

ANÁLISIS NO LINEAL Y REDISEÑO DE ESTRUCTURAS DE EDIFICACION DE HORMIGON ARMADO

Alfonso Recuero Forniés
Dr. Ing. de Caminos
Jefe del Equipo de Investigación
I.E.T.c.c.

451-6

El presente artículo ha sido elaborado por los miembros del Equipo de Investigación que desarrolla, en el Instituto Eduardo Torroja, un proyecto cuyo título coincide con el del artículo. Su objeto es dar a conocer al lector el interés del tema del análisis no lineal de estructuras de hormigón, los objetivos que pretende cubrir el Equipo dentro de este amplio campo, las actividades programadas para el cumplimiento de tales objetivos, así como dar una idea de los resultados ya conseguidos y de las actividades en curso. El proyecto se encuadra dentro de la programación científica del Consejo Superior de Investigaciones Científicas en el objetivo programático «Métodos Avanzados de Análisis y Ensayos de Estructuras».

1. INTRODUCCION

El comportamiento de estructuras hiperestáticas de hormigón armado desde el punto de vista carga-desplazamiento es intrínsecamente no lineal.

Las causas de este comportamiento no lineal pueden clasificarse fundamentalmente en dos grupos:

- No linealidad de las leyes constitutivas de los materiales (no linealidad mecánica), y
- No aplicabilidad de la hipótesis de deformaciones pequeñas (no linealidad geométrica).

Análisis no lineal es cada una de las técnicas de análisis estructural que tienen en cuenta dicho comportamiento en forma más o menos refinada.

La **no linealidad mecánica** tiene su origen en las diferentes leyes constitutivas de los materiales o elementos estructurales; esto es, en su comportamiento intrínseco tensión-deformación.

El hormigón es un material heterogéneo. Su comportamiento deformacional depende de las características de los áridos y cementos, tipos de cargas (historia de carga, excentricidad), edad del hormigón, compacidad del mismo, grado de confinamiento, condiciones ambientales, etc.

No existe un modelo físico generalmente aceptado que cuantifique la influencia de estos factores, por lo que dicho comportamiento se deduce de ensayos de laboratorio.

El artículo 26.6.a de la Instrucción de Hormigón Armado EH-80, propone el diagrama parábola-rectángulo para el cálculo en agotamiento de secciones de hormigón armado. En el artículo 43.2.2 la misma norma establece que, para una evaluación precisa de las deformaciones podrá emplearse cualquier diagrama tensión-deformación del hormigón que se corresponda suficientemente con las condiciones particulares del caso en estudio, recomendando que en el caso de no disponer de un diagrama específico se utilice el definido en el comentario a dicho artículo.

Los diagramas citados no tienen en cuenta la resistencia a tracción del hormigón debido a suponer que la zona en tracción está fisurada. Sin embargo, cuando una pieza alcanza una configuración estable de fisuras existe una cierta transmisión de tensiones entre la armadura y el hormigón comprendido entre dos fisuras, efecto que se denomina «tension stiffening», y que hace que la deformabilidad de las piezas sea menor que la que correspondería a la hipótesis de una falta total de colaboración del hormigón en tracción.

El acero, por ser un material más homogéneo que el hormigón, tiene un comportamiento mecánico menos disperso.

La relación tensión-deformación depende de los tratamientos mecánicos a que haya sido sometido, distinguiendo la Instrucción EH-80, en el artículo 25.3, los diagramas tensión-deformación para los aceros de dureza natural y los aceros estirados en frío.

En el estudio del comportamiento de piezas de hormigón armado habrá que considerar no sólo el comportamiento del hormigón y del acero por separado sino su interacción. Para esto, la relación que se utiliza es la de momento-curvatura (fig. 1), bien a nivel de sección o en valores medios en una longitud finita de pieza que debe ser superior a la distancia media entre fisuras. Estos diagramas pueden obtenerse experimentalmente, o numéricamente a partir de las leyes constitutivas tensión-deformación de los materiales y del esquema de pivotes que recoge la Instrucción EH-80 en su artículo 36.2, haciendo intervenir o no el efecto de «tension stiffening» ya mencionado.

La forma que adoptan estos diagramas nos indica el tipo de rotura, frágil o dúctil, que se producirá en la sección estudiada. La relación de la profundidad de la fibra neutra al canto útil de la sección, en rotura, mide su grado de ductilidad. Los valores de este parámetro que indican rotura de tipo dúctil son los inferiores al correspondiente a la situación balanceada, para los cuales el acero en tracción ha alcanzado su límite elástico. Cuando el acero sobrepasa la deformación del límite elástico, pequeños incrementos del momento

actuante comportan grandes aumentos en la rotación; esto es, la sección adquiere un comportamiento de tipo plástico hasta que se alcanza el valor límite de rotación. Con secciones dúctiles el estado límite último de la estructura no es alcanzado cuando la sección crítica fluye, sino cuando se produce el límite de la rotación plástica, después del cual la rotura tiene lugar.

Como consecuencia, una estructura con secciones críticas dúctiles tiene un grado de seguridad mayor que aquel que corresponde a una estructura con secciones frágiles. El grado adicional de seguridad debido a la ductilidad de las secciones puede ser detectado únicamente aplicando el análisis no lineal.

Debido al comportamiento no lineal del hormigón armado las solicitaciones reales de la estructura difieren de las calculadas suponiendo un comportamiento lineal. A esta variación de las solicitaciones es a lo que se denomina **redistribución de esfuerzos**. (Fig. 2).

Es una opinión muy extendida el que la redistribución debería ser una transmisión siempre favorable de momentos, necesaria solamente cuando el diseño se desvía de los resultados estrictos del análisis lineal. Dicha opinión es errónea, pues el estado tenso-deformacional real de la estructura es el único que cumple simultáneamente el equilibrio, compatibilidad de deformaciones y conformidad con las relaciones esfuerzo-deformación de las piezas. Por lo tanto, el resultado del análisis lineal no puede representar

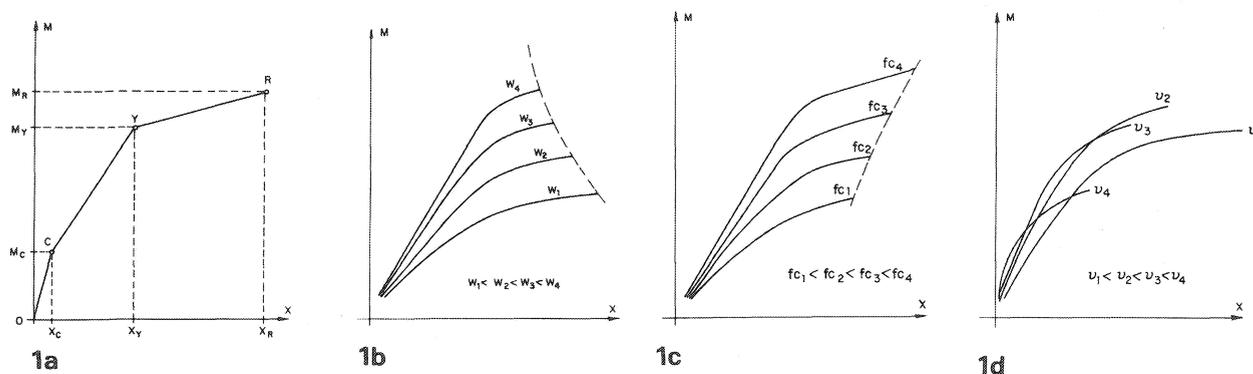


Fig. 1
DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA

La figura 1.a. muestra el aspecto de un diagrama genérico, en el cual se ha señalado tres tramos característicos. El tramo O-C corresponde al estado de la sección sin fisurar. El tramo C-Y corresponde al estado de la sección desde el inicio de la fisuración hasta que el acero en tracción alcanza su límite elástico. Y el tramo Y-R, desde esta última situación hasta el agotamiento.

La existencia y extensión de estos tramos dependen de una serie de parámetros tales como: forma de la sección, disposición y cuantía de la armadura, calidad del hormigón, esfuerzo axial a que está sometida, etc.

Las figuras 1.b., 1.c. y 1.d. muestran la forma más habitual de evolucionar el diagrama momento-curvatura, a partir de una cierta situación de referencia, cuando se modifica la cuantía, calidad del hormigón o axil actuante, manteniendo fijos los restantes parámetros.

Puede observarse que para cuantías crecientes generalmente la sección es más resistente y más frágil. El aumento de la calidad del hormigón implica generalmente un aumento de resistencia y de la ductilidad de la sección. Respecto a la compresión axial, puede observarse que para valores pequeños se produce un aumento de la resistencia y que a partir de un cierto valor ésta disminuye, en tanto que, en general, la ductilidad disminuye al aumentar el axil actuante.

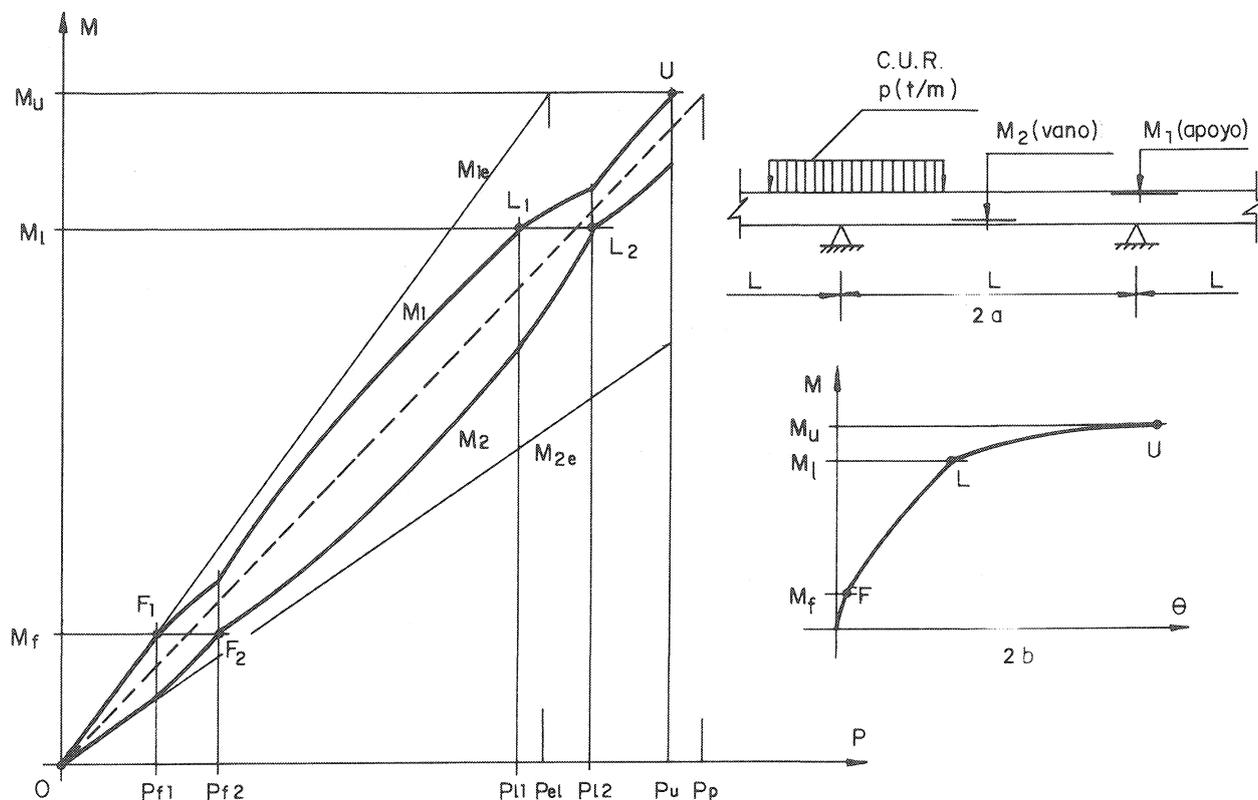


Fig. 2
REDISTRIBUCION DE MOMENTOS EN UNA VIGA CONTINUA

En una viga continua de muchos vanos iguales, sometida a una carga u.r. (fig. 2a), según la teoría elástica lineal el momento en apoyos M_1 , y el momento en centros de vano M_2 , valen $M_1 = 2 \cdot M_2 = pL^2/12$. Se supone que todas las secciones de la viga tienen un diagrama M- θ como el indicado en la figura 2b. Al crecer la carga los momentos reales en apoyos M_1 y en vanos M_2 son los de la teoría elástica lineal hasta que M_1 alcanza el momento de fisuración M_f (pto. F_1). Entonces M_2 crece más aprisa, hasta que también alcanza M_f (pto. F_2). Luego crecen ambos, manteniéndose su suma igual a $pL^2/8$, hasta que M_1 alcanza el momento de límite elástico M_l (pto. L_1), y otra vez M_2 crece más aprisa hasta alcanzar M_l (pto. L_2). Al fin se llega al agotamiento al alcanzar M_1 el momento último M_u (pto. U). La carga de agotamiento p_u es mayor que la elástica lineal p_e , pero no supera el valor de plasticidad perfecta p_p , dado por $M_1 = M_2 = p_p L^2/16$.

un estado tenso-deformacional real para las estructuras que tienen piezas de comportamiento no lineal. Este comportamiento, para niveles de carga de servicio, está básicamente producido por la fisuración del hormigón y por los efectos de segundo orden. La redistribución de solicitaciones debido a la fisuración puede ser considerable en algunos casos. Esta redistribución implica una transferencia de esfuerzos de unas zonas críticas a otras. Normalmente, esto conduce a una sobreestimación de la resistencia si la ductilidad no es suficiente.

No existe límite porcentual teórico en la cantidad de redistribución cuando se comprueba una estructura mediante análisis no lineal. Por ejemplo, una viga biempotrada, con un diseño apropiado, puede comportarse prácticamente como biapoyada después de producirse la redistribución de esfuerzos.

La **no linealidad geométrica** se debe a que los movimientos que se producen en la estructura por la acción de las cargas no pueden despreciarse frente a las dimensiones generales de la misma y en consecuencia no es aceptable la simplificación

de considerar el equilibrio sobre la posición inicial sin deformar.

En el análisis de pórticos puede distinguirse dos casos fundamentales de no linealidad geométrica:

- La debida a desplazamiento de los nudos, especialmente importante en pórticos traslacionales, en los que el movimiento horizontal de los pisos introduce unos momentos adicionales de vuelco producidos por el desplazamiento de las cargas verticales. Este fenómeno es el denominado efecto P- Δ (fig. 3). Es un fenómeno de carácter global.
- La debida a la deformación por flexión del eje de los soportes, que también introduce momentos adicionales en los mismos que pueden llegar a provocar fenómenos de inestabilidad o pandeo. Este fenómeno es de carácter local.

Los métodos de cálculo de estructuras de hormigón armado han evolucionado desde un cálculo elástico en tensiones admisibles, al concepto

de diseño en estados límites basado en el análisis teórico-experimental de todas las etapas de comportamiento. En esta última aproximación cabe distinguir dos procedimientos conceptualmente diferentes pero cuyo desarrollo se solapa en el tiempo. El primero se caracteriza por la realización de comprobaciones locales de secciones o zonas determinadas, y el segundo por tener en cuenta el comportamiento global de la estructura considerado en su conjunto. Existe una discrepancia entre los avances teóricos y el correspondiente desarrollo en el ámbito del proyecto, ya que actualmente la práctica

en todas las etapas del comportamiento, la confirmación de la incidencia del fenómeno anelástico en los diversos estados límites y la puesta al día de los principios de seguridad requeridos por la nueva aproximación, lo que caracteriza el desarrollo teórico en las últimas décadas, así como la iniciación de investigaciones sistemáticas sobre la intervención conjunta de la no linealidad geométrica y mecánica. Evidentemente, todos estos desarrollos no habrían sido posibles sin la evolución de los ordenadores.

El comportamiento de la mayoría de las

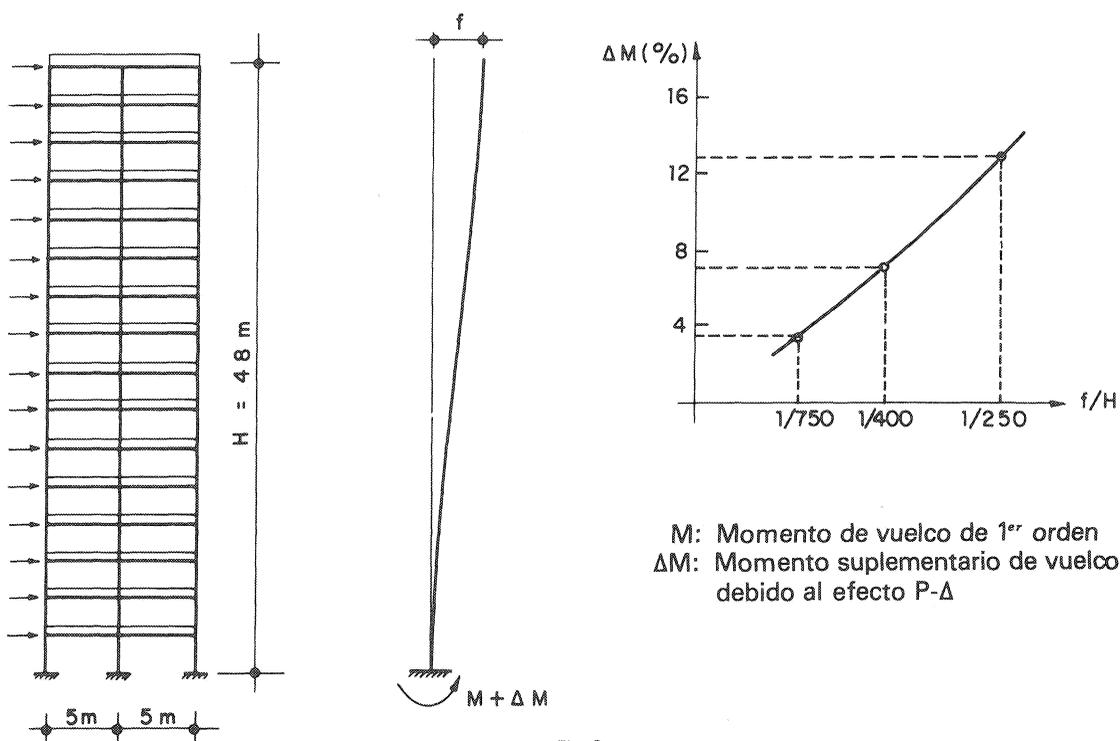


Fig. 3
NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA. EFECTO P-Δ EN PORTICOS

En pórticos esbeltos traslacionales, el momento de vuelco producido por las cargas exteriores actuantes se incrementa si se tiene en cuenta el denominado efecto P-Δ.

El gráfico muestra el incremento porcentual del momento de vuelco en función del índice de flecha $\frac{f}{H}$ para el pórtico de 16 plantas cuyo esquema se muestra en la figura.

En el cálculo no se ha tenido en cuenta la no linealidad mecánica. La consideración de esta última haría que los incrementos de momentos fuesen superiores a los indicados.

habitual es, según el primer procedimiento, calcular los esfuerzos de una estructura según modelos elásticos lineales, y posteriormente dimensionar las piezas con métodos que tienen en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales, lo que supone una falta de coherencia entre estas dos fases de cálculo que puede traducirse en una inadecuada valoración de la seguridad e incluso en mayor costo de la estructura.

Es, precisamente, el estudio del comportamiento global de la estructura, el análisis de la respuesta

estructuras hiperestáticas sometidas a cargas no repetitivas puede idealizarse por medio de tres modelos:

- lineal,
- elasto-plástico perfecto, y
- no lineal.

El modelo lineal es adecuado para el análisis de estructuras con un comportamiento frágil.

El modelo elasto-plástico perfecto se ajusta bien al comportamiento de las estructuras de acero,

y al de aquellas otras en las que la ductilidad del acero gobierna el estado último. Un caso particular importante es el modelo rígido plástico, ampliamente conocido y empleado en el cálculo de estructuras.

El modelo no lineal es el que se ajusta mejor a las estructuras de hormigón armado.

En el momento actual puede señalarse que los campos en los que el análisis no lineal presenta mayor interés son:

- a) Interpretación de daños y valoración de la seguridad real de estructuras dañadas y reparadas.
En estas situaciones los métodos convencionales de comprobación no proporcionan resultados concordantes con los efectos observados y, por lo tanto, la valoración de la seguridad real de la estructura resulta incorrecta.
- b) Diseño de estructuras especiales o sometidas a acciones no convencionales, tales como depósitos industriales, centrales nucleares, acciones sísmicas, puentes singulares, casos en los cuales debe utilizarse el modelo más ajustado posible a la realidad.
- c) En estructuras normales de edificación.
En estos casos no son de esperar ventajas en lo referente al ahorro de material, pero sí una reducción en el número de secciones tipo y una descongestión de armadura en los puntos de concurrencia de las mismas.

Sin embargo, debe tenerse en cuenta que de la no linealidad de la respuesta se derivan problemas importantes: la forma de introducir los factores parciales de seguridad (que afectan a las cargas y a las características de los materiales), y la identificación de los casos de cargas más significativos y de las combinaciones de acciones a considerar, aspecto éste muy importante en la práctica dado que en el campo del análisis no lineal no es posible aplicar el principio de superposición de efectos.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

2.1. Objetivo general

El objetivo general del proyecto es el estudio del comportamiento de estructuras típicas de edificios de hormigón armado en régimen no lineal, con objeto de proporcionar a los proyectistas los elementos teóricos y prácticos necesarios para el dimensionamiento y la comprobación de las estructuras de acuerdo con criterios más ajustados al funcionamiento real de las mismas. Para ello se partirá de los diagramas tensión-deformación reales del hormigón, se calcularán los esfuerzos

mediante teorías de segundo orden, y se considerarán las deformaciones diferidas debidas a las cargas sostenidas.

Este estudio permitirá completar la normativa vigente en una serie de campos en los que ésta indica la necesidad o conveniencia de proceder a un análisis más avanzado que el lineal habitual, teniendo en cuenta, por ejemplo, la redistribución de esfuerzos en los elementos a flexión —forjados y vigas— y los efectos de segundo orden en las estructuras y elementos comprimidos. Para ello se desarrollarán métodos de cálculo de carácter muy general y métodos simplificados de más fácil aplicación, delimitando los campos de validez respectivos.

2.2. Actividades

Las principales actividades programadas para la consecución del objetivo general son las siguientes:

- A) **Diagramas momento —curvatura y axil— acortamiento:** Se pretende el estudio de estos diagramas en las secciones de vigas y soportes habituales en edificios de hormigón armado. Se partirá de relaciones tensión-deformación experimentales o convenientemente elegidas, y se llegará a determinar los parámetros específicos que definen dichos diagramas, y a caracterizar los mismos de la forma más adecuada de cara al cálculo aproximado de estructuras de edificios. El interés de esta actividad radica en la posibilidad de servir de base a las siguientes, ya que la única forma de llegar a un método de cálculo de sencillez comparable al elástico o al plástico parece ser partir de diagramas momento —curvatura tan sencillos como los que sirven de base a estos métodos, pero más concordes con el comportamiento real.
- B) **Pandeo de soportes en flexión recta:** Se pretende el estudio del comportamiento de piezas aisladas comprimidas de hormigón armado, con momentos distintos en sus extremos y teniendo en cuenta la fluencia, llegando al establecimiento de métodos aproximados y a ser posible de fórmulas más generales que las propuestas en la Instrucción EH-80 o en el Código Modelo del CEB, o a ábacos de dimensionamiento más generales que los contenidos en la Norma Alemana DIN-1045. A este respecto cabe decir que la fórmula de la EH-80 está limitada a una cierta esbeltez máxima de la pieza, a partir de la cual los resultados son poco aproximados, y no tiene en cuenta la frecuente existencia de momentos distintos en los extremos de la misma,

ni el efecto de la fluencia. Parece necesario, por consiguiente, buscar un procedimiento alternativo válido para un campo más amplio. Por otra parte se ha observado que la fórmula indicada, al igual que la del CEB y la alemana, tiene en general una aproximación poco satisfactoria, y parece deseable encontrar un método más preciso sin sacrificar la comodidad de uso.

- C) **Pandeo de soportes en flexión esviada:** Se trata de estudiar el comportamiento de piezas aisladas sometidas a compresión y a momentos en los dos planos principales actuando simultáneamente, llegando al establecimiento de los casos en los que es posible una comprobación independiente del pandeo en ambos planos, y a la preparación de métodos aproximados para los casos en los que ello no sea posible. A este respecto cabe decir que, si bien la Norma Alemana DIN-1045 y el Código Modelo del CEB contienen indicaciones en este sentido, en el grupo de trabajo encargado de preparar la propuesta de articulado de pandeo para la EH-80 se encontraron algunas lagunas y contradicciones en este terreno, lo que unido a la noticia de recientes resultados de investigaciones en el mismo sentido realizadas en Munich, aconsejó no tratar el tema en la mencionada propuesta. Por ello, los proyectistas españoles se encuentran actualmente desasistidos frente a este problema, cuya importancia práctica es relativamente alta, y resulta necesario abordar el tema.
- D) **Comportamiento no lineal de vigas y forjados:** Se trata de estudiar los elementos de hormigón armado en flexión, tanto en servicio, considerando las rigideces reales de cara a aquilatar la deformabilidad de estos elementos, como en rotura, considerando la plastificación y fisuración de las secciones con el fin de conocer las redistribuciones de esfuerzos que se producen en relación con el análisis lineal. A este respecto cabe decir que la experiencia indica que en la práctica gran cantidad de forjados experimentan deformaciones excesivas en servicio, con el consiguiente deterioro de tabiques y cerramientos en general, aparte de problemas de transferencia vertical de carga a través de los mismos a forjados inferiores. Por otro lado, la redistribución de esfuerzos en situación de rotura es bien conocida en elementos de tipo viga, pero no tanto en forjados continuos sin vigas. La Instrucción EH-80 indica límites máximos a la redistribución en vigas y forjados,

sin referencia alguna a las condiciones de ductilidad de la estructura, fundamentales a este respecto. Los resultados del estudio propuesto podrían mejorar este aspecto de la normativa.

- E) **Comportamiento no lineal de pórticos:** Se pretende el estudio de pórticos de hormigón armado, llegando al establecimiento de los límites del campo de pórticos esbeltos, para los que es necesaria una comprobación aplicando la teoría no lineal de segundo orden, y a la preparación de métodos aproximados alternativos a dicha teoría. En relación con este tema, cabe decir que en la Instrucción EH-80 se restringe la aplicabilidad de la teoría de primer orden a los pórticos de hasta 15 plantas, que además cumplan la condición de que el desplazamiento horizontal en cabeza, bajo cargas horizontales características, no supere $1/750$ de su altura total. Para los pórticos de mayor altura o flexibilidad es preciso acudir a un cálculo no lineal riguroso, es decir, sin ninguna de las simplificaciones habituales. Al no existir, a nivel nacional, métodos prácticos para realizar dicho cálculo riguroso, se hace necesario y hasta urgente poner a punto programas de ordenador susceptibles de efectuar dichos análisis, y por otra parte estudiar posibles métodos aproximados de abordarlo con las herramientas habituales, aun a costa de las simplificaciones que resulten necesarias.
- F) **Rediseño de estructuras de hormigón:** En el Control de Calidad y en la Patología de estructuras de hormigón armado se presenta con frecuencia el problema de juzgar sobre la aptitud de una estructura defectuosa —por fallos en su proyecto, o en su ejecución, o por materiales que no cumplen las especificaciones, o por lesiones aparecidas durante su uso— para hacer frente a su función resistente con las suficientes garantías de seguridad. Se trata de estudiar la base teórica subyacente a las posibles decisiones a tomar —aceptación, reparación, refuerzo o demolición de la estructura—, tema que las Normas sólo recogen parcial y fragmentariamente. Se seguirán las actividades del Grupo de Trabajo sobre Rediseño recientemente creado en el seno del CEB; se tendrán en cuenta la teoría de seguridad y el análisis no lineal de las estructuras implicadas, y se llegarán a proponer unos criterios racionales para la toma de decisiones sobre estructuras defectuosas, así como a la particularización de estos criterios a algunos tipos estructurales sencillos y frecuentes,

como forjados, vigas, pilares e incluso, si fuera posible, pórticos de edificios.

2.3. Composición del equipo

Los miembros del equipo de investigación que desarrolla el proyecto expuesto son los siguientes:

- Alfonso Recuero Forniés, Dr. Ingeniero de Caminos. Jefe del Equipo.
- Francisco Morán Cabré, Dr. Ingeniero de Caminos.
- Fernando Baquedano Coll, Ingeniero de Caminos.
- José Pedro Gutiérrez Jiménez, Ingeniero de Caminos.
- Hugo Eduardo Corres Peiretti, Dr. Ingeniero de Caminos.
- Daniel Martorano Navas, Ingeniero de Caminos.

3. ESTADO ACTUAL DE LOS TRABAJOS

A continuación se exponen los principales resultados conseguidos hasta la fecha y el estado de los trabajos en las distintas actividades del proyecto.

- A) **Diagramas momento-curvatura y axil-acortamiento:** Se han preparado programas de ordenador para la obtención numérica de estos diagramas para cualquier sección de hormigón armado, partiendo de leyes tensión-deformación cualesquiera para los materiales, y procurando la definición precisa de los puntos característicos. Se ha realizado un estudio acerca de la situación de estos puntos característicos, también llamados puntos de curvaturas de referencia.
- B) **Pandeo de soportes en flexión recta:** En esta actividad el progreso ha sido importante, llegándose a establecer un método original para el dimensionamiento directo de soportes esbeltos, que se ha denominado «Método de las curvaturas de referencia», y ha sido el objeto de la Tesis Doctoral de Hugo Corres, dirigida por Francisco Morán, que fue leída en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid el 25 de marzo de 1981, obteniendo la máxima calificación.

El Método de las curvaturas de referencia se presentará en detalle en un próximo número de Informes de la Construcción, por lo que aquí se expone sólo esquemáticamente. Se basa en la substitución de cada diagrama momento-curvatura por dos puntos característicos del mismo: el del codo y el final, que se asocian a los estados límites últimos de inestabilidad de la pieza y de agotamiento de la

sección crítica respectivamente. Las curvaturas en estos puntos se denominan curvaturas de referencia. Cuando varía la cuantía mecánica, los puntos característicos generan las curvas de curvaturas de referencia, que representan el comportamiento de la sección. Al cortar estas curvas con la llamada directriz geométrica, que representa el comportamiento de la pieza, se obtiene directamente la cuantía de dimensionamiento estricto del soporte.

La aplicación práctica del método puede conseguirse mediante una sencilla construcción gráfica sobre un ábaco previamente preparado, o bien de forma numérica aplicando una fórmula aproximada cuyos coeficientes vienen dados en una tabla. En el primer caso la precisión es máxima y los resultados quedan siempre del lado de la seguridad. En el segundo caso la precisión es superior a la de las fórmulas de dimensionamiento dadas por los distintos Códigos de hormigón armado, incluida la Instrucción EH-80, con la ventaja adicional de la obtención directa del dimensionamiento final del soporte.

Para la aplicación del método están en curso de elaboración colecciones de ábacos y tablas correspondientes a las formas de sección, distribuciones de armaduras, recubrimientos, tipos de acero y límites elásticos más habituales en la práctica.

El método ha sido presentado en el seno de la Comisión Permanente III «Pandeo e Inestabilidad» del CEB en su reunión de Roma en abril de 1981, siendo acogido con interés y acordándose su inclusión en el próximo Boletín sobre Pandeo que va a editar el CEB.

- C) **Pandeo de soportes en flexión esviada:** Se ha puesto a punto un algoritmo para la obtención de la deformada de un soporte esbelto de sección rectangular bajo la acción de esfuerzos de primer orden (N , M_x , M_y) constantes a lo largo del soporte. La deformada obtenida es, en general, alabeada.

Tomando como base el algoritmo anterior se ha preparado un programa para el cálculo en ordenador de los puntos de la superficie de interacción referida a esfuerzos de primer orden (N , M_x , M_y) de un soporte esbelto predefinido, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden y la posible inestabilidad de la pieza.

Se pretende utilizar este programa para realizar una investigación numérica de estas superficies de interacción y de la influencia de los principales parámetros que condicionan

el problema, y para estudiar la adecuación de los distintos métodos aproximados propuestos en las Normas y de otros nuevos que puedan idearse.

- D) **Comportamiento no lineal de vigas y forjados:** En esta actividad los trabajos están en una fase previa de información y puesta al día general en el tema, sobre el que existe una bibliografía muy extensa.

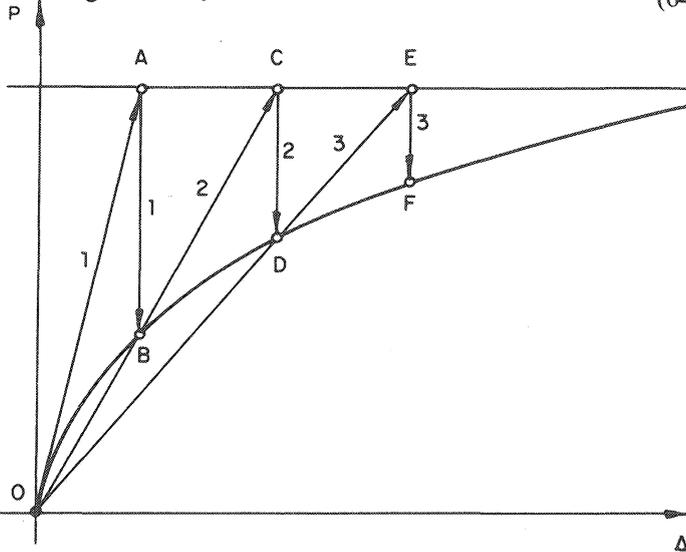


Fig. 4
CÁLCULO NO LINEAL DE UN PÓRTICO SIMPLE

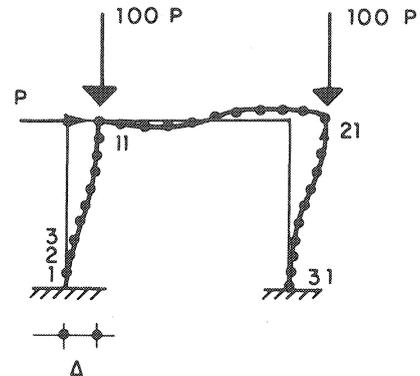
El cálculo se hace en varias etapas que constan de un cálculo lineal de esfuerzos y de un cálculo no lineal de secciones. En el cálculo de esfuerzos OA de la primera etapa OAB se toman las rigideces tangentes $(EI)_t$ de las secciones sin fisurar. Obtenido el punto A se conocen los desplazamientos y los momentos en las secciones, así como sus curvaturas $\theta = M/(EI)_t$. El cálculo de secciones AB consiste en entrar con estas curvaturas en los verdaderos diagramas momento-curvatura de las secciones, obteniendo los momentos M^* (punto B) que no equilibran las cargas. En la segunda etapa BCD se calculan las nuevas rigideces secantes $(EI)_s = M^*/\theta$, se forma con ellas una nueva matriz de rigidez, tomando las coordenadas de los nudos corregidas con los desplazamientos, y se hace un nuevo cálculo de esfuerzos BC, al que sigue un nuevo cálculo de secciones CD, y así sucesivamente.

- E) **Comportamiento no lineal de pórticos:** Se ha preparado un programa de ordenador para el cálculo no lineal de pórticos mediante una sucesión de etapas, cada una de las cuales consta de un cálculo de esfuerzos matricial lineal y de un cálculo no lineal de secciones (fig. 4). Este programa es aplicable a una estructura plana de nudos rígidos cualquiera, y tiene en cuenta la no linealidad geométrica y la mecánica. Sin embargo, la necesidad de dividir cada pieza en un número suficiente de trozos para adaptarse a las variaciones de las leyes de momentos, y la convergencia no siempre rápida —y a veces ni siquiera segura— del proceso, imponen al uso de este programa, en su versión actual, fuertes limitaciones en cuanto al tamaño de las estructuras que pueden resolverse con el mismo en un miniordenador como el del Instituto.

En relación con la influencia de la no linealidad geométrica se ha preparado un programa de ordenador para estudiar el efecto (local) de la variación de rigidez de las piezas debida al esfuerzo axial utilizando las funciones de estabilidad de Lundquist y Kroll. También se ha preparado otro

programa de ordenador para estudiar el efecto (global) de la influencia de los cambios de geometría de la estructura, obteniendo sus configuraciones sucesivas en función de los movimientos de los nudos. Con estos programas se procederá al estudio sistemático de ambos efectos.

El ordenador del que actualmente se dispone tiene una memoria central muy reducida (64 Kbytes, de los que sólo 22 quedan libres



para programa y datos). Esto ha hecho que se haya tenido que dedicar un gran esfuerzo a la preparación de algoritmos que permitan abordar con una memoria tan reducida problemas que generalmente se resuelven con ordenadores mucho más potentes. Este esfuerzo no se considera inútil, pues ha permitido desarrollar métodos especialmente válidos para los «ordenadores personales» cada día más difundidos. No obstante se considera imprescindible, para que la labor del equipo alcance los objetivos propuestos, proceder a una ampliación del ordenador actual, llegando como mínimo a 256 Kbytes de memoria central. Esta ampliación se espera que esté en funcionamiento dentro de 1981. Con la nueva configuración se completarán y potenciarán los programas ya citados de modo que pueda abordarse el análisis de estructuras reales teniendo en cuenta de forma más afinada su comportamiento y siguiendo su evolución a lo largo de la historia de carga.

- F) **Rediseño de estructuras de hormigón:** En esta actividad no se ha pasado todavía de la fase previa de recogida de información.