

Influencia de las imperfecciones en la carga crítica de estructuras de entramados planos

Por: Germán Gutiérrez y Avelino Samartín
Dres. Ingenieros de Caminos
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
Departamento de Análisis de Estructuras. Santander

1. INTRODUCCION

La aparición de errores o pequeñas diferencias entre la situación ideal prevista y la real durante la ejecución o proyecto de una obra constituye un fenómeno inherente a la limitación humana. Las Normas Oficiales suelen recoger en su articulado tolerancias máximas admisibles para estos errores deducidos, muchas veces, mediante criterios empíricos. Un planteamiento acaso más racional será indicar los valores límites de las imperfecciones de la obra en función del nivel de seguridad adoptado. En este artículo, se estudia desde este punto de vista, la influencia de los errores de ejecución en el valor de la carga crítica de la estructura. Evidentemente, las imperfecciones no deben ser limitadas únicamente por criterios de estabilidad global de la estructura, puesto que existen otras causas de colapso de la misma, que pueden verse afectados más seriamente por las imperfecciones y por consiguiente ser más exigentes en los niveles de las tolerancias máximas.

Las imperfecciones que se consideran aquí, corresponden a valores relativamente pequeños producidos por un conjunto de causas simultáneas y por lo tanto son susceptibles de un tratamiento estadístico. Se excluyen de este estudio las equivocaciones o errores groseros cuya descripción matemática mediante métodos probabilistas no es adecuada.

Se utilizarán aquí la conjunción de dos técnicas de cálculo —un modelo estructural basado en la teoría de la inestabilidad elástica lineal y un modelo probabilista con distribución gaussiana o uniforme— que se desarrollan de un modo numérico mediante el procedimiento de simulación de Monte-Carlo. Se comprende que la extensión del procedimiento de Monte-Carlo al análisis de otros tipos de modelos estructurales más refinados o bien que consideren otros mecanismos de colapso, así como distintas imperfecciones, es directo a causa del carácter eminentemente numérico del método.

Antes de comentar la descripción de los modelos anteriores, conviene revisar brevemente los resultados más importantes que la teoría ha deducido sobre la influencia de las imperfecciones en la carga crítica de una estructura que depende fundamentalmente de su forma de pandeo.

2. TIPOS DE INESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Sea una estructura que se encuentra en una situación de equilibrio bajo un conjunto de cargas. Si se introducen unos pequeños movimientos a partir de su posición de equilibrio puede ocurrir que la estructura sea estable, o sea, alcance otra nueva posición de equilibrio. Por el contrario, si los movimientos que se han introducido, se incrementan indefinidamente, sin aumento de las cargas actuantes, es decir no se alcanza una posición de equilibrio, se dice que la estructura es inestable.

Se pueden distinguir dos tipos de inestabilidad y, con objeto de ilustrarlos, se considera la figura 1 que representa una celosía plana, simétrica, bajo la acción de una carga vertical concentrada. En la situación que muestra la figura 1-a correspondiente a una estructura aperaltada al aumentar la carga P sólo existe, debido a la simetría, una deformación simétrica (el movimiento horizontal del nudo 2 es nulo). Sin embargo si la carga P alcanza el valor de la carga crítica de la estructura, ésta se hace inestable apareciendo un movimiento horizontal del vértice 2, que antes no existía. Este tipo de pandeo es conocido con el nombre de bifurcación de equilibrio. La figura 1-b expresa una situación diferente a la anterior, con la estructura rebajada cuya carga crítica produce una deformación que no implica la aparición de otro tipo de movimiento. Se denomina el pandeo, en este caso, pandeo por punto límite.

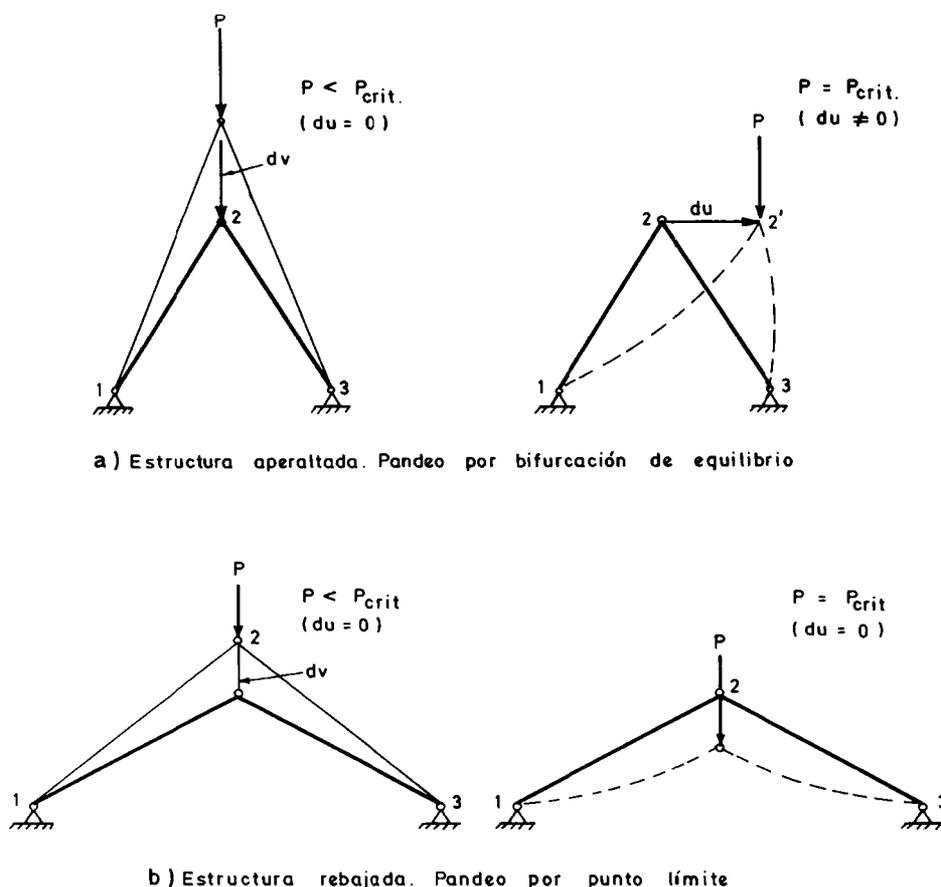


FIGURA 1. - TIPOS DE INESTABILIDAD

En la simple celosía estudiada se han distinguido dos tipos de pandeo cuyas características fundamentales se pueden aplicar a otras formas estructurales más complejas.

El primer tipo de pandeo, denominado por bifurcación de equilibrio, corresponde al fenómeno consistente en la aparición de una deformación que antes no existía. El segundo tipo, llamado por punto límite, se produce cuando la estructura disminuye su rigidez de un modo gradual al aumentar las cargas sobre ella aplicadas y el modo de pandeo presenta la misma dirección que tenía lugar en el desplazamiento.

Se puede demostrar (1) que la determinación de la carga crítica de pandeo de una estructura, puede llevarse a cabo mediante un análisis linealizado, con suficiente aproximación, si éste aparece como una bifurcación de equilibrio. En caso contrario, de pandeo por punto límite, es preciso una formulación global de cálculo en términos no lineales.

Se comprende tras estos comentarios, la gran importancia en distinguir durante el estudio del pandeo de una estructura el tipo de inestabilidad que ocurre. De esta distinción depende el tipo de formulación que debe utilizarse y, en el fondo, implica conocer la cuestión fundamental: si al ocurrir la situación de pandeo la geometría de la estructura ha cambiado apreciablemente o no. Por otra parte, el estudio de la inestabilidad de las estructuras con pequeñas deformaciones iniciales se basa en su comportamiento en las proximidades del pandeo. A este objeto es interesante representar de un modo esquemático, la relación entre la fuerza P (o el factor de amplificación de la carga) y el movimiento v (o módulo del vector de movimientos característicos en el caso de estructuras con varios grados de libertad), como se indica en la figura 2. Se observa en ella la diferencia entre el pandeo por punto límite y por

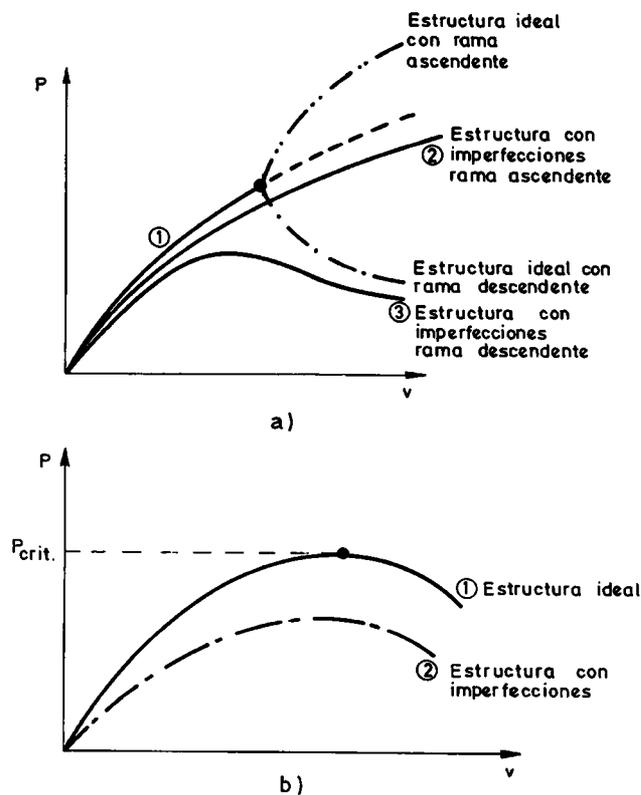


FIGURA 2

bifurcación de equilibrio. En este último caso, es interesante observar si la rama de postpandeo es ascendente o descendente, puesto que ello representa un distinto comportamiento estructural frente a las pequeñas imperfecciones. En efecto si la rama desciende, la estructura imperfecta se comporta, al alcanzar la carga de pandeo, como si fuera tipo punto límite; y no existe inestabilidad real en el caso de rama ascendente.

El estudio de la estabilidad y su clasificación puede llevarse a cabo mediante la expresión de la energía potencial total V de la estructura (suma de las energías de deformación y de la energía potencial de las fuerzas exteriores).

Como es sabido, las condiciones de equilibrio de una estructura bajo un nivel de cargas se obtiene mediante la condición de estacionaridad de V , es decir:

$$\delta V = 0 \quad (1)$$

En el entorno de la posición de equilibrio deducida de la ecuación (1), se puede estudiar la variación del signo de $\delta^2 V$ y se obtiene la siguiente regla para la posición de equilibrio:

“Si $\delta^2 V > 0$ significa que la estructura se encuentra en equilibrio estable y si $\delta^2 V < 0$, implica inestabilidad. El caso de $\delta^2 V = 0$ expresa que el equilibrio es neutro o crítico”.

Como inicialmente (con carga nula) se supone la estructura estable ($\delta^2 V > 0$), se comprende que al incrementar las cargas hasta transformarla en inestable ($\delta^2 V < 0$) es preciso que para un cierto nivel de las cargas (carga crítica) el valor de $\delta^2 V$ sea nulo. De una manera algebraica se puede expresar $\delta^2 V$ en la siguiente forma:

$$\delta^2 V = \delta u^T \cdot K_T \cdot \delta u$$

en donde δu es el vector variación de los movimientos de la estructura desde la posición de equilibrio y K_T es la matriz de rigidez tangente. Si $\delta^2 V$ es positiva para todos los valores de δu , se deduce que K_T es positiva y definida y por lo tanto que todos los autovalores de K_T son positivos. Por el contrario, si existe un autovalor negativo de K_T existe una dirección (la determinada por el autovector correspondiente) a lo largo de la cual $\delta^2 V$ es negativo. La situación de equilibrio neutro corresponde al nivel de cargas que hace que el menor autovalor de la matriz K_T sea nulo. Asimismo, es posible estudiar el modo de pandeo (correspondiente a la dirección del autovector asociado al menor autovalor nulo) analizando el signo de $\delta^3 V$. En efecto, si $\delta^3 V = 0$ existe un caso de bifurcación de equilibrio y si $\delta^3 V \neq 0$ el pandeo corresponde a un punto límite. Por último, el comportamiento postpandeo de la estructura puede ser detectado mediante el signo de $\delta^4 V$ (si es positivo la rama es ascendente y en caso contrario, descendente) supuesto que $\delta^3 V = 0$.

Con relación a las imperfecciones, se suelen denominar estructuras con sensibilidad a las imperfecciones a las estructuras que presentan un pandeo por bifurcación de equilibrio y rama descendente. En este caso, el comportamiento de la estructura imperfecta parece como si fuera por punto límite. Si la rama es ascendente, la estructura imperfecta puede soportar cargas mayores que la crítica de pandeo de la estructura ideal.

Objetivo principal de este artículo es intentar cuantificar la influencia de las imperfecciones en el valor de la carga crítica. Con esta finalidad, se considera un tipo usual de estructuras, compuesto por barras rectas, con posibilidad de deformación únicamente en su plano. Las cargas son fundamentalmente de tipo gravitatorio y las imperfecciones se suponen actuán aleatoriamente.

3. DETERMINACION DE LA CARGA CRITICA

El modelo estructural considerado corresponde a un entramado plano, con un comportamiento lineal del material elástico (hookeano), pequeñas deformaciones (linealidad geométrica o cinemática) y grandes movimientos (no linealidad estática). La teoría así desarrollada corresponde a la denominada inestabilidad elástica. El cálculo estructural se plantea en términos de movimientos, mediante el conocido método de la matriz de rigidez o equilibrio.

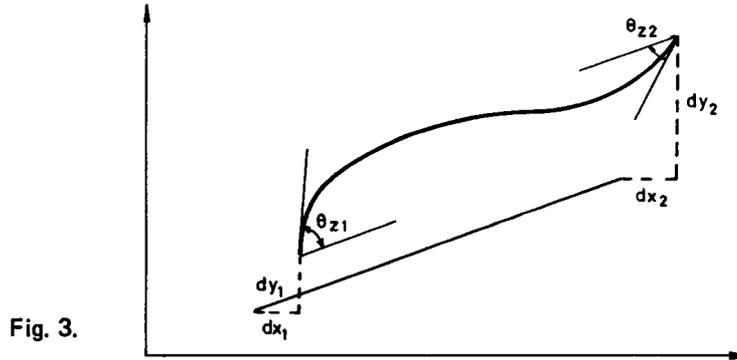


Fig. 3.

La matriz de rigidez k de una barra aislada 1-2 (figura 3) considerando únicamente la influencia del axil en la flexión (viga-columna) está definida por la igualdad:

$$P = k \cdot d \quad (2)$$

o bien, en forma particionada:

$$\begin{bmatrix} p_1 \\ p_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

siendo:

$$p_i = \begin{bmatrix} p_{xi} \\ p_{yi} \\ m_{zi} \end{bmatrix}, \quad d_i = \begin{bmatrix} d_{xi} \\ d_{yi} \\ \theta_{zi} \end{bmatrix}$$

$$k_{ii} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \bar{k} s & (-1)^{i+1} \bar{k} \frac{1-c}{\alpha} \\ 0 & (-1)^{i+1} \bar{k} \frac{1-c}{\alpha} & \bar{k} \frac{s-c\alpha}{\alpha^2} \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$k_{12} = k_{21}^T = \begin{bmatrix} -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & -\bar{k} s & \bar{k} \frac{1-c}{\alpha} \\ 0 & -\bar{k} \frac{1-c}{\alpha} & \bar{k} \frac{s-\alpha}{s} \end{bmatrix}$$

$$\bar{k} = \frac{EI}{l^3} \frac{\alpha^3}{2(1-c) - s\alpha}$$

$$\alpha = l \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (\text{Parámetro adimensional})$$

$$s = \text{sen } \alpha$$

$$c = \text{cos } \alpha$$

$$P = p_{x1} = -p_{x2}$$

Si la carga axial de compresión es nula ($P = 0$) resulta la bien conocida expresión de la matriz de rigidez lineal de una barra recta, prismática, de un entramado plano. Por último, si el esfuerzo axial es de tracción ($P = -p_{x1} = p_{x2}$) se deduce una matriz de rigidez análoga a la anterior, cambiando las funciones circulares por las correspondientes hiperbólicas.

Utilizando las técnicas convencionales del cálculo matricial de estructuras, la ecuación final que se deduce para toda la estructura es del tipo:

$$p_{NL} = k_{NL} d \quad (5)$$

en donde p_{NL} contiene todas las fuerzas actuantes en los nudos (o en los extremos de las barras en el caso de cargas sobre éstas) (*), k_{NL} se deduce de las matrices de cada barra mediante ensamblaje y d colecciona los movimientos de todos los nudos de la estructura. Se observa que los elementos de las matrices p_{NL} y k_{NL} dependen de los axiles existentes en cada barra, que constituyen un resultado a determinar en el cálculo una vez resuelta la ecuación (5). Por lo tanto, las matrices anteriores contienen elementos que son funciones de los movimientos d ; y la ecuación (5) es una ecuación no lineal. Si los axiles fueran nulos (o su influencia en la flexión despreciable) en cada barra, la ecuación (5) se convertiría en la ecuación lineal que rige el comportamiento de la estructura:

$$p_L = k_L \cdot d$$

con $p_L = p_{NL}$ y $k_L = k_{NL}$, supuestos axiles nulos en las barras.

La técnica utilizada en la resolución de la ecuación (5) ha sido de tipo iterativo, es decir de acuerdo con los siguientes pasos:

- 1º Suponer un estado de axiles conocido en la estructura (normalmente nulos).
- 2º Resolver la ecuación $p_{NL} = k_{NL} \cdot d$ para el nivel conocido de axiles.
- 3º A partir de d obtener las fuerzas en todas las barras.
- 4º Comparar los axiles obtenidos con los supuestos en el cálculo. Si son iguales dentro de una cierta tolerancia, finalizar este cálculo; en caso contrario, deducir los nuevos valores de las matrices p_{NL} y k_{NL} e ir a 2º.

(*)NOTA: Conviene recordar que las cargas sobre las barras se trasladan a los nudos extremos mediante las reacciones de empotramiento rígido (solución inicial) que, evidentemente, se ven afectadas por coeficientes función del parámetro α , es decir, del axial existente en la barra. De ahí procede la introducción del subíndice NL en p_{NL} para indicar el carácter no lineal de este vector cuyas componentes dependen de los movimientos.

El método de cálculo indicado corresponde a un análisis no lineal de estructuras. Si se desea obtener el valor del parámetro crítico (**) (λ_{crit}), definido como el factor que multiplicando a todas las cargas conduce a una situación de equilibrio inestable, el procedimiento que debe seguirse es el que se indica a continuación.

Se resuelve el problema no lineal anterior para niveles sucesivos de cargas definidos por el parámetro λ :

$$(\lambda = 0, 0.1, 0.2, \dots)$$

deduciéndose en cada caso una matriz de rigidez final, k_{NL} , cuyos elementos son funciones del valor del axil final y, en definitiva, del nivel de cargas λ .

Se obtiene el valor de λ_{crit} como el menor valor del parámetro λ que convierte a la matriz k_{NL} en singular (menor autovalor nulo).

Se comprende que la determinación de la carga crítica exige la resolución de sucesivos problemas no lineales, correspondientes a los diferentes valores del parámetro λ , y constituye un problema de autovectores no clásico, ya que los elementos de k_{NL} son funciones trascendentes del parámetro λ . El vector de desplazamientos (autovector) asociado con la matriz singular k_{NL} para $\lambda = \lambda_{crit}$, indica el modo de pandeo de la estructura.

Con objeto de deducir este primer autovalor de la matriz de rigidez no lineal, se propone en (2) una técnica de descomposición, de Cholesky, de k_{NL} . Esta permite asegurar la determinación de este primer autovalor sin saltar al segundo, mediante divisiones sucesivas del intervalo entre los valores de λ consecutivos, para los que k_{NL} pasa de definida positiva a definida negativa, recontando coeficientes negativos de la diagonal principal de la matriz triangular de la descomposición de Cholesky. Para detalles de la técnica consúltese (2).

4. SIMULACION DE MONTE-CARLO

Con objeto de cuantificar la influencia de las imperfecciones en el valor de la carga crítica, se ha considerado el siguiente modelo estadístico.

Una imperfección en una estructura se produce de una manera aleatoria.

En una estructura perfecta o ideal, el valor de la carga crítica depende únicamente de las características geométricas y mecánicas (θ) de las barras que definen la estructura, es decir:

$$P_{crit} = \psi_1 (\theta) \quad (6)$$

siendo ψ_1 una función compleja de las características θ .

En una estructura con imperfecciones, el valor de la carga crítica es ahora:

$$P_{crit} = \psi_2 (\theta, x_1 \dots x_n) \quad (7)$$

siendo ψ_2 una función que depende, no sólo de las características θ sino también de los distintos parámetros $x_1 \dots x_n$ que definen las imperfecciones, las cuales son variables aleatorias. Por lo tanto se deduce que P_{crit} es asimismo una variable aleatoria.

(**) NOTA: La carga crítica se define como el conjunto de cargas nominales actuando sobre la estructura, multiplicadas por el parámetro crítico, es decir:

$$P_{crit} = \lambda_{crit} \cdot P$$

La distribución de p_{crit} será una transformación de la función de distribución conjunta de las variables aleatorias x_i :

$$P = P(x_1 \dots x_n) \quad (8)$$

por intermedio de la función ψ_2 .

Esta función ψ_2 no es conocida analíticamente y únicamente se pueden obtener valores de esta función para valores específicos de las variables $x_1 \dots x_n$. Por lo tanto no es posible deducir la función de p_{crit} , en probabilidad, de un modo analítico.

Para resolver este problema se ha utilizado el método de Monte-Carlo que consiste en definir aleatoriamente una muestra de los valores de las imperfecciones que intervienen en el proceso, obteniéndose, al calcular el valor de p_{crit} para la estructura imperfecta, otra muestra de la distribución de p_{crit} .

Si se asimila la probabilidad de que el valor P_{crit} pertenezca al intervalo $Z, Z + \Delta Z$, a la frecuencia de aparición de p_{crit} en dicho intervalo, se puede deducir una estimación de la distribución de p_{crit} que será tanto más aproximada, en términos de probabilidad, a la real, cuanto mayor sea el número de muestras considerado.

Con un número suficientemente elevado de valores puede estimarse la forma de la función de distribución por medio de un histograma de frecuencias, del tipo de la figura 4. Otros tamaños de muestra, relativamente reducidos, pueden permitir estimar los parámetros básicos de la distribución, como son la media y la desviación típica; y, en este sentido, se ha realizado el estudio que se recoge en este artículo.

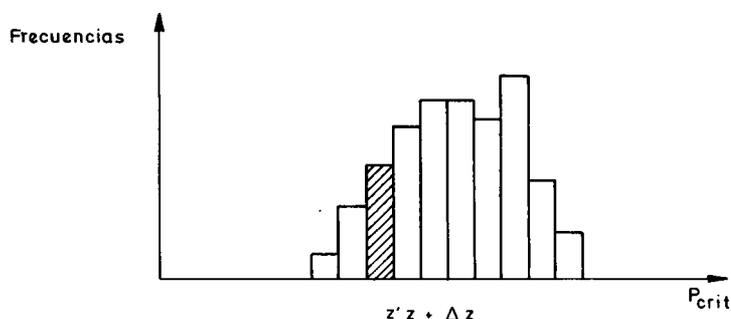


Fig. 4.

5. CASOS ESTUDIADOS

Se han considerado dos entramados planos (estructuras A y B) que se indican en la figura 5 y que corresponden a dos casos extremos de estructuras típicas de edificación: Edificio alto, con varias plantas y pocas crujías, y edificio bajo de pocas plantas y muchos vanos.

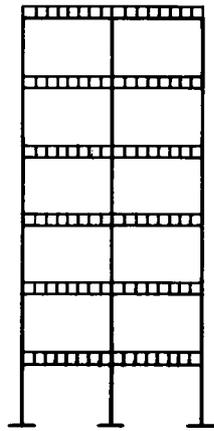


Fig. 5.1. Edificio A, carga total

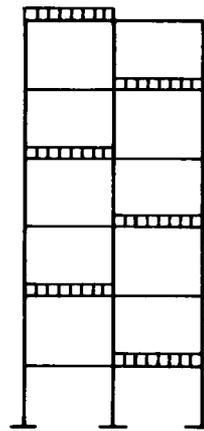


Fig. 5.2. Edificio A, carga alternada

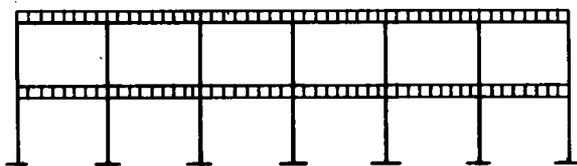


Fig. 5.3. Edificio B, carga total

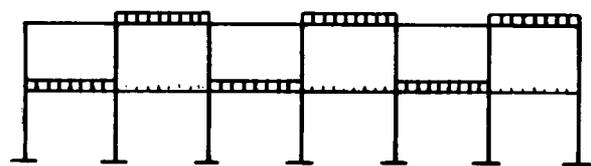


Fig. 5.4. Edificio B, carga alternada

Por otra parte se ha contemplado la posibilidad de actuación de dos tipos de carga: carga total uniforme en los dinteles y carga alternada, tipo damero.

Los valores de las cargas críticas de cada uno de estos casos en las estructuras ideales, se indican en la tabla 1.

TABLA 1
Carga crítica. Estructuras ideales

Estructura	Carga uniforme	Carga alternada
A	10,2653	20,5111
B	23,9150	47,1920

Las estructuras ideales anteriores se han supuesto afectadas por cada uno de los siguientes tipos de imperfecciones, que se relacionan en la tabla 2.

Se ha supuesto que cada una de las imperfecciones sigue una distribución de probabilidad, bien del tipo gaussiano (normal) o bien uniforme, tal como se indica en la mencionada tabla 2.

Los valores característicos de estas funciones se basan en las siguientes consideraciones:

—Para el caso de estudio con distribución gaussiana, se ha realizado un truncamiento en las zonas extremas, de modo que se satisfaga la condición:

$$\int_{-\infty}^{\delta} \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}} dx < \frac{\delta}{2}$$

IMPERFECCION	DISTRIBUCION	
	GAUSSIANA	UNIFORME
a) CONEXIONES DE BARRAS - Nudos no rígidos		
b) GEOMETRICAS b₁) En las barras - Preflecha parabólica aleatoria - " sinusoidal " - " parabólica orientada - " sinusoidal " b₂) En los soportes - Verticalidad aleatoria - Verticalidad orientada		
c) CARACTERISTICAS MECANICAS - Areas - Inercias		
d) CIMENTACION - Cimentación elástica		

TABLA 2. - IMPERFECCIONES ESTUDIADAS

con objeto de evitar valores anómalos. El valor impuesto de δ ha sido de 0,1%.

—En la imperfección de las conexiones de las barras, el valor del parámetro de rigidez de extremo, k , se ha hecho variar entre 0 y 25, que corresponde numéricamente, dada la precisión del ordenador utilizado, a las situaciones de articulación y empotramiento perfecto, respectivamente (*).

—En el caso de imperfección de preflechas, el valor simulado ha estado comprendido entre las cotas $-\frac{l}{1.500}$ y $\frac{l}{1.500}$ siendo l la longitud de la barra. Esta limitación del valor máximo de la preflecha corresponde a la preconizada en el artículo 6.42 de la norma MV-104-1966.

(*) La rigidez del nudo se ha medido mediante el coeficiente adimensional k o relación entre las rigideces del nudo y de la barra en el extremo correspondiente.

–Para el estudio de la verticalidad de soportes, se ha limitado el desplome de los correspondientes soportes a lo indicado en la norma MV-104-1966, es decir, al valor $\frac{h}{1.000}$, siendo h la distancia entre dos pisos consecutivos.

–En el estudio de las características mecánicas, área e inercia, éstas pueden tener unos valores que difieren del valor nominal, A ó I, una cierta proporción de éste (10%).

–En el estudio de una cimentación elástica, únicamente se ha considerado una distribución uniforme, en la cual se han simulado valores de rigidez al giro de la cimentación, comprendidos entre $k_m = 35.000 \frac{mT}{rad}$ y $k_m = 350.000 \frac{mT}{rad}$, que corresponden a dos valores extremos del módulo de elasticidad de las arcillas.

6. RESULTADOS

Utilizando el método de Monte-Carlo se han analizado las características media y desviación típica de la carga crítica de pandeo. El número de muestras considerado ha sido de 10 y una de ellas se representa en la figura 6, que corresponde a un caso de imperfección de flecha aleatoria en vigas. Asimismo, en la tabla 3 se indica, a modo de ejemplo, los valores obtenidos en la totalidad de las muestras para el caso de conexiones semirígidas. El valor indicado en las tablas, \bar{p}_{crit} , se define como:

$$\bar{p}_{crit} = \frac{p_{crit} \text{ (muestra)}}{p_{crit} \text{ (estructura ideal o sin imperfecciones)}}$$

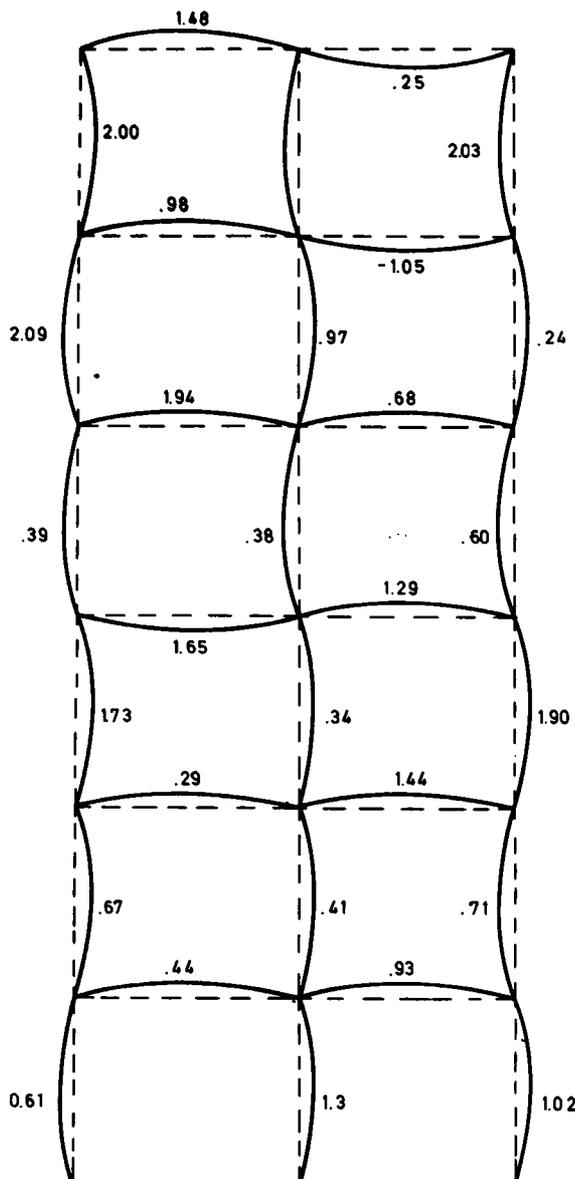


Fig. 6. Preflecha aleatoria (mm.).

En la tabla 4 se recogen los valores característicos de cada una de las imperfecciones en estudio.

Por otra parte, y con objeto de conocer la influencia del tamaño de la muestra —diez en el análisis de todas las imperfecciones— se amplió este número a 20, y los resultados obtenidos, para el caso de la imperfección de conexiones semirígidas, se muestran en la tabla 5. Se observa allí la práctica coincidencia en los resultados finales, lo que permite confiar en los órdenes de magnitud de los resultados presentados aquí.

TABLA 3
Resultados obtenidos para la imperfección de conexiones semirígidas

		Factores de estabilidad p_{crit}								
		Edificio alto				Edificio bajo				
		Distrib.	Uniforme		Gaussiana		Uniforme		Gaussiana	
		Carta	Total	Alter.	Total	Alter.	Total	Alter.	Total	Alter.
MUESTRA	1	.9941	.9898	.9252	.9961	.9902	.9862	.9690	.9972	
	2	.9708	.9849	.9939	.9807	.9672	.0046	.9869	.9953	
	3	.9902	.9830	.9982	.9770	.9653	.9814	.9472	.9918	
	4	.9953	.9745	.9738	.9918	.9455	.9890	.9817	.9871	
	5	.9995	.9807	.9791	.9837	.9743	.9955	.9699	.9775	
	6	.9878	.9596	.9967	.9947	.9276	.9960	.9960	.9914	
	7	.9366	.9766	.9953	.9824	.9676	.9793	.9694	.9844	
	8	.9772	.9856	.9840	.9733	.9684	.9772	.9756	.9775	
	9	.9938	.9412	.9949	.9902	.9756	.9829	.9649	.9977	
	10	.9366	.9915	.9870	.9837	.9653	.9979	.9745	.9945	
VALORES CARACTERISTI.	$E(p_{crit})$.9777	.9767	.9893	.9854	.9641	.9890	.9775	.9900	
	$\sigma(p_{crit})$.0231	.0155	.0093	.0070	.0171	.0080	.0117	.0074	

Por último, se ha intentado representar, a efectos ilustrativos, la situación real de concomitancia de aparición simultánea de varios tipos de imperfecciones. Evidentemente, en este caso, si se desean resultados fiables, el tamaño de la muestra debe incrementarse. No obstante, en la tabla 6 se muestran, para solamente diez casos simulados, los valores característicos de p_{crit} —media y desviación típica— para el caso de edificio bajo. Se observa la influencia, apreciable en este caso, de la aparición de las imperfecciones, en la disminución de la carga crítica de la estructura.

TABLA 4

Resumen de los valores característicos de cada una de las imperfecciones

		Factores de estabilidad							
		Edificio alto				Edificio bajo			
		Uniforme		Gaussiana		Uniforme		Gaussiana	
		Total	Alter.	Total	Alter.	Total	Alter.	Total	Alter.
Imperfección									
Preflecha	E	1.0001	1.0000	1.0000	1.0001	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Parabólica aleatoria	σ	.0001	.0002	.0001	.0001	.0001	.0002	33E-04	.0001
Preflecha	E	1.0001	1.0001	1.0001	1.0000	1.0001	1.0001	1.0000	1.0000
Parabólica orientada	σ	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.33E-6	.47E-4
Preflecha	E	1.0001	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
Sinusoidal aleatoria	σ	.0001	.0002	.0001	.0001	.0001	.0001	.47E-4	.0001
Preflecha	E	1.0001	1.0000	1.0000	1.0000	.9999	1.0000	1.0000	1.0001
Sinusoidal orientada	σ	.0001	.0001	.0002	.0001	.0002	.0001	.81E-4	.47E-4
Verticalidad de	E	.9803	.9791	.9921	.9859	.9567	.9958	.9854	.9990
soportes aleatoria	σ	.0106	.0129	.0080	.0100	.0325	.0058	.0194	.0014
Verticalidad de	E	.9605	.9667	.9666	.9762	.9923	.9901	.9906	.9944
soportes orientada	σ	.277	.0246	.0196	.0215	.0128	.0077	.0065	.0045
Variación de áreas	E	1.0002	1.0002	1.0001	1.0000	1.0000	.9999	1.0000	1.0000
de las barras	σ	.0001	.0002	.0002	.0001	.15E-4	.0001	.24E-4	.0001
Variación de inercias	E	.9972	1.0025	1.0243	.9803	.9841	.9846	.9982	.9908
de las barras	σ	.0240	.0133	.0345	.0081	.0244	.0287	.0124	.0118
Cimentación	E	.9250	.9382	—	—	.8851	.9028	—	—
elástica	σ	.0294	.0294	—	—	.0343	.0298	—	—

TABLA 5

Resultados obtenidos con 20 muestras

MUESTRA		Carga	Total
		1	.9902
		2	.9672
		3	.9653
		4	.9455
		5	.9743
		6	.9276
		7	.9676
		8	.9684
		9	.9756
		10	.9653
		11	.9846
		12	.9633
		13	.9648
		14	.9366
		15	.9687
		16	.9901
		17	.9405
		18	.9377
		19	.9847
		20	.9642
VALORES CARACTE- RISTICOS	E (p_{crit})	.9641	
	σ (p_{crit})	.0180	

TABLA 6

Resultados obtenidos en el caso de edificio bajo, con carga uniforme, con concomitancia de imperfecciones de inercia de barras, verticalidad de soportes, conexiones semirígidas de las barras y cimentación elástica

	Carga	Total
	1	.9135
	2	.9337
	3	.9058
	4	.8343
	5	.7902
	6	.8267
	7	.8541
	8	.8241
	9	.9001
	10	.8766
VALORES CARACTERÍSTICOS	$E(p_{crit})$.8659
	$\sigma(p_{crit})$.0470

7. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos indicados en las tablas 3 y 4 se pueden deducir las siguientes conclusiones:

–Se observa que, en general, para un mismo grado de dispersión, la distribución uniforme de la probabilidad de aparición de una imperfección, representa un modelo más pesimista que la correspondiente normal o gaussiana.

–Con respecto a la conexión semirígida, los edificios bajos, con carga simétrica, son las estructuras menos favorables.

–La imperfección de deformación previa, no constituye un tipo de imperfección, que conlleve un descenso grave en el factor de estabilidad.

–Con relación a la verticalidad de soportes, su incidencia es particularmente acusada en los edificios altos, sometidos a carga total.

–Modificaciones ligeras en los valores de las características mecánicas de las secciones lineales de las barras, no son importantes en la modificación de la carga crítica de pandeo global de la estructura. Esto es particularmente cierto en el caso de las áreas, donde la incidencia es nula.

–El caso de imperfecciones en la cimentación, constituye un tipo con influencia importante en la estabilidad general de la edificación, independientemente de si se trata de edificación alta o baja. Probablemente, la importancia de esta imperfección crece más con el número de puntos de cimentación que con relación al tipo de estructuras.

BIBLIOGRAFIA

- (1) SAMARTIN, A. "Cálculo de estructuras clásicas geoméricamente no lineales". Publicación AE-3-79-ET.S.I.C.C.P. Santander, 1979.
- (2) GUTIERREZ, G., y SAMARTIN, A. "Influencia de los errores de ejecución en la carga crítica de pandeo de estructuras reticulares planas". Tesis doctoral. Publicación AE-1-81. E.T.S.I.C.C.P. Santander 1981.

* * *

INFORMACION DE LA F.I.P.

Miembros Individuales

Atendiendo las numerosas peticiones recibidas, el Consejo de la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.), ha acordado establecer una nueva categoría de Miembros, que serán designados "Miembros Individuales", de particular interés para aquellas personas residentes en países en los que no existan Grupos nacionales afiliados a la F.I.P., y para las librerías y Universidades que deseen mantenerse puntualmente informadas sobre las últimas noticias relativas a la Federación y sobre las publicaciones por ella editadas.

Mediante el pago de una cuota anual de 16,- Libras, los Miembros Individuales recibirán el Boletín Técnico "FIP NOTES", que se publica cuatro veces al año y contiene informes y artículos sobre los últimos avances en la técnica del pretensado, detalles sobre las actuales y futuras actividades de la F.I.P., e información sobre otras reuniones internacionales.

Las FIP NOTES, se enviarán por correo aéreo a los países no europeos, con el fin de asegurar su más rápida recepción.

Los Miembros Individuales podrán también adquirir un ejemplar de las diferentes publicaciones de la F.I.P., con un descuento especial de 35%. Los ejemplares suplementarios que soliciten, les serán facturados al precio normal.

Si Vd. desea inscribirse como Miembro Individual de la F.I.P., deberá enviar a la Secretaría de dicha Federación, la adjunta hoja de solicitud, debidamente cumplimentada.



FIP INDIVIDUAL MEMBERSHIP APPLICATION

I wish to become an FIP Individual Member and to receive FIP NOTES, and regular information about FIP meetings and publications.

I enclose a cheque/postal order/
UNESCO Coupon for £16 net made
payable to FIP.

Name
(Individual, Library, Department etc.)

Full Postal Address

.....

.....

.....

Country

Signature

Date

The completed form, with remittance, should be sent to:

FIP Secretariat
Wexham Springs
Slough SL3 6PL, England