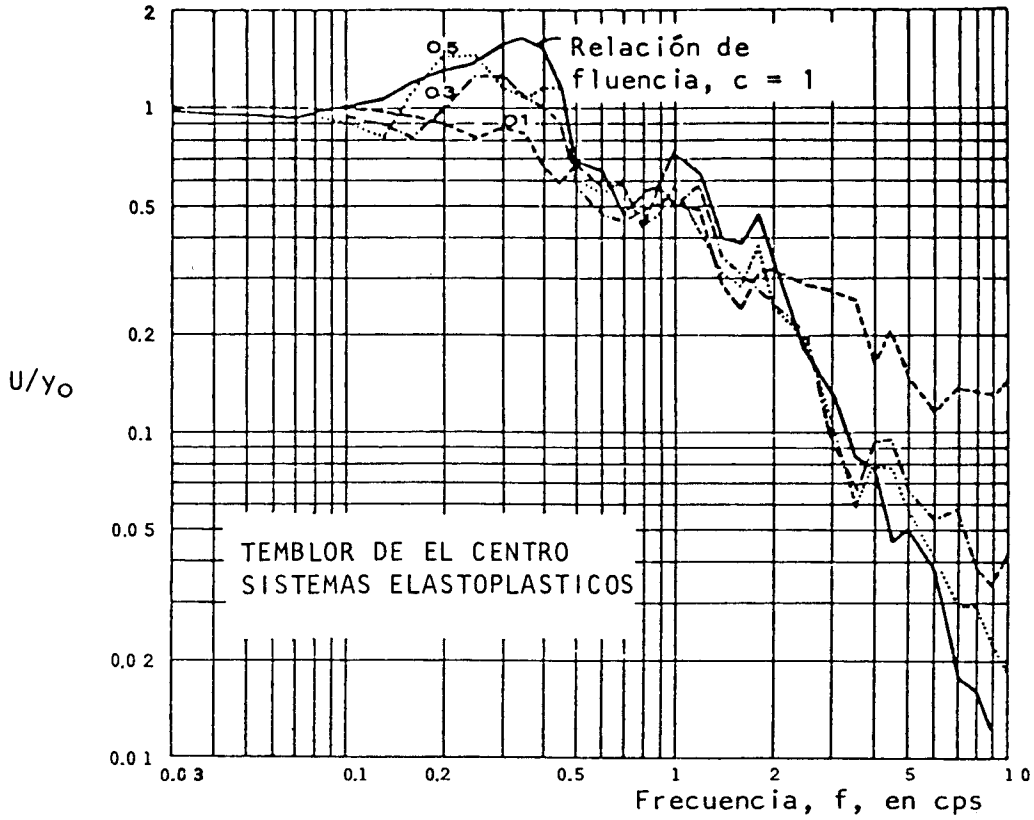


Fig 19. Espectro de deformaciones para sistemas elastoplásticos con amortiguamiento viscoso de 0.02 (según Bielak, 1966)

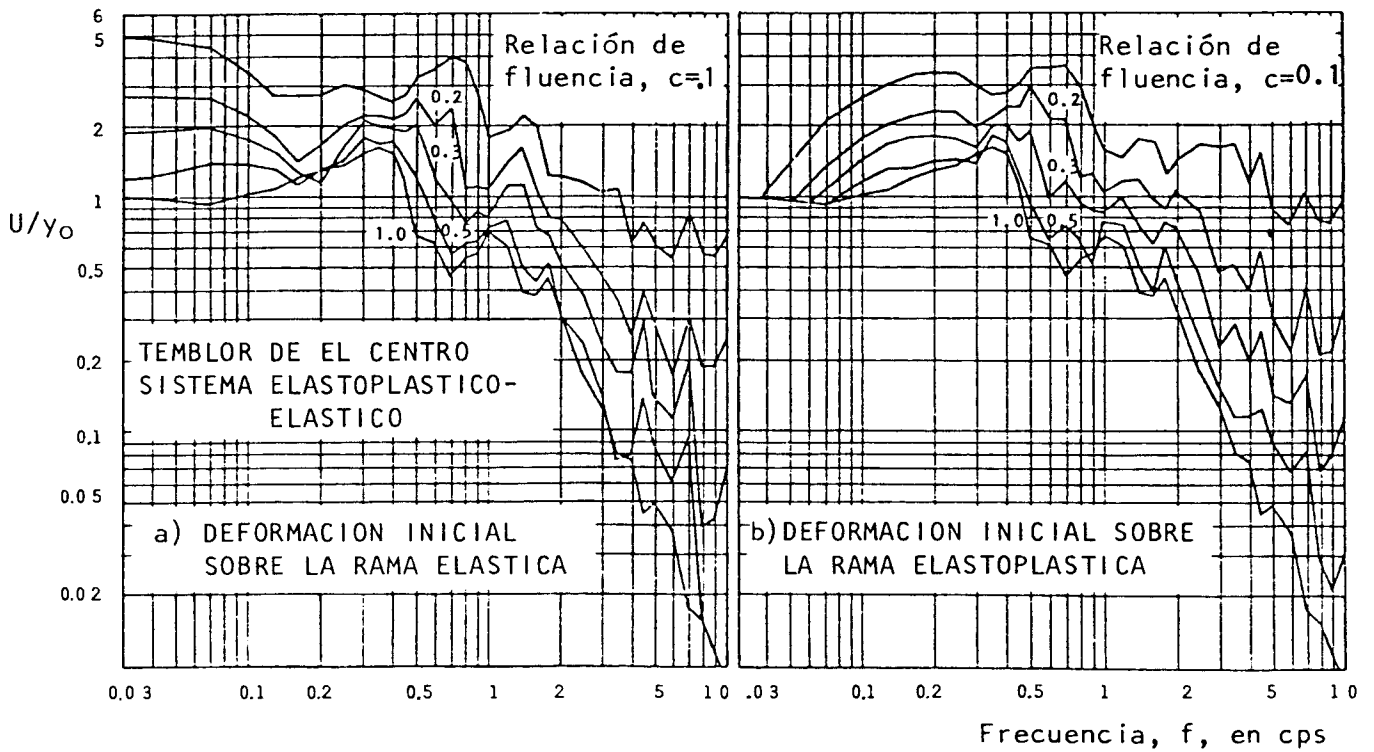


Fig 20. Espectros de deformación para sistemas de curva asimétrica con amortiguamiento viscoso de 0.02 (según Bielak, 1966)

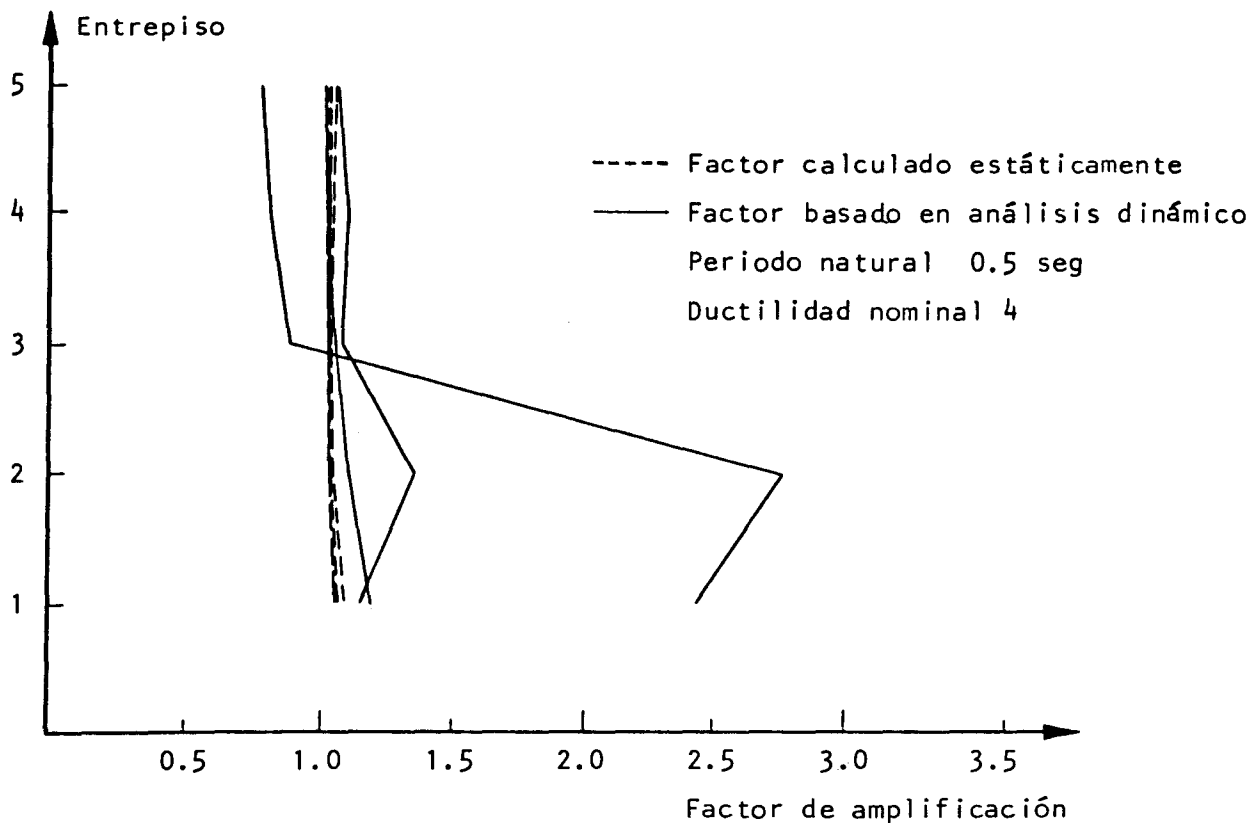


Fig 21. Factores de amplificación por esbeltez

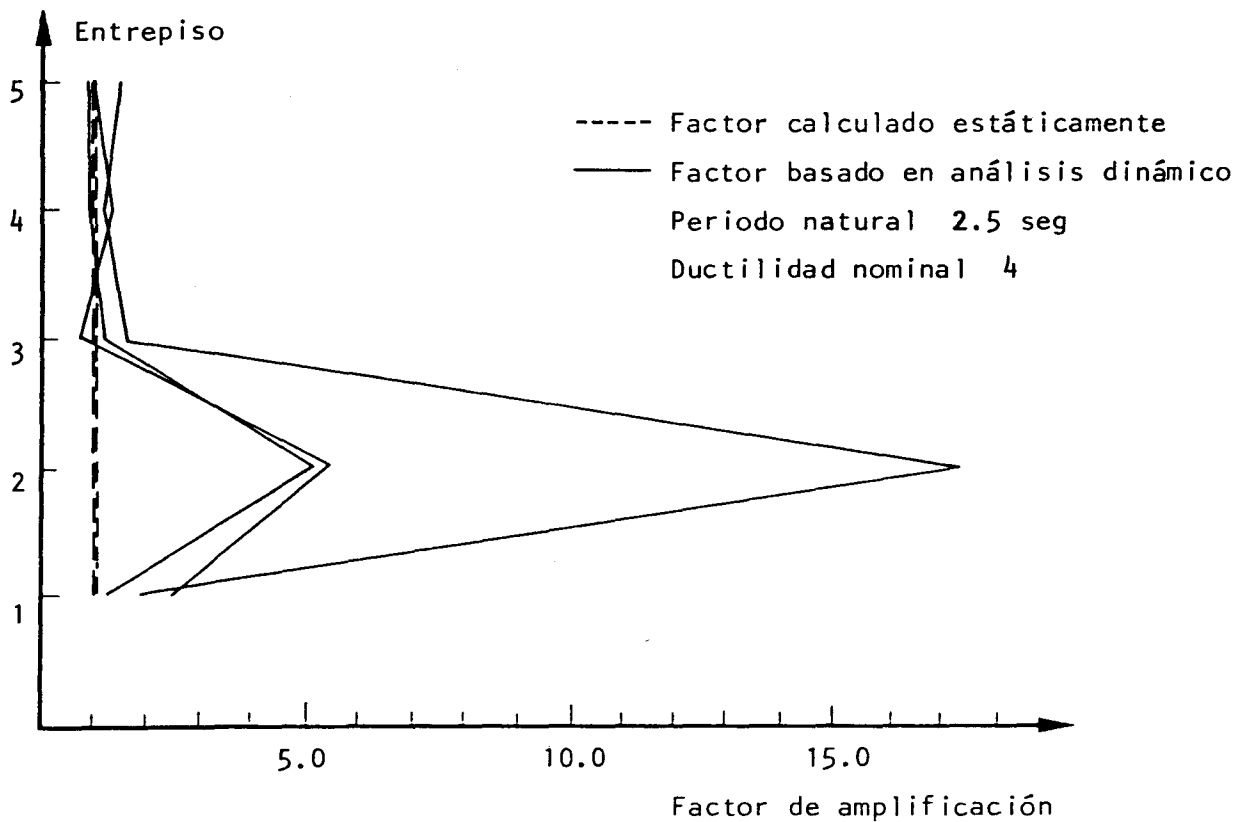


Fig 22. Factores de amplificación por esbeltez

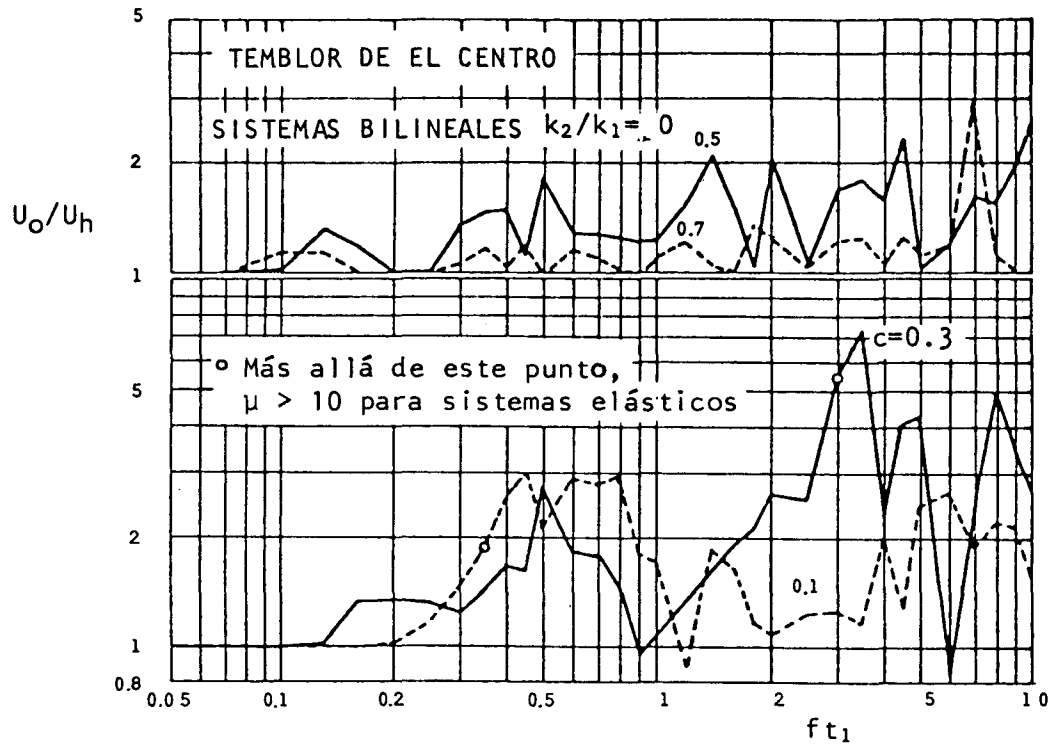


Fig 23. Espectros de la relación de deformaciones máximas de sistemas bilineales elásticos e histeréticos (según Bielak, 1966)

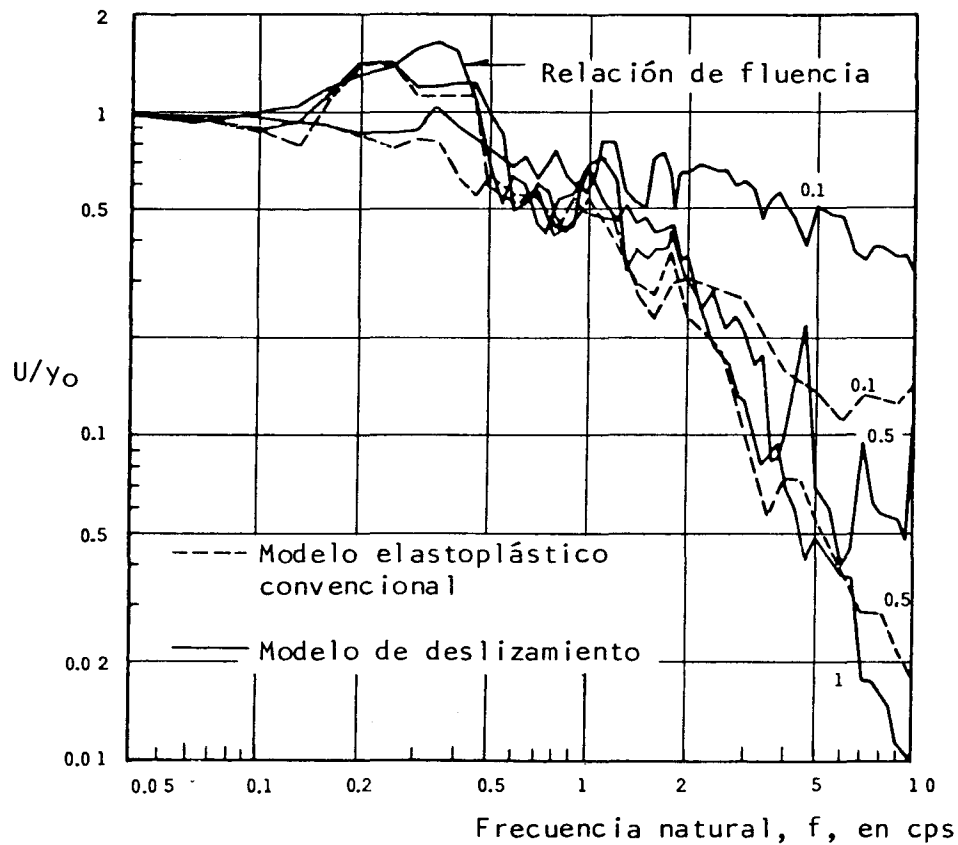


Fig 24. Espectros para sistemas elastoplásticos convencionales y de deslizamiento. Temblor de El Centro. Amortiguamiento 0.02 (según Veletsos, 1969)

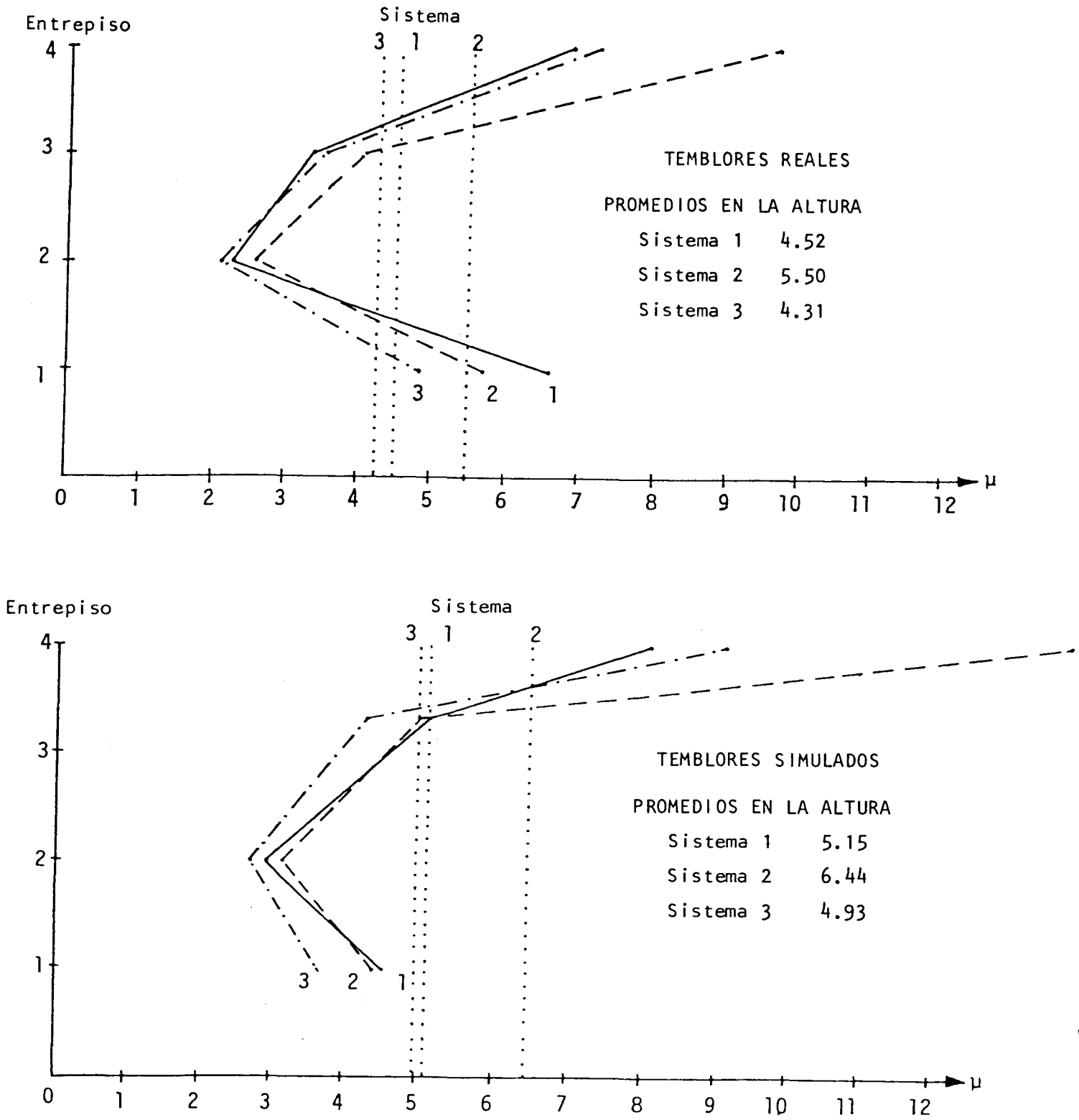


Fig 25. Ductilidades medias para tres sistemas de cortante (según Frank et al, 1976)

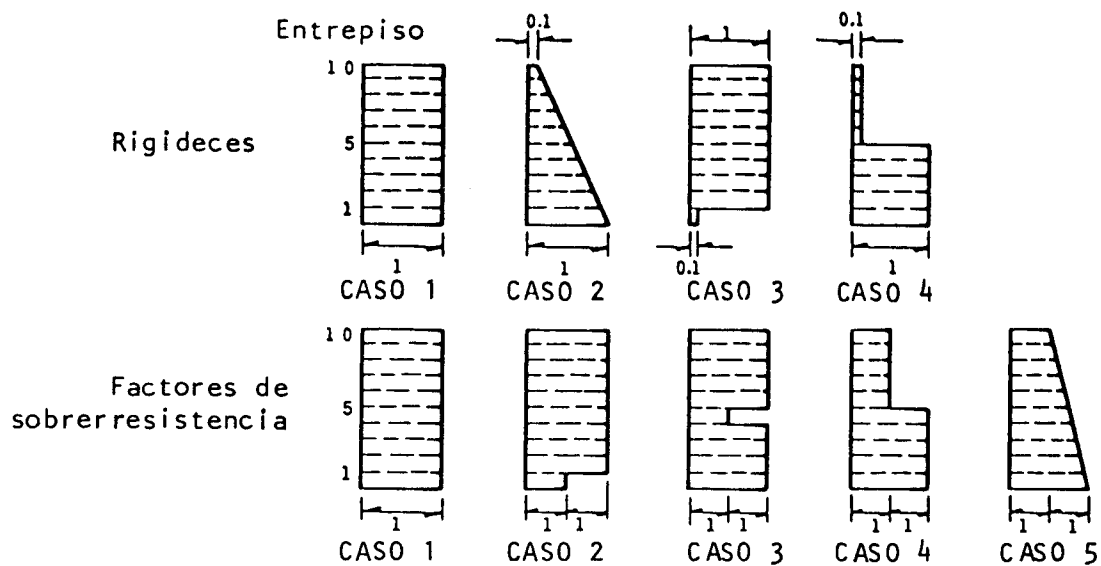


Fig 26. Variación de rigideces y factores de sobrerresistencia en edificios de cortante

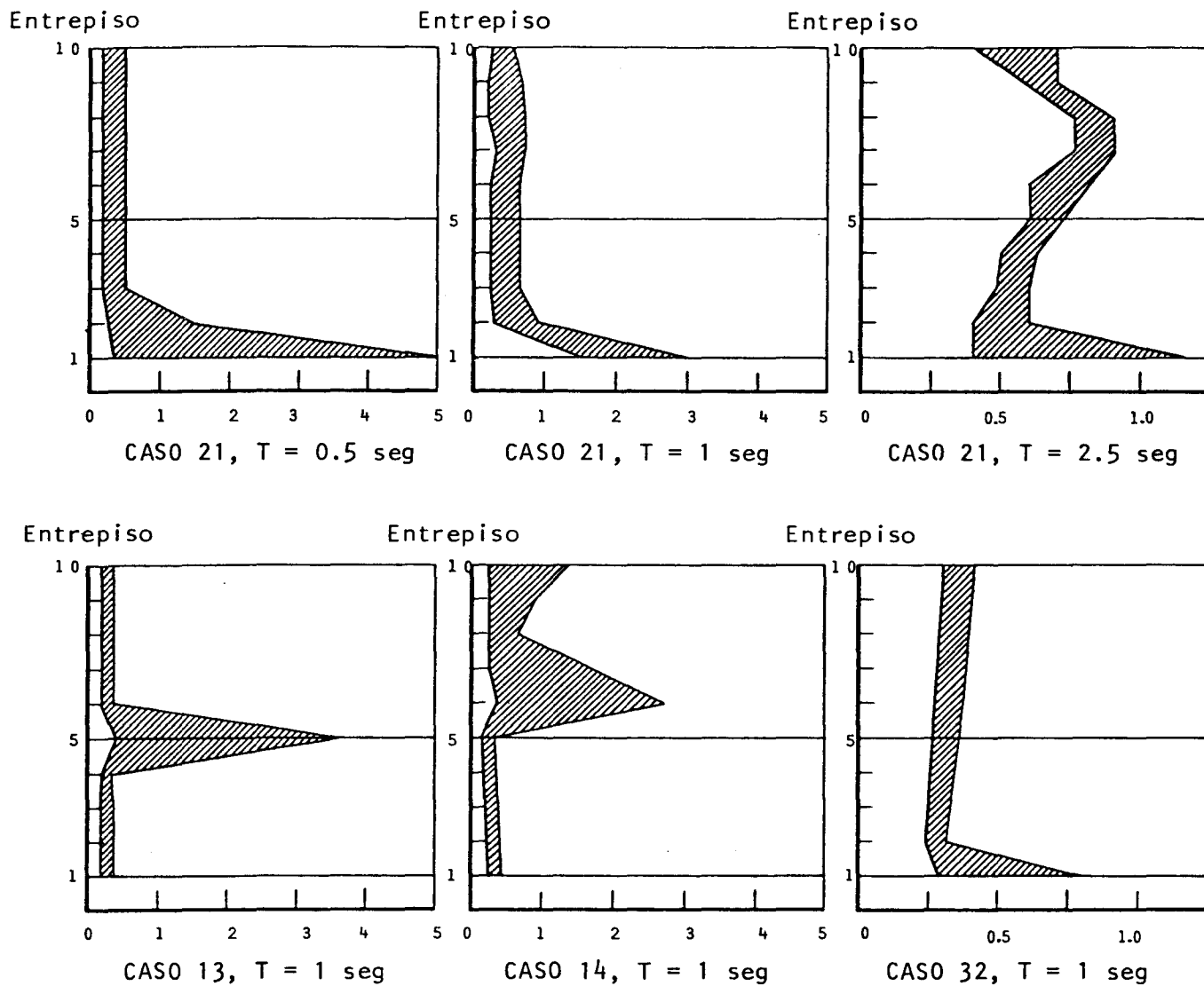
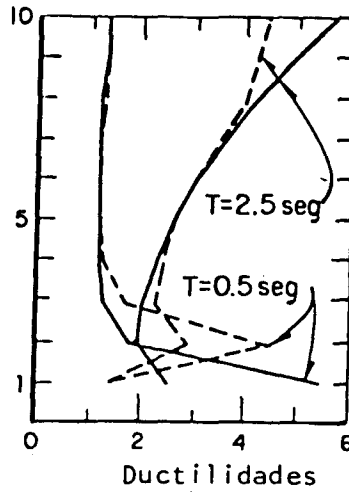
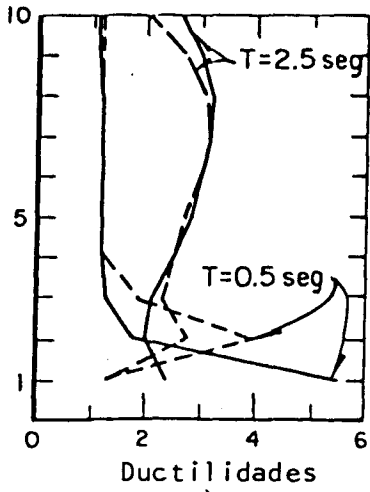


Fig 27. Relaciones entre ductilidades reales y nominales

Entrepiso

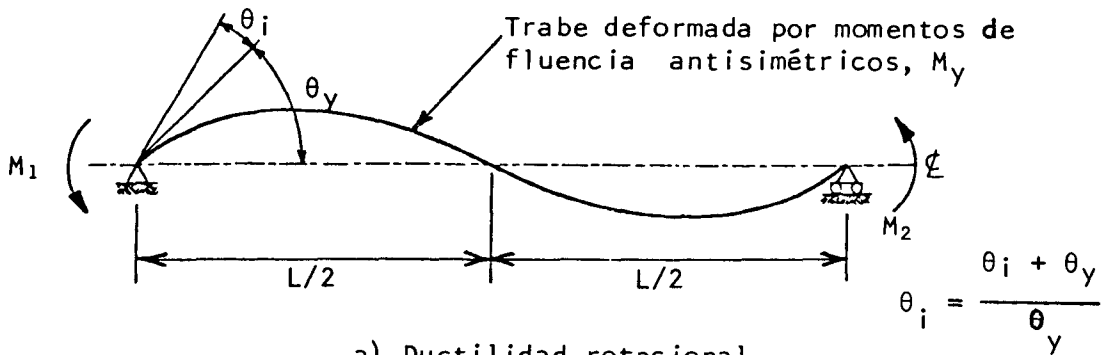
Entrepiso



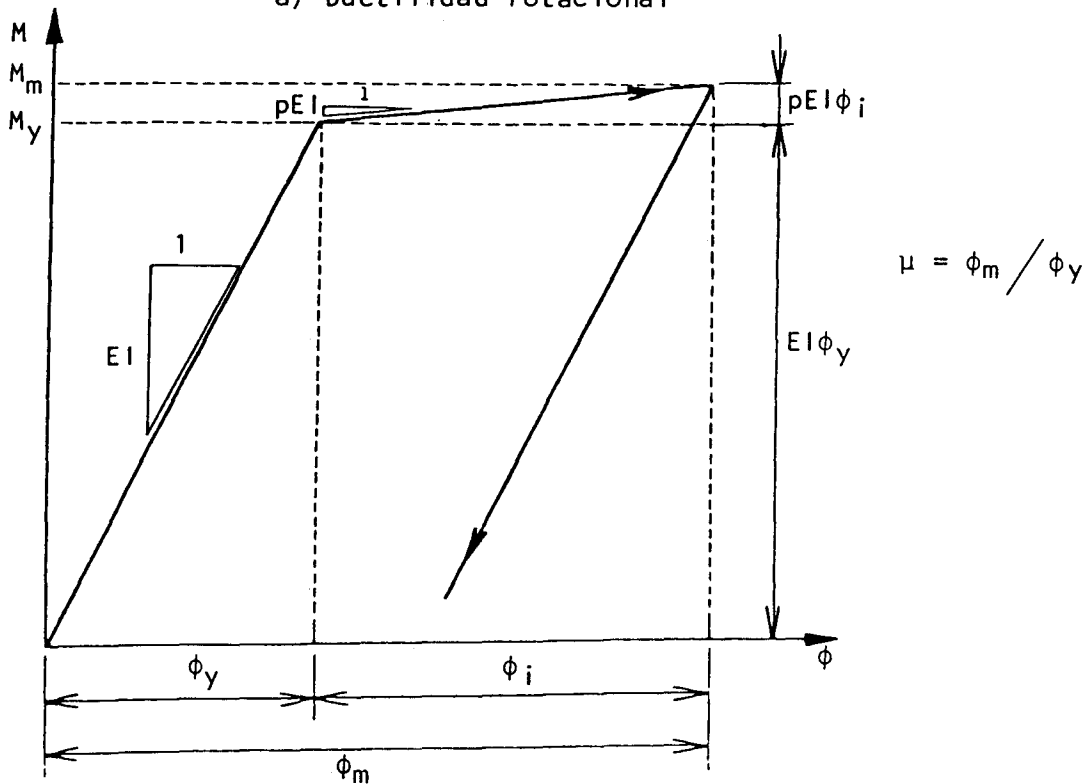
a)

b)

Fig 28. Relaciones entre ductilidades y criterios de diseño



a) Ductilidad rotacional



b) Ductilidad de momentos o de curvaturas

Fig 29. Definiciones de ductilidad local (según Haviland et al, 1976)

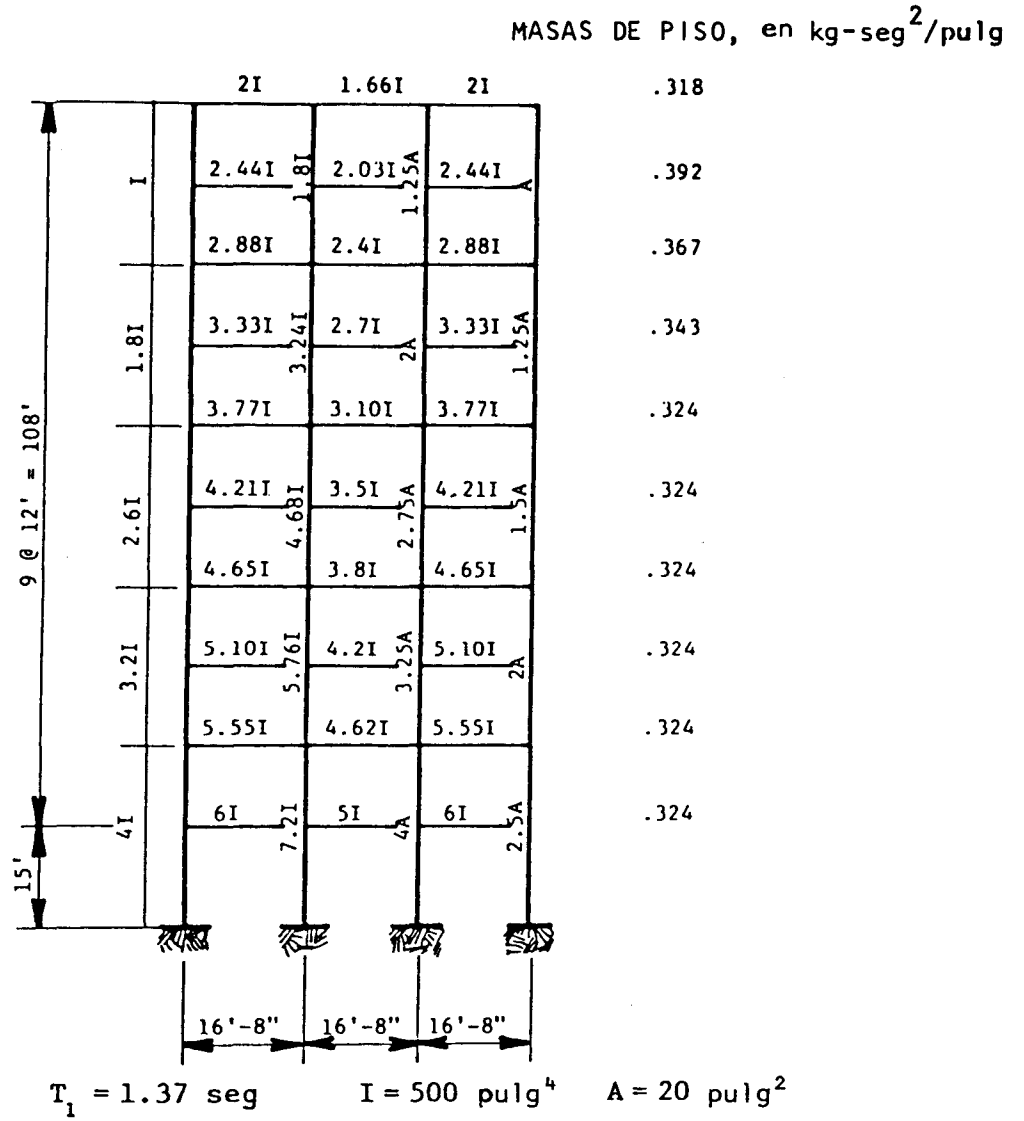


Fig 30. Marco para estudio de ductilidades locales

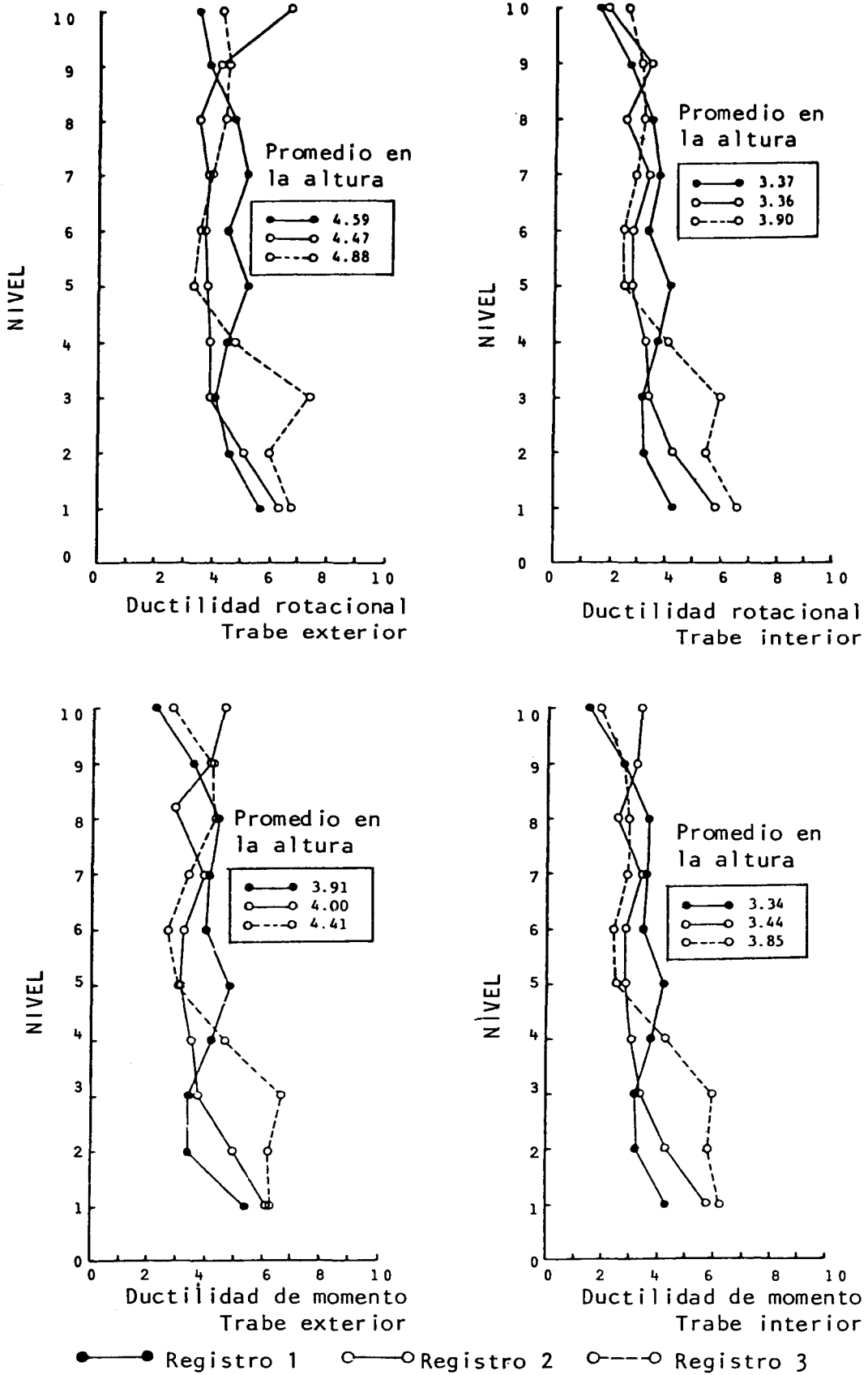


Fig 31. Máximos valores de ductilidad en traves (según Haviland et al, 1976)

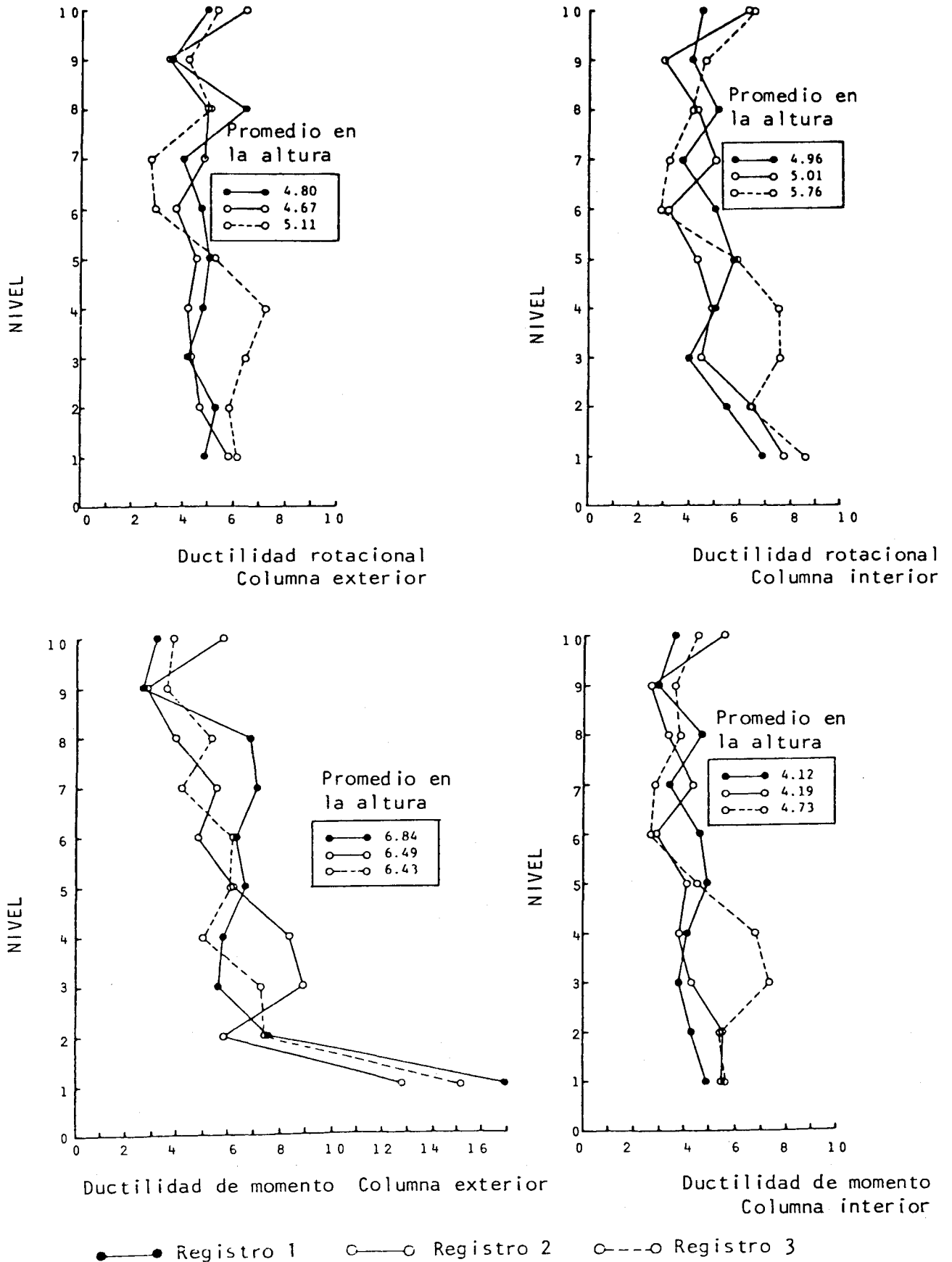


Fig 32. Máximos factores de ductilidad en columnas (según Haviland et al, 1976)

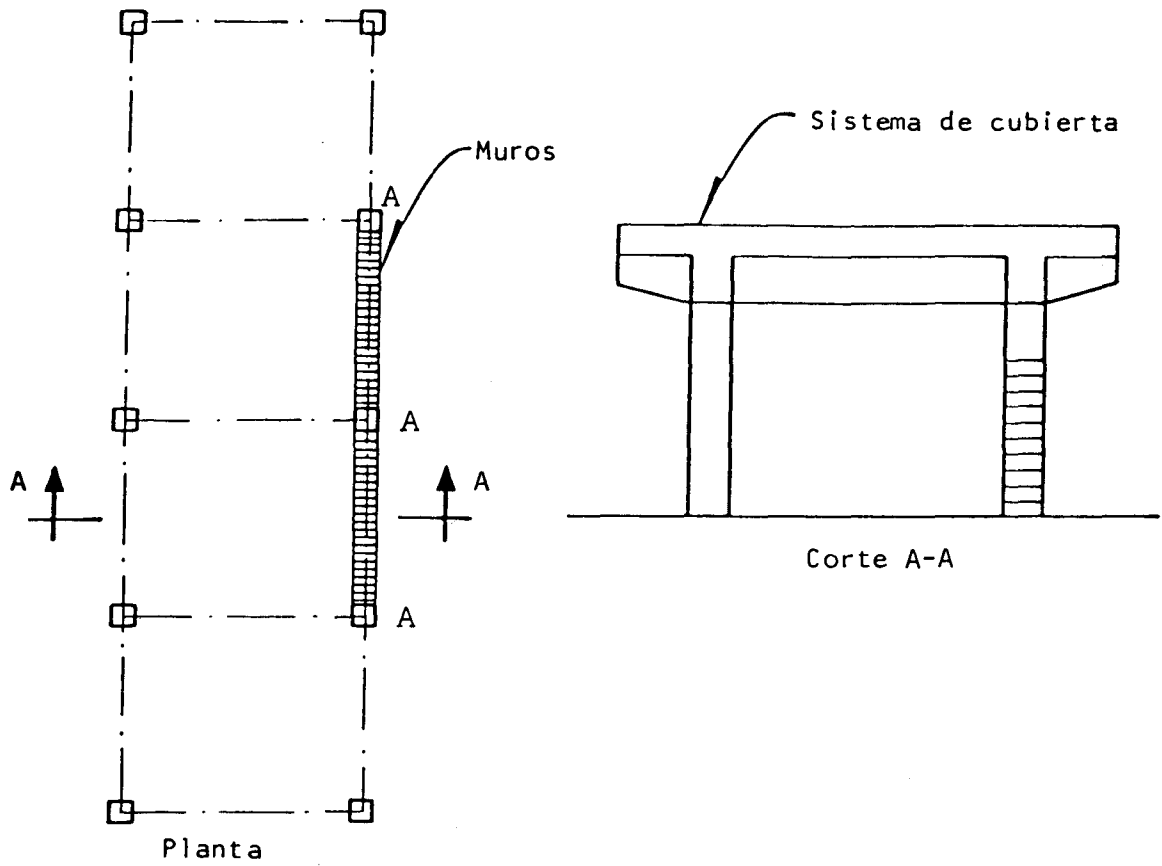


Fig 33. Columnas parcialmente restringidas

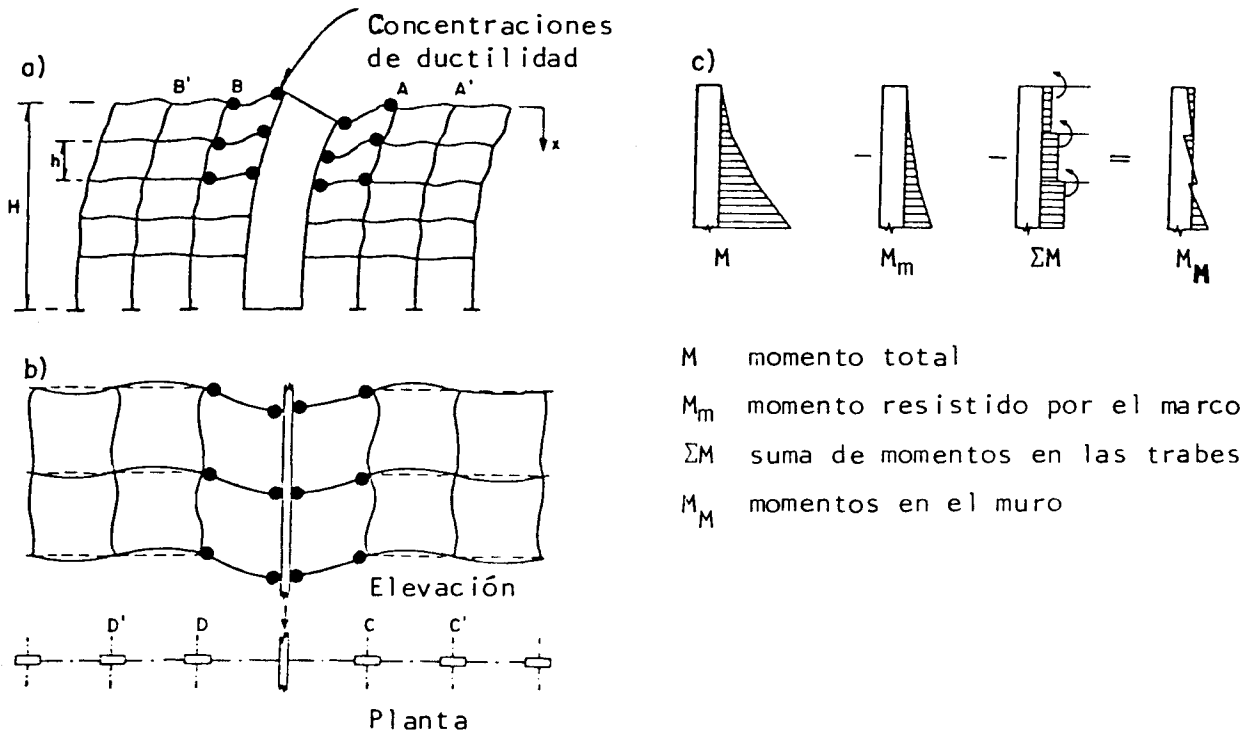


Fig 34. Deformaciones en sistemas rigidizantes