

Fiabilidad estructural^(*)

Por RAFAEL ESCOLA GIL

Dr. Ingeniero Industrial.

La determinación de la fiabilidad de estructuras y de sus coeficientes de seguridad es un proceso en el que deben tenerse en cuenta diversas magnitudes relativas al diseño, solicitaciones, materiales, etc., que se estudian en el artículo, aplicando sus resultados al análisis de la normativa sobre hormigón armado.

1. LO EXIGIBLE A LAS ESTRUCTURAS

A todas las estructuras que puedan fallar, hay que exigirles que no representen un peligro mayor del 1 por mil para cada persona que pueda ser dañada; podrá, así admitirse un riesgo de 1 por 10.000 si alojan aproximadamente 10 personas, y por 100.000 si alojan 100 personas, por un millón en grandes bloques de viviendas y rascacielos.

Un valor medio será el de 1 por 100.000. En adelante para estos riesgos se seguirá la notación $\bar{E}-4$, $\bar{E}-5$, etc., significando el orden decimal de la probabilidad del suceso. El número complementario ($1 - \bar{E}-4$), que es la fiabilidad, se expresa por $F4$ y significa la probabilidad de que no se dé el suceso.

1.1. Fiabilidad de elementos y conjuntos

Las estructuras de la edificación están compuestas por vigas, columnas, placas, etc. Pueden fallar por pérdida de estabilidad, por colapso, o por agotamiento de alguno de sus elementos, que provoque el fallo del conjunto o de una buena parte de él.

Se podrían llamar críticos, los elementos cuyo fallo individual provoque el de una parte sustancial del conjunto.

La fiabilidad razonablemente exigible a una estructura que puede dañar a personas, es del nivel 5 (Riesgo = $\bar{E}-5$). Esta será, así, la fiabili-

dad exigible; a los elementos no críticos podrá admitírseles el riesgo de un orden de magnitud ($\bar{E}-4$), por lo que se explica en los párrafos siguientes:

Para que un elemento alcance un cierto grado de fiabilidad no es preciso que la alcancen todas sus secciones: porque cuando las acciones le transmiten unos ciertos esfuerzos, éstos alcanzan sus valores máximos en sólo una parte de cada sección; ésta antes de ceder, redistribuye presiones a las otras partes de la sección, y no se produce el agotamiento de la sección completa (régimen plástico).

A esto se añade que, al iniciarse las deformaciones, unas secciones, reciben auxilio de otras que antes no colaboraban con ellas.

En casi todos los casos, aquellas redistribuciones y colaboraciones, salvan buena parte de las consecuencias de haber alcanzado presiones-límite; si se salvan 9 de cada 10, se podrá admitir el riesgo $\bar{E}-4$ en lugar del $\bar{E}-5$.

Siempre habrá que mantener el $\bar{E}-5$ en las columnas y elementos críticos.

$\bar{E}-4$ significa que sólo en un caso de cada diez mil, se admite que las acciones reales superen a las capacidades resistentes de alguna parte de una sección. En las columnas y demás elementos críticos esto sólo puede admitirse con probabilidad de uno por cien mil.

Ejemplo: En una región en la que se construyen 10.000 edificios/año, se puede aceptar que cada 10 años se derrumbe un edificio: ello comporta que cada año haya algún fallo de vigas, placas, etc, sin consecuencias para el conjunto estructural.

(*) Se admiten comentarios sobre el presente artículo que podrán remitirse a la Redacción de esta Revista hasta el 28 de febrero de 1989.

1.2. Cobertura de coeficientes de seguridad

Los coeficientes de seguridad se manejan en los cálculos; por ello su campo es el de las actividades de la ingeniería de diseño que exigen lograr condiciones de estabilidad, fijar secciones de materiales resistentes, diámetros de conducción de fluidos, limitación de magnitudes peligrosas (temperaturas, presiones, potenciales, etc., perjudiciales al material o al medio), espesores aislantes, etc.

El principal campo está, sin duda, en el diseño de piezas, elementos y conjuntos, para recibir acciones mecánicas de tipo estático y algunas veces también dinámico. En este campo, siempre hay unos elementos o conjuntos cuyas secciones deben soportar determinadas presiones sin agotar su resistencia: si esto sucediera, se producen los llamados «fallos», que pueden ser de un elemento o de un conjunto.

También es importante el campo de la estabilidad de los conjuntos (al vuelco, al deslizamiento y al plegamiento) en los que los conceptos anteriores (de agotamiento resistente), influyen poco o nada.

Todo ello puede contemplarse dentro de la ingeniería de diseño estructural. En ella, la cobertura de riesgo se logra introduciendo coeficientes de seguridad en la resistencia de los materiales. Las estructuras de edificios presentan las características más genuinas del manejo de coeficientes de seguridad; las industriales (máquinas, etc.) utilizan la misma técnica pero con un grado mayor de complicación porque en ellas abundan más las acciones dinámicas y las vibraciones.

Por ejemplo: el cálculo de un eje o de una biela son más complejos que los de la viga o la columna de un edificio.

En todo caso, habrá secciones solicitadas y deben calcularse con unos coeficientes de seguridad a la compresión, tracción, cortadura, torsión, pandeo, etc, que suponen dejar un margen a las resistencias previstas.

Por otra parte, estas solicitaciones pueden ser en la realidad mayores que las previstas en cálculos: cabrá así contemplar también el concepto de coeficiente de seguridad como margen a

las acciones previstas y a su transmisión hasta las secciones que se calculan.

2. SOLICITACIONES A LOS ELEMENTOS RESISTENTES

Sobre los elementos resistentes actúan fuerzas y momentos (acciones), que producen solicitaciones en diversos puntos de cada sección (compresión, tracción, cortadura, o bien en el conjunto de la pieza (pandeo o colapso). En la práctica, se opera haciendo referencia siempre a las solicitaciones sobre las secciones: por ejemplo, el pandeo se tabula por presión crítica sobre las secciones transversales.

Cuando las acciones no actúan sobre un solo elemento que puede agotarse, sino sobre un conjunto que puede perder la forma estructural (plegamiento, colapso, etc.) se debe analizar la causa de ello y salvo en los casos de pérdida de estabilidad (vuelco, etc.), se termina siempre contemplando un agotamiento de secciones resistentes ante una solicitación de compresión, tracción o cortadura.

Por otra parte, a estas secciones pueden llegar fuerzas mantenidas o acciones dinámicas: en este caso se trata de energías que deben ser absorbidas por las deformaciones elásticas de los elementos: cada deformación equivale al efecto que hubiera causado una acción mantenida que provocara una deformación igual. Esta acción mantenida (ficticia) puede considerarse equivalente a la real dinámica.

Todo queda así reducido a considerar unas solicitaciones en las secciones de las piezas, las cuales deben proyectarse con capacidades resistentes adecuadas a las fuerzas que les llegan.

2.1. Capacidades resistentes adecuadas

Si la sección proyectada agotara su resistencia con la presión o cortadura prevista como máxima, la seguridad estará en el límite. Para que no se agote ni con las máximas acciones previstas ni con otras aún mayores (no previstas) que pudieran darse en el futuro, se proyectan secciones con capacidades resistentes incrementadas: esto se consigue mayorando las

acciones que realmente se esperan como máximas; se proyectan así secciones (con capacidad resistente también mayorada) que no se agotarán con las solicitaciones previstas.

3. FIABILIDAD DE LAS MAGNITUDES DE DISEÑO

3.1. Elección de magnitud de las acciones

Para determinar los esfuerzos que actuarán sobre las diversas secciones, el Proyectista puede recorrer diversas etapas y avanzar por caminos variados:

Hipótesis previas.

Estudios de acciones más o menos probables; combinaciones entre ellas; Teorías estáticas y/o dinámicas sobre la influencia de aquellas acciones en los diversos elementos de la estructura.

Cálculo de esfuerzos en determinadas secciones o ejes.

Adopción «a priori» de dimensiones.

Formas y secciones (guiándose unas veces por leyes de la Estática y otras veces por facilidad de construcción).

Comprobación de esfuerzos unitarios en algunas secciones elegidas.

Desprecio de magnitudes de órdenes inferiores; estimación de situaciones más desfavorables y aceptación sin cálculo de otras (menos desfavorables), estimadas según la incertidumbre de acciones y/o calidad de materiales.

Aplicación de normas, instrucciones y recomendaciones, etc., Posibles combinaciones entre estas hipótesis, estudios, adopciones, simplificaciones, etc.

Quien hable de los cálculos como si ellos fueran el único campo de acierto o desacierto del Proyectista, demuestra poco criterio sobre lo que realmente es el proceso de creación durante un diseño estructural. En la Memoria cabe incluir algunos cálculos que justifiquen, por ejemplo, el comportamiento de un conjunto de elementos o las dimensiones principales de algunas secciones, pero, por exhaustivo que parezca el lote de cálculos, siempre se omite la

mayor parte de las casi infinitas posibles consideraciones de la estática, que se podrían haber aplicado a cada una de las piezas y conjuntos: no se refleja más que la opinión del Proyectista sobre algunas hipótesis que él admite para aquel caso y la comprobación, con ellas, de algunas secciones, que parece van a ser las más desfavorables. El dibujo es el que realmente «hace» el diseño: en él están implícitamente todos los frutos de cálculo, aplicación de hipótesis, estimaciones, comprobación de secciones, etc., realizados o no, pero, a juicio del Proyectista, suficientes.

3.2. Campos de incertidumbre

El mejor proyectista no es, pues, simplemente el más sabio conocedor de hipótesis y métodos de cálculo, sino aquel que logre diseñar secciones, piezas y conjuntos estructurales, *acertando* de tal manera, que las fuerzas que *realmente* llegarán luego a cada sección serán resistidas por ella. Debe *acertar con o sin hipótesis, cálculos, etc.*, y ha de lograrlo a través de 4 campos de incertidumbre:

- Las acciones que *realmente se darán*, dependen a veces de causas fortuitas (incluso meteorológicas) sin leyes, o de usos no previsibles, etc. (algunas son más para adivinar que para determinar).
- La transmisión de estas acciones a través del conjunto estructural y de sus piezas hasta producir unas *solicitaciones* en cada sección, se intenta estudiar con hipótesis más o menos simplificadas, (estáticas, elásticas y plásticas) que se apartan a veces mucho de la realidad.
- Los propios cálculos exigidos por aquellas hipótesis, son campo de posibles errores y omisiones.
- Los criterios sobre estados límite y la referencia a ellos (para que tenga algún sentido el concepto de seguridad), son a veces muy opinables.

Con todo ello se ve que un proyectista, por experto que sea, no logrará aproximar tanto como se cree, las futuras acciones reales a las resistencias de los materiales que realmente se alcanzarán.

Por otra parte, estas resistencias esperables, no son cantidades fijas sino probabilidades estadísticas; el acierto en asignar a priori resistencias a los materiales, no puede, así, tener más sentido que el de aproximación estadística.

El concepto a) es objetivo: no depende de la persona sino de la misma naturaleza de lo que se quiere proyectar, porque, según la clase de acciones, (y de causas) será más o menos difícil conocer a priori su magnitud.

El concepto b) es, en parte, también objetivo, según el tipo de conjunto estructural, pero también en parte depende de la persona (conocimientos y experiencia del proyectista).

Los conceptos c) y d) dependen sólo de las personas.

3.3. Análisis de probabilidades de fallo

En los proyectos se parte de los esfuerzos estructurales, y para soportarlos se crean unas secciones con determinadas capacidades mecánicas resistentes (producto de área por presión admisible), suficientes para resistir los esfuerzos que llegan a ellas.

Cuando se diseñan estas secciones resistentes, que deben soportar unas determinadas acciones (previstas), se supone un valor x_c para la magnitud de la resistencia y otro x_f para el de la acción prevista.

La realidad (que sigue al diseño), hace aparecer valores (x_c y x_f) más o menos desviados respecto de aquellos previstos: estadísticamente, estos conjuntos de valores forman unas distribuciones normales de los valores supuestos: éstos corresponden, así, a los valores medios (m_c y m_f); la distribución de x_c tiene un coeficiente de variación (V_c) mayor o menor, según la heterogeneidad del material; la de x_f , según la incertidumbre de los cálculos, tendrá mayor o menor coeficiente de variación (V_f).

Buscando la seguridad de que $X_c > X_f$, en el diseño, se minora m_c con un factor γ_c ; con $m'_c = m_c / \gamma_c$ se calcula la sección para m_f mayorado con factor γ_f distanciado entre sí los pntos medios de ambas poblaciones:

$$m_c = \gamma_c \cdot \gamma_f \cdot m_f.$$

Sin embargo, en algún caso en el que el va-

lor X_c llegue a ser mucho más bajo que su media, combinado con otro de X_f muy superior a la suya, puede suceder que $X_c > X_f$, lo cual significa la insuficiencia resistente de la sección.

La probabilidad de que esto suceda es la que tenga la diferencia ($X_c - X_f$), de alcanzar valores negativos. Esta probabilidad se calcula en estadística «probabilidades de fallo», en función de la llamada variable tipificada Z ; en este caso, Z_0 para la $X =$ cero (umbral de los valores negativos). Para una probabilidad E-5, la variable tipificada (Z) toma el valor 4,269; para una probabilidad E-4 baja a un valor 3,722 para la probabilidad E-3, (0,001) $Z = 3,091$.

Si la distribución tiene un valor medio $= m$, y una desviación típica $= \sigma$, la variable tipificada Z para el valor umbral, será: $Z = (0 - m) / \sigma = -m / \sigma$ en este caso, los parámetros de la función de densidad $f(X)$ serán:

$$m_d = \text{valor medio de las diferencias } (X_c - X_f); \\ m_d = m_c - m_f$$

$$\sigma_d = \text{valor de la desv. típica de } (X_c - X_f); \\ \sigma_d = (\sigma_c^2 + \sigma_f^2)^{1/2}$$

Llamando G (= factor global de seguridad), al producto $Y_c - Y_f$: $m_c = G m_f$

$$Z = \frac{m_d}{\sigma_d} = - \frac{m_f - m_c}{(\sigma_c^2 + \sigma_f^2)^{1/2}} = -$$

$$= - \frac{m_f - G m_f}{(V_c^2 m_c^2 + V_f^2 m_f^2)^{1/2}} = -$$

$$= - \frac{1 - G}{(G^2 V_c^2 + V_f^2)^{1/2}}$$

$$G = \frac{-1 - [1 - (Z^2 V_c^2 - 1) \times (Z^2 V_f^2 - 1)]^{1/2}}{Z^2 \times V_c^2 - 1}$$

$$\text{Para fiabilidad F3} \longrightarrow Z = 3,091$$

$$\text{Para fiabilidad F4} \longrightarrow Z = 3,722$$

$$\text{Para fiabilidad F5} \longrightarrow Z = 4,269$$

Para cada uno de los niveles de fiabilidad, se pueden conocer los valores que hay que dar al coeficiente global de seguridad G , en función de los coeficientes de variación (V_c y V_t) de las dos incertidumbres que se tienen en un proyecto: la de las acciones y la de los materiales.

Situando los valores de ambos coeficientes en ordenados y abscisas respectivamente, cada par de coordenadas determina un valor de G . Uniendo los puntos que tienen el mismo valor, se obtiene una familia de curvas que muestra los distintos valores del coeficiente de seguridad global.

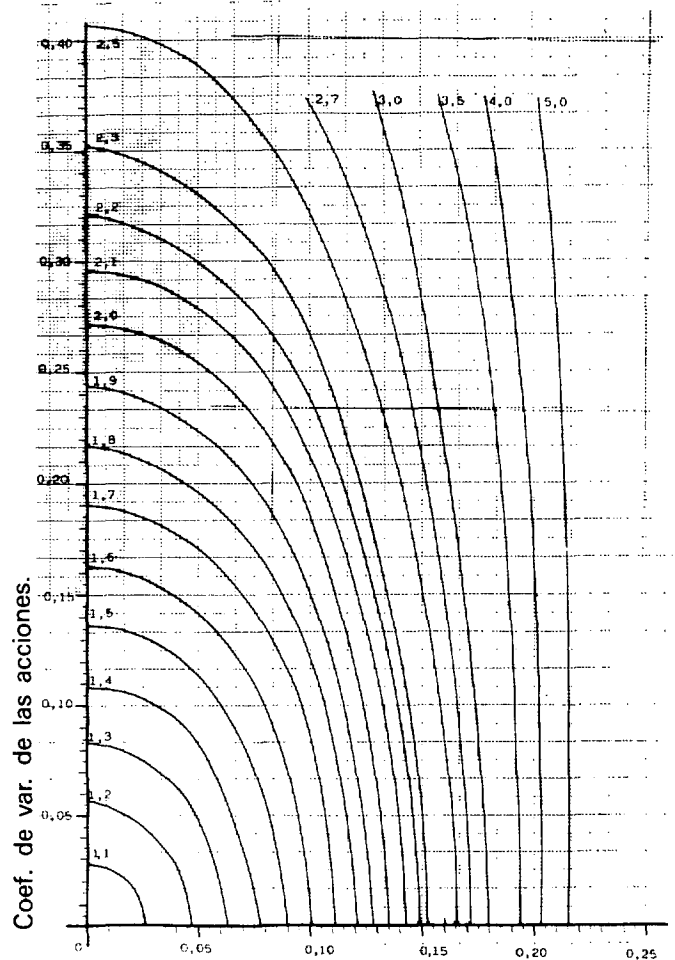
Para los cálculos estructurales de fiabilidad normal (F4) y para los de piezas críticas (F5), se han compuesto los ábacos de las páginas siguientes.

3.4. Análisis del ábaco para fiabilidad F4

Este ábaco resulta muy orientador para elegir los coeficientes de seguridad (globales) adecuados a los cálculos estructurales ordinarios.

En primer lugar puede verse que G crece mucho para alcanzar la fiabilidad F4 con materiales cuyo coeficiente de variación sobrepase el valor $V_c = 0,22$ esto se debe a que al aumentar la separación entre los valores medios de ambas poblaciones, el alejamiento que se busca entre ellas produce también un crecimiento de los valores absolutos de toda la población que se aleja; para unas determinadas desviaciones relativas, los valores se alejan más a ambos lados del valor central, y así abundarán más los casos en los que un valor bajo de la población de resistencias sea inferior a algún valor alto de la población de valores de las acciones.

Esta mayor abundancia de casos crece con el coeficiente de variación, y cuando éste rebasa el valor $V = 0,26$, lo que va creciendo por aquella causa es mayor que lo que decrece por el mayor distanciamiento, y siempre rebasa la probabilidad $\bar{E}-4$; para ella $Z = 3,722$; $V = (1 - c/m)/3,722$; su límite es $1/3,722 = 0,268$. Por encima de este valor de V no es posible alcanzar fiabil. F4.



Coef. de var. de las acciones.

Coef. de var. de la resistencia.

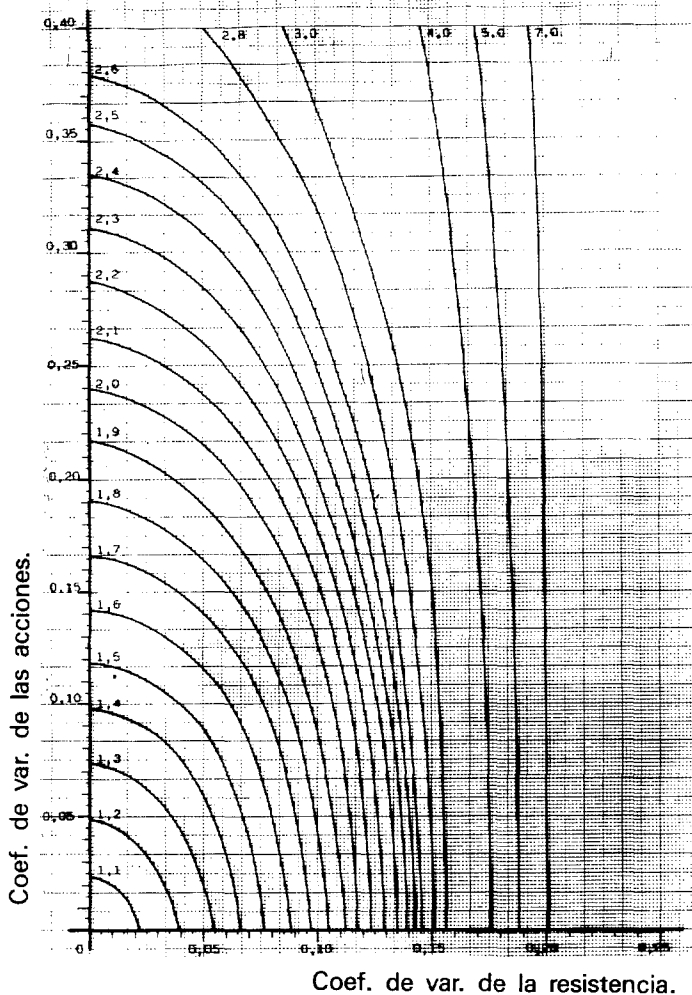
COEFICIENTES GLOBALES DE SEGURIDAD PARA FIABILIDAD F4

3.5. Análisis del ábaco para fiabilidad F5

Antes se vió que el agotamiento de piezas críticas debe cubrirse con una fiabilidad F5 (que corresponde a un riesgo = $\bar{E}-5$).

Para riesgo $\bar{E}-5$ se ha compuesto el ábaco con las mismas coordenadas que el anterior; se obtienen coeficientes globales G mayores que antes para los mismos valores de las incertidumbres de diseño y de materiales.

Se observa que para materiales muy homogéneos, hay que elevar un 18...20 por 100 los coeficientes G del ábaco F4; para materiales más heterogéneos, hay que elevarlos progresivamente. Exigiendo esta fiabilidad F5, no se puede pasar, en la incertidumbre de materiales, del coeficiente de variación $V = 0,23$; para $\bar{E}-5$ $Z = 4,269$ $1/4,269 = 0,234$.



COEFICIENTES GLOBALES DE SEGURIDAD PARA FIABILIDAD F-5

3.6. Obtención del factor global de seguridad

Las incertidumbres de las acciones y de los materiales, hay que expresarlas por los coeficientes de variación que tendrá el conjunto de los futuros valores, respecto de su valor medio que es el supuesto en el diseño.

Ejemplo: Un muro de hormigón para contener un relleno de tierras, va a tener poco control en su mezcla: es de temer que dará una dispersión de resistencias cuyo coeficiente de variación $V_c = 0,20$.

Los empujes del terreno que soportará, se calculan a partir del talud natural de las tierras vertidas, pero el agua filtrada puede hacerlo bajar, creciendo así mucho el ángulo de desli-

zamiento:

Suponiendo que en los diversos casos de filtración se modifique el ángulo de deslizamiento (su tangente) con tal dispersión que en un caso de cada 20 alcance incremento del 40 por 100, el coeficiente de variación se mide por:

$V = (1 - 1/1,4)/1,649 = 0,173$ (1,649 es la variable tipificada para la probabilidad = 1/20).

En el ábaco F5, se entra con la abscisa = 0,20 y la ordenada 0,173, y se obtiene un coeficiente de seguridad algo mayor de 4.

Este coeficiente puede ser el producto de una mayoración de las acciones al doble y una minoración de las resistencias a la mitad: nótese que las normas mayoran y minoran mucho menos que el doble. Esto significa que aplicándolas, pueden quedar insuficientes en los casos en los que se superpongan bajas calidades de materiales resistentes, y acciones con amplia incertidumbre, como la del talud natural de un terreno.

3.7. Casos en los que no influyen los materiales

Algunas veces desaparece totalmente o casi del todo, el concepto de incertidumbre en la resistencia de materiales, porque las acciones no actúan sobre el posible agotamiento de un material: esto sucede en los cálculos de estabilidad (al vuelco, al deslizamiento, etc.). En ellos lo que se opone a las acciones no son unos materiales sino otras acciones, generalmente con una certeza casi absoluta.

En tales casos, el ábaco puede utilizarse con incertidumbre $V_c = 0$, o sea en su eje de ordenadas.

Ejemplo: En una grúa-torre se quiere calcular la carga (F) nominal en gancho: éste se puede alejar hasta 28 metros del eje; la grúa más su contrapeso fijo (la resultante pasa por el eje), pesan 41 toneladas; los carriles sobre los que rueda la base, tienen 2,85 metros de separación.

$$\text{Momento de carga } M_c = 28 * F$$

$$\text{Momento estabilizador } M_e = 41.000.g.$$

$$2,85/2 = 573 \text{ KN} * m$$

La carga añade a su peso, deceleraciones de frenado aproximadamente $0,8 \cdot g$, pero se teme que pueda llegar a frenados mayores: se supone una $V_f = 0,25$.

En el eje de ordenadas del ábaco F4, el valor $= 0,25$ corresponde a una $G = 2,05$.

La carga nominal (admisible) será $573/(28 \cdot 2,05)$ aproximadamente 10 KN ($= 1$ tonelada).

Se puede contrapesar la pluma al lado opuesto del eje.

Si el contrapeso produce un momento igual y contrario, la carga admisible en el gancho, $F = 2 \times 10 = 20$ KN (2 toneladas).

3.8. Casos en los que influye poco la incertidumbre de las resistencias

Si los materiales tuvieran una gran fiabilidad (acero con certificado de calidad, etc.), la abscisa estará próxima al valor cero (distribución con pocas desviaciones respecto del valor previsto). En tales casos, para alcanzar la fiabilidad F4 (riesgo E-4), con una determinación de esfuerzos $= + 0,25$ (desviación relativa de un caso cada 20; $e = 0,25$); $V_f = 0,25/1,25/1,7 = 0,117$ en el ábaco se ve que, bastaría un coeficiente global de seguridad $G = 1,5$.

Aunque el acero no tuviese su incertidumbre $= 0$ y se subiera a $0,05$ la G sólo subiría a $1,6$, valor que se toma normalmente en estructura metálica.

Ejemplo: En cálculo de vigas se pueden determinar los momentos flectores con bastante precisión (error de 25 por 100 cada 20 casos): si la viga es de acero laminado bastará que para la mayoración de acciones se adopte $\gamma_f = 1,6$ y no se minore la resistencia del acero (límite elástico $= 2,7$ E8 Pa).

3.9. Resistencias comprobadas

Aunque el sistema pueda tener cualquier grado de incertidumbre respecto de la resistencia de sus materiales o de un conjunto, si en aquel caso se prescribe que antes de la utilización será sometido a un ensayo con las acciones que definen la resistencia esperable, desaparece el concepto de minoración preventiva.

En tales casos, sólo se llegará a la utilización habiendo comprobado que en la realidad se habrá alcanzado la resistencia supuesta.

El factor de minoración puede suprimirse en tal caso ($\gamma_c = 1$) si las comprobaciones van a cubrir todos los conceptos del uso.

El ábaco servirá para un $V_c = 0$, o sea en su eje de ordenadas.

Si las comprobaciones no se refieren a todos los conceptos de la utilización, V_c no será cero pero puede apartarse poco del eje de ordenadas.

Ejemplo: Una esfera para GLP (en fase mixta), antes de ser llenada con el gas a presión, se ensayará hidráulicamente con la presión para la que se ha diseñado.

El acero + soldaduras, habrán resistido los esfuerzos de cálculo, y por lo tanto, los cálculos se podrán hacer sin minoración alguna de las resistencias esperables del acero + soldaduras.

Aquí el concepto esperable tiene sentido, no en vista a su servicio sino para evitar los riesgos y pérdidas del calor de la esfera en el caso en que fallara en la prueba. Sobre el eje de ordenadas (F5), puede verse que si se dan como posibles unas sobre-presiones del gas de aproximadamente 15 por 100, bastará una mayoración de acciones de $1,64$, pero, calculando el acero y soldaduras, con sus resistencias esperables sin minorar. En la práctica, se minora un poco, y se mayorará sólo con $1,6$.

Pocos proyectistas son consecuentes hasta el final con este concepto de resistencia comprobada, y en sus cálculos minoran siempre algo las resistencias esperables. Hay que decir, que, a pesar de esta costumbre, no se justifica tal práctica: mayoréense las acciones cuanto exija su incertidumbre, pero no se minore lo que va a ser comprobado.

3.10. Casos de especial incertidumbre en la resistencia de los materiales

El acero sin control de calidad puede reflejarse en coeficientes de variación crecientes desde el citado $0,05$ hasta $0,1$ (según los datos de certeza de su origen o de sus análisis), pero siempre se manejan coeficientes bajos.

Por el contrario, el hormigón, si no tiene control en su fabricación, puede llegar a resistencias bajísimas. Basta pensar que la falta de control pueda haber afectado a la proporción de cemento, o a una relación cemento/agua lejana a la correcta, para temer graves disminuciones de la resistencia.

La instrucción CEB incrementa el factor de minoración $\gamma_c = 1,5$ en 2 décimas para los casos de control reducido, pero si hubiera de hacerlo para los casos de control inexistente, debería incrementar 5 o más décimas. Esto equivale a haber multiplicado la G por 1,33 o más. Si para un hormigón con control normal es de esperar un coeficiente de variación de 0,18 (la G necesaria para $V_f = 0,2$ será ya 4,7), en los casos de no existir control debería aumentarse a $4,7 \cdot 1,33 = 6,25$.

Si quisiera conservarse constante el factor de mayoración = 1,6, γ_c subirá a 3,9 el factor de minoración necesario para el global $G = 6,25$.

Nótese que se llega así a factores de minoración mucho mayores que los que se manejan normalmente, porque nunca se contempla el caso de No control.

3.11. Casos de acciones con gran certeza en su predicción

El factor de mayoración de las acciones $\gamma_f = 1,6$ que tan universalmente se aplica, no siempre resulta razonable:

Hay casos en los que las acciones tienen muy poca posibilidad de tomar valores distintos al previsto.

Se citan a continuación dos campos en los que esto sucede.

a) Presiones hidrostáticas.

Cuando las acciones son hidrostáticas las fuerzas dependen exactamente de los niveles y si éstos se conocen, no hay incertidumbre: puede tomarse como coeficiente de variación, sólo la magnitud relativa de los posibles cambios de nivel. Así, una tubería, podrá calcularse (si tiene escasa probabilidad de cambio de presiones) con un factor de mayoración de acciones $\gamma_f = \{1 + \text{cambios relativos de nivel}\}$.

Ejemplo: Una presa asentada sobre un determinado terreno, tiene un coeficiente de rozamiento de 1,2: los sobre-niveles (resguardo + lámina vertiente) durante cortos tiempos añaden 3,5 metros a la altura hidrostática de 35 metros ± 10 por 100.

El coeficiente de variación de estos niveles será $0,1/1,645 (1,1) = V = 0,053$.

En el ábaco (eje de ordenadas), el valor 0,053 se sitúa en una $G = 1,18$; si el valor del coeficiente de rozamiento se considera con incertidumbre = $\pm 0,1$, entonces $G = 1,65$.

Para la estabilidad al deslizamiento, en el cálculo habrá que exigir que la proporción entre cargas horizontales y verticales (componente hidrostática horizontal/componente vertical + peso de la presa), no pase de $1,20/1,65 = 0,72$.

b) Sobrecargas sin posible exceso.

Tratándose de pesos, puede suceder que la certeza de las acciones no sea total pero sea muy alta: esto sucede con la sobrecarga de los silos y depósitos, en los que no es posible sobrepasar el peso previsto, porque el volumen máximo está definido.

Las secciones en hormigón armado de la estructura-soporte de un depósito elevado, pueden calcularse mayorando sólo en 1,4 el peso propio y nada el peso de agua; si éste es de 80 por cien del total, la γ_f será = $1 + 0,2 \cdot 0,4$ o sea 1,08 en lugar de 1,6 como se hace tantas veces innecesariamente.

3.12. Casos de especial incertidumbre en las acciones

Puede suceder, por el contrario, que las acciones futuras sean muy difíciles de cuantificar por diversos motivos.

a) Algunas veces, se superponen acciones dinámicas violentas, y es difícil el calcular las estáticas ficticias equivalente.

Ejemplo: En un silo para materiales apelmazables, durante el vaciado se forman cúpulas resistentes que, al romper, originan caídas de grandes masas de material; estas acciones di-

námicas contra las paredes se suman a las del empuje estático del material que llena el silo.

El cálculo de las paredes, podrá basarse en el empuje estático, pero en lugar de tomarlo mayorándolo con el factor 1,6, habrá que elevar mucho este factor.

Es difícil cuantificar la acción dinámica más desfavorable que pueda darse; cabe la posibilidad de que llegue a duplicar la estática en un caso de cada 20, según la humedad, forma del silo, etc.

Una sobre-acción doble de la magnitud-base, supondrá una variación del 100 por 100.

$V = 1/1 + 1) * 1,645 + 0,303$. Para este coeficiente, el valor característico es el medio multiplicado por 1,27.

En el ábaco F4, con $V_f = 0,303$ y con hormigones no muy homogéneos, ($V = 0,19$), estas incertidumbres de coeficientes de variación necesitan un factor global de seguridad que pasa de 4: esto significa que si la resistencia esperable de los hormigones se minora con factor $1,5 * 1,27 = 1,9$ las acciones estáticas habrá que mayorarlas con factor 1,91 lo cual no es corriente en la visión que se tiene en general en un proyecto de este tipo (se suele ir al factor 1,6).

b) Otro caso en el que resulta dificultoso determinar magnitudes para algunas acciones, de origen ecológico (viento, acumulaciones de nieve) etc., se da si pueden formar fenómenos singulares.

Ejemplos: El viento entrando en un recinto y produciendo empujes en los cierres y cubiertas; la nieve acumulada por el viento en rincones, etc. Se verá luego que son altos los factores adecuados.

c) Algunas veces, no son inciertos los orígenes de las acciones, pero sí las hipótesis de cálculo que determinan las sollicitaciones a que están sometidos los elementos estructurales para todos los efectos esto equivale a incertidumbre de acciones.

Ejemplo: La cúpula de poco espesor se agotaría por pandeo-abolladura antes que por compresión: el pandeo simple ya se cubre con márgenes mucho mayores que el agotamiento por

compresión simple: el pandeo-abolladura cabe cubrirlo con coeficientes $V_f = 0,3$.

Si además la cúpula puede recibir sobrecargas no distribuidas uniformemente, se llegará a coeficiente $V_f = 0,4$; si además puede ser concentradas, se puede llegar a un coeficiente de variación = 0,5.

Aún suponiendo un hormigón de buena calidad (coeficiente de variación = 0,18); el factor global de seguridad alcanzará valores entre 6 y 7.

Pocas veces se habla de factores de seguridad tan elevados, y según se ha visto, en estos casos, son los que hay que tomar.

3.13. Casos de alta incertidumbre por desconocimiento o falta de experiencia

Para estudiar estos casos, las escalas de ordenadas se han prolongado hasta valores diez veces mayores; (normalmente, llegaban sólo a coeficientes de variación 0,35... 0,4). Esta prolongación se ha hecho para orientarse sobre los coeficientes globales de seguridad a los que se llegaría si hubiera que diseñar elementos resistentes con gran incertidumbre sobre el uso que de ellos se va a hacer.

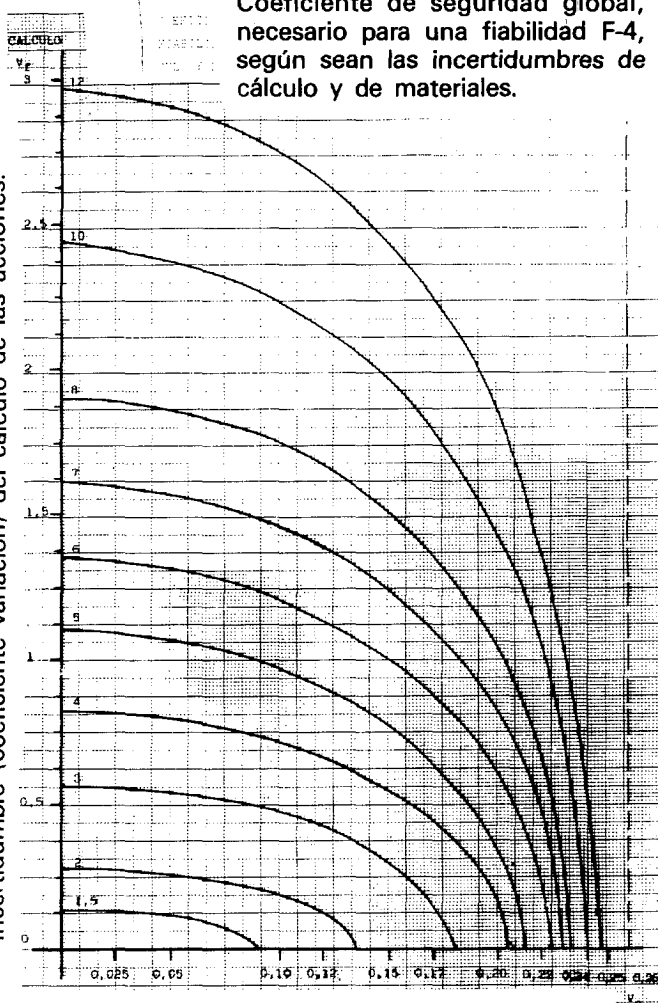
Cuando no se trata de una actividad repetitiva del proyectista calculando acciones en una serie de diseños, sino de una previsión de magnitudes para un caso aislado, puede suceder que haya una especial incertidumbre en tales acciones: a) porque los usos que tendrá en el futuro no son previsibles; b) porque se utilizan hipótesis desarrolladas sólo para aquel caso (sin contraste con la realidad); c) porque se trata de proyectar algo que se ensaya por primera vez, etc.

En tales casos, el coeficiente de variación correspondiente a las acciones, se puede estimar no por la proporción y el número de las desviaciones probables, sino simplemente por la desviación correspondiente a la única vez que se contempla, o sea, el 100 por 100 de los casos. Entonces, esta desviación única se iguala a la típica, y su valor relativo, es el coeficiente de variación.

En proyectos que se abren a campos nuevos, se podría suponer que las desviaciones posibles

Coeficiente de seguridad global, necesario para una fiabilidad F-4, según sean las incertidumbres de cálculo y de materiales.

Incintidumbre (coeficiente variación) del cálculo de las acciones.



Coeficiente variación de la resistencia esperable de los materiales.

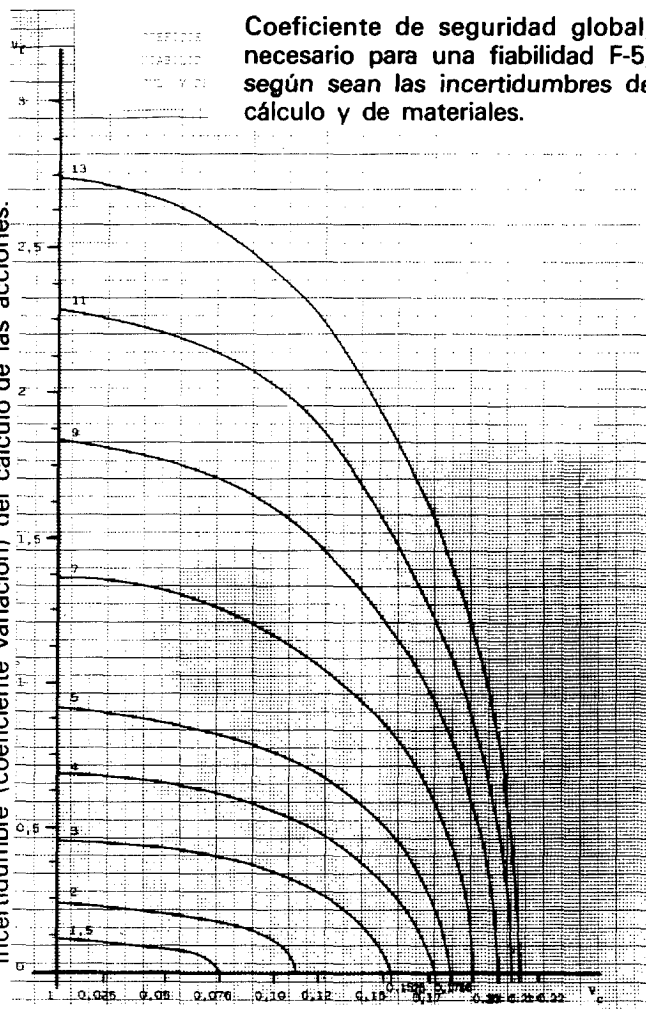
son muy grandes y, en consecuencia, partir de coeficientes de variación muy elevados.

Ejemplo: Cuando se proyectaron los primeros teleféricos para transportar personas, los cables tenían ya suficiente fiabilidad en sus resistencias, pero las hipótesis de cálculo se «estrenaban» para aquellos nuevos proyectos: Las autoridades de los cinco países alpinos prescribieron coeficientes de seguridad entre 5,5 y 8. Esto significaba que para fiabilidad F5 suponían unos coeficientes de variación que llegan a 0,9 ... 1,4 para la incertidumbre de las acciones, (en lugar de los 0,20 ... 0,35 normales).

Hubo acierto al exigir coeficientes tan altos, pues años más tarde se vió que nadie había considerado la flexión de los cables gruesos con la correspondiente tracción en sus hilos extremos; sumada esta tracción a la de la catena-

Coeficiente de seguridad global, necesario para una fiabilidad F-5, según sean las incertidumbres de cálculo y de materiales.

Incintidumbre (coeficiente variación) del cálculo de las acciones.



Coeficiente variación de la resistencia de los materiales.

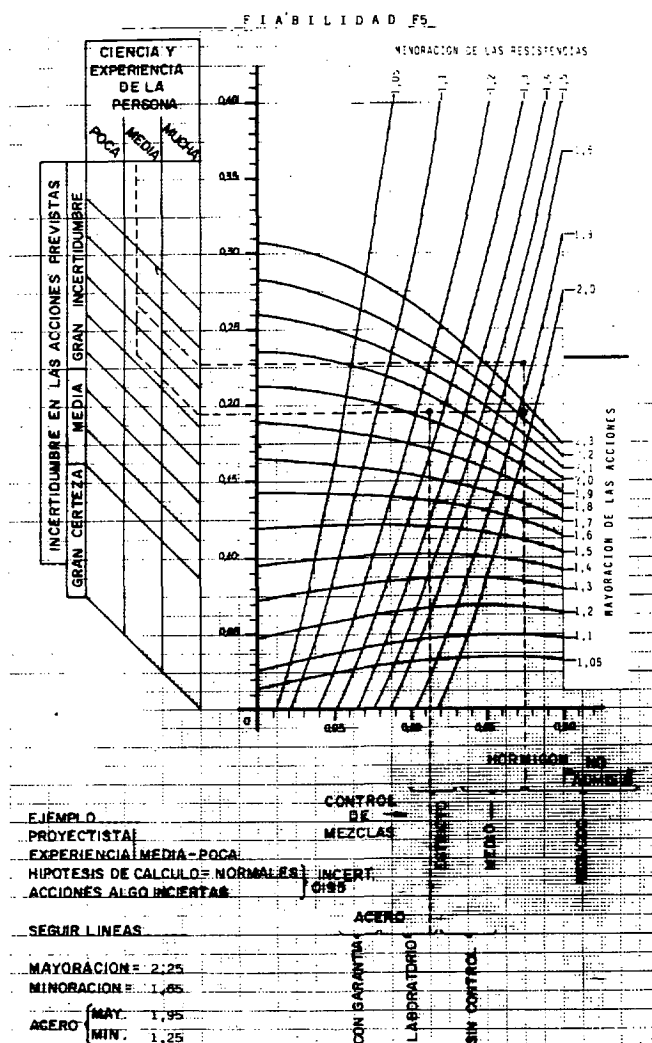
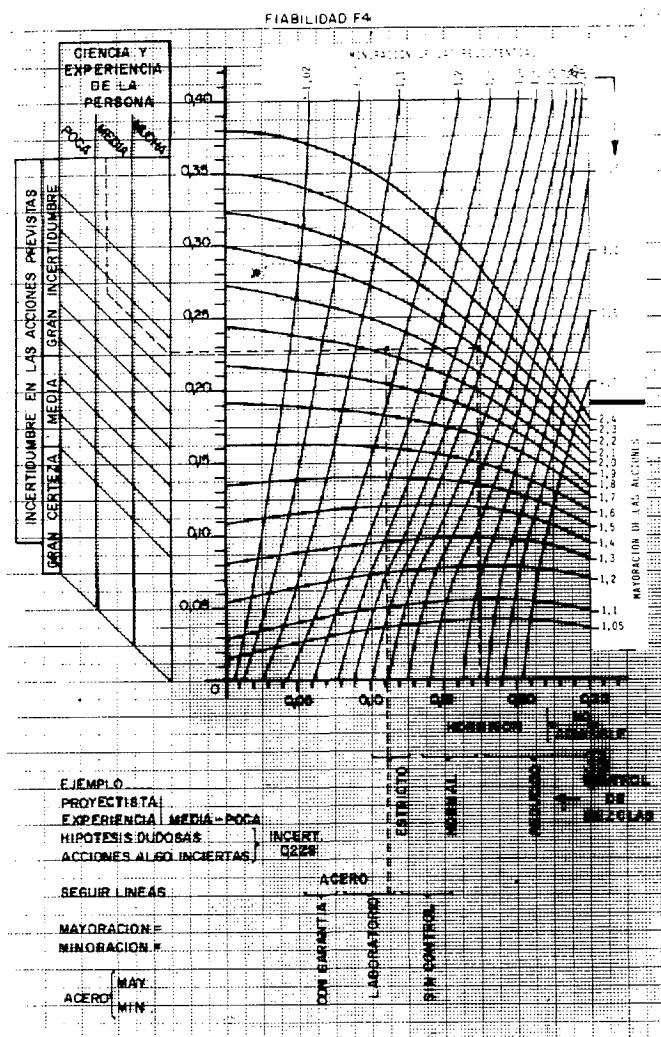
ria, resultaba que aquellos coeficientes en realidad eran 2,7 ... 4 en lugar de los 5,5 ... 8.

De haberse tratado de un tema no nuevo, no se hubiera omitido aquella tracción incremental por flexión: hoy se tiene siempre en cuenta.

El diseño hubiera sido el mismo, y el coeficiente de variación determinante de G, hubiese sido 0,3 y ésta hubiese sido 2,7.

3.14. Determinación de factores de mayoración y minoración

El coeficiente global de seguridad (producto del factor de mayoración: por el de minoración es el de determinar la probabilidad de fallo, sea cual sea la distribución que este producto tenga entre sus dos factores. Sin embargo, será



lógico en cada caso descomponerlo de acuerdo con los coeficientes de variación de las acciones y de los materiales: cada uno tiene un nivel.

Se han compuesto unos ábacos por esta descomposición, buscando fiabilidad F4 y F5.

Para las acciones previstas en el diseño, el nivel se encuentra considerando dos conceptos: la dificultad de predicción y la ciencia + experiencia de quien diseña.

Para la resistencia de los materiales los conceptos son: la homogeneidad (gran diferencia entre acero y hormigón), y el tipo de control de calidad previsto.

Ejemplo: Un proyectista de experiencia «media-alta», calculando una estructura en la que hay acciones dinámicas, considera que la incertidumbre es mayor que la media: $V_f = 0,225$.

Está calculando hormigón cuyo control va a ser escaso $V_c = 0,19$.

En el ábaco F4, estas coordenadas conducen a un punto cuya mayoración = 2,2 y minoración = 1,7 (esta minoración referida a la resistencia media, equivale a 1,26 referida a la característica, porque ésta es 1,35 menor que la media). Coeficiente global = $2,2 \cdot 1,7 = 3,74$.

Nótese que la mayoración = 2,2 es la que realmente ha crecido respecto de la clásica 1,6, pero la minoración respecto a la característica es más baja que la clásica = 1,5.

En todo caso, los coeficientes clásicos tienden a mayorar menos las acciones y minorar más las resistencias, cosa no lógica en los casos de acciones muy inciertas.

Para piezas críticas (aquellas cuyo fallo en cualquier sección supone el de la pieza), con-

viene que la fiabilidad sea del orden superior al F4. Se ha compuesto para ellas el ábaco F5. Si el elemento, al fallar arrastra el conjunto estructural, conviene que la fiabilidad supere aún la F5.

4. COMENTARIOS A LAS NORMAS DE HORMIGON ARMADO

4.1. Factores de mayoración y minoración

Las Normas CEB (en España la EH), aparte de la minoración de resistencias tienen factores de mayoración de acciones, que sólo se modifican por la gravedad del riesgo y por el grado de control, pero no contemplan la mayor o menor incertidumbre de las acciones.

Las Normas ACI, aunque mayoran las acciones, diferenciando en ellas dos clases, tampoco contemplan variantes de incertidumbre en ellas.

Las páginas anteriores sobre descomposición del coeficiente de seguridad, obtienen factores de mayoración influyendo en ellos el grado de incertidumbre: tendrá interés ver si esta lógica influencia conduce a coeficientes globales parecidos para una incertidumbre media (que en cálculos estructurales puede estimarse en V_f aproximadamente 0,2).

Con el factor europeo $\gamma_f = 1,6$ aplicable a los casos normales, y hormigones de $V_c = 0,15$, la Norma prescribe una minoración de resistencias sobre la media $\gamma_c = 1,5 * 1,35 = 2,02$.

El factor global de seguridad $G = 1,6 * 2,02 = 3,23$.

En el ábaco F4 se obtiene.

$\gamma_f = 1,85$; $\gamma_c = 1,4$; producto $G = 2,59$.

En el ábaco F5 $\gamma_f = 2,10$, $\gamma_c = 1,5$; producto $G = 3,15$.

Se ve que la Norma cubre la fiabilidad F5 para controles de tipo medio con incertidumbres hasta 0,21 - 0,22. Para incertidumbres altas, la Norma cubre la fiabilidad F4 hasta $V_f = 0,3$ y más. Sin embargo, siempre lo hace con una mayoración de acciones escasa en relación con la que sería más lógica, compensando con una minoración de resistencias mucho mayor que la lógica.

Para control reducido, la Norma pasa del factor $1,5 * 1,35$ al $1,7 * 1,52$ lo cual supone elevar G un 22 por 100.

$$G = 1,6 * 1,7 * 1,52 = 4,13$$

El ábaco F5 (para $V_f = 0,20$ y $V_c = 0,18$), $2,35 * 1,9 = 4,46$.

El ábaco F4 (para $V_f = 0,20$ y $V_c = 0,18$), $1,93 * 1,65 = 3,18$.

La norma, para control reducido logra una fiabilidad F4 y F5.

Para control estricto la Norma pasa de $V_c = 1,5 * 1,35$, al $1,4 * 1,25$ lo cual supone bajar G un 15 por 100, $G = 1,6 * 1,75 = 2,8$.

El ábaco F5 para $V_f = 0,20$; $V_c = 0,12$, $2 * 1,3 = 2,6$.

El ábaco F4 para $V_f = 0,20$; $V_c = 0,12$, $1,78 * 1,22 = 2,17$.

La Norma conduce a fiabilidad algo mayor que F5.

4.2. Columnas, vigas, placas

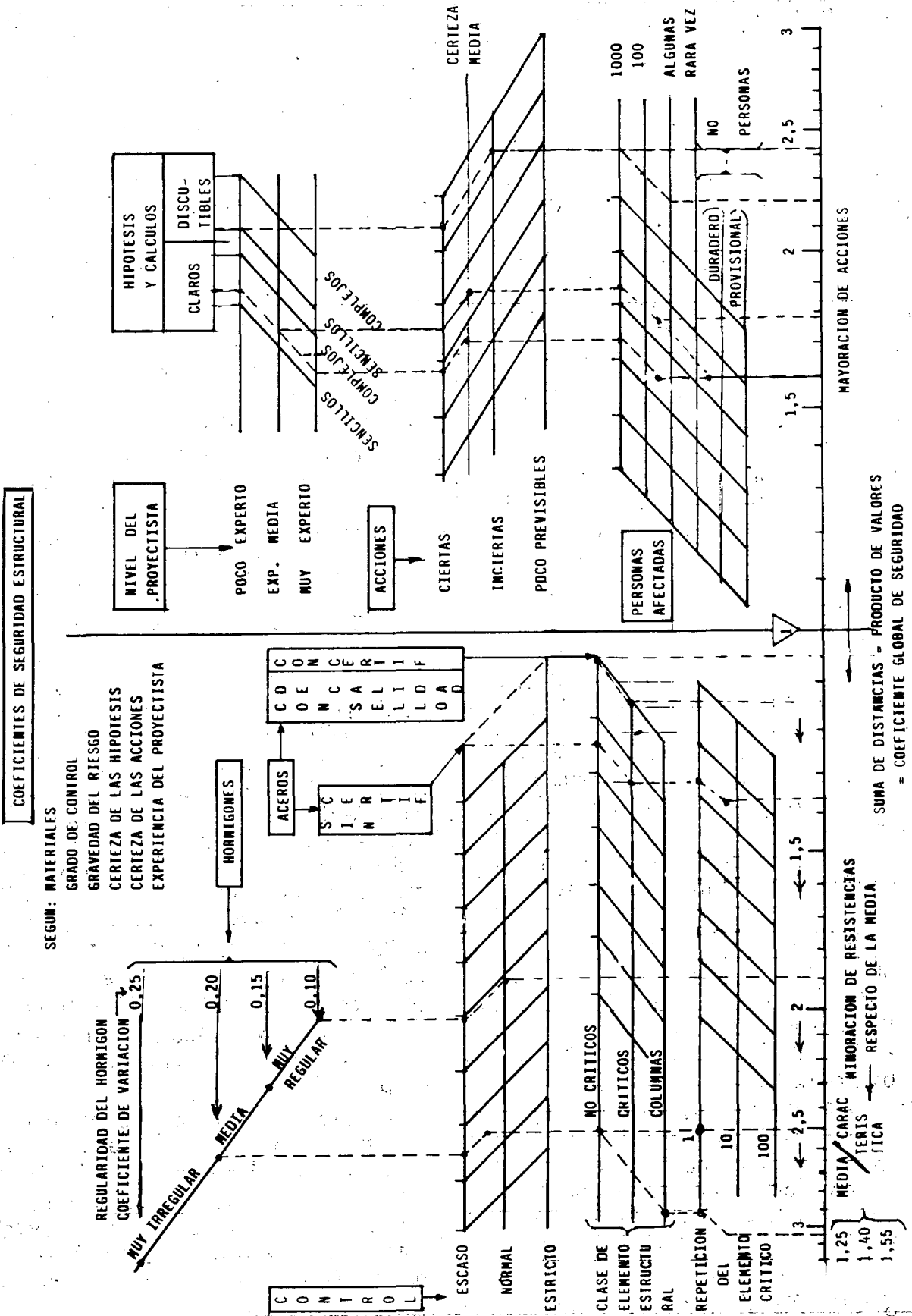
Las columnas de hormigón armado son elementos críticos casi siempre, y además su fallo es de tipo repentino (sin aviso), lo cual induce a buscarles una fiabilidad aún mayor que la F5.

La Norma prescribe una sobre-minoración de las resistencias por «hormigonado vertical»: las multiplica por 0,9 lo cual equivale a un factor de 1,11 adicional. Pero por ser columna no aumenta la mayoración de acciones (1,6).

Para control normal, (0,15), el coeficiente global queda (el anterior $* 1,11$) $1,6 * 1,5 * 1,35 * 1,11 = 3,59$, el cual cubre la fiabilidad F5, incluso con bastante incertidumbre de predicción de acciones, pues aún llegando ésta a 0,225, el gráfico da unos factores lógicos de 2,3 y 1,45 cuyo producto es 3,33. También se supera el gráfico F5 en control estricto y reducido.

Siempre, sin embargo, la Norma mayor a poco las acciones y minora mucho las resistencias.

En las vigas de hormigón armado, el acero es el material condicionante de agotamiento (el hormigón influye sólo modificando muy poco el brazo mecánico). Con el control que tienen los aceros mejorados, puede asignársele un $V_c = 0,075$.



Para incertidumbre $V_i = 0,20$, el ábaco F4 determina $1,75 * 1,08 = 1,89$.

La Norma, admite no minorar el acero con lo cual queda en 1,6 (escasa); antiguamente minorada con factor 1,15, $G = 1,6 * 1,15 = 1,84$ era más certera.

Las placas equivalen a conjuntos de vigas adosadas entre sí: los estudios de la colaboración entre elementos vecinos hace que el coeficiente de variación de la resistencia disminuya notablemente aunque la ligazón entre vigas no sea muy alta (forjados): en las placas nervadas es más alta y en las macizas aún más. En este orden, la fiabilidad alcanzada con Normas o con estos ábacos, crece por encima de la F4: en placas macizas pasa de F5.

En resumen, aplicando Normas, se supera ampliamente la fiabilidad exigible a las placas; se supera no tan ampliamente la exigible a las vigas, y puede ser insuficiente para la exigible a columnas, especialmente si éstas son elementos críticos.

5. ORIENTACION PARA FACTORES DE SEGURIDAD EN LAS ESTRUCTURAS

En la práctica, al proyectar estructuras, se manejan los materiales acero y hormigón, dentro de las características de mayor o menor incertidumbre de calidad de materiales y de definición de acciones.

Resultará útil disponer de una forma rápida de obtener el factor de mayoración de acciones y el de minoración de resistencias, según las circunstancias de cada caso.

Los valores recomendados (o prescritos) por las Normas, combinados con los estudiados en las páginas anteriores, han permitido componer un ábaco reproducido en la página siguiente:

Las abscisas de las escalas inferiores, son los factores de mayoración de acciones y los de minoración de resistencias.

Descendiendo verticalmente se van modificando estos factores según el control, la gravedad del riesgo, la certeza de las hipótesis y de las acciones y de la experiencia del proyectista.

Las minoraciones de la resistencia esperable

y las mayoraciones de las acciones supuestas al estar en escalas logarítmicas, multiplican sus valores al sumar sus longitudes: si la longitud suma de ambas se coloca a partir del 1, se obtiene el coeficiente global de seguridad G.

La escala de factores de minoración se refiere al valor medio de las resistencias esperables del material. En el hormigón se suele hacer referencia al valor «característico»: éste es el valor medio con un factor de reducción de 1,25 para hormigones muy homogéneos; 1,40 para hormigones de tipo medio; y 1,55 para hormigones muy desiguales.

Estas reducciones pueden hacerse gráficamente restando la longitud 1,25, 1,40 ó 1,55 de la obtenida para el valor medio.

En el ejemplo que luego se sigue para el hormigón, el factor para valor medio es 3,05: restandole la longitud = 1,55 queda 1,96 como factor de reducción sobre el valor característico.

5.1. Ejemplos de aplicación del gráfico

Ejemplo 1º (Acero)

INCERTIDUMBRE DE MATERIALES: En una estructura triangulada (celosía) hay 8 barras críticas (entre 1 y 10). Los perfiles laminados no tienen certificado de calidad. Siguiendo la trayectoria (línea de puntos) se llega a un factor de minoración γ aproximadamente 1,35 para la resistencia (límite elástico = 270/MPa), o sea que hay que calcular con $270/1,35 = 200$ MPa (2000 kilogramos/centímetro cuadrado).

INCERTIDUMBRE DE ACCIONES: La hipótesis de cálculo de la cercha es sencilla y bastante clara. (Punto de partida del recorrido).

Las cargas que actuarán se pueden prever con una certeza de nivel medio. (Seguir línea de puntos).

Si el proyectista es muy experto, el factor de mayoración debe ser 1,6; si es sólo de experiencia media, deberá aumentarlo hasta casi 1,8.

Todo ello, si el riesgo alcanza a pocas personas (ver en la trayectoria de puntos el nivel entre «algunas» y «100») si no afectara a personas, aún este proyectista podría usar el factor 1,6.

COEFICIENTE GLOBAL: El coeficiente de seguridad será $1,35 * 1,6 = 2,16$ $1,35 * 1,8 = 2,43$; si no se mayoran las acciones, el acero no debe pasar de $270/2,16 = 125$ MPa (1250 kilogramos/centímetro cuadrado).

Ejemplo 2º (Hormigón).

INCERTIDUMBRE DE MATERIALES: En la ejecución de las pilas de un puente no se va a medir la característica del hormigón sino sólo un valor medio de probetas, y, debido al vertido con canaleta, se teme bastante irregularidad; se estima un coeficiente de variación = 0,20. Se descende en vertical hasta el nivel de control, y se sigue la línea inclinada hasta un intermedio entre POCO y NORMAL, la vertical conduciría al factor = 2,55 si las pilas no fueran elementos críticos, pero se eleva a 3,05 si hay 5 ... 10 pilas (se consideran críticas todas).

INCERTIDUMBRE DE ACCIONES: Con proyectista poco experto en hidráulica, manejando cálculos discutibles pero sencillos, se descende en vertical hasta el gráfico de ACCIONES.

El empuje de las aguas es bastante incierto: se llega al factor 2,42 para grandes cantidades de personas, pero sólo a 2,2 si son pocas (puente de poco tráfico).

C. GLOBAL: Coeficiente global = $3,05 * 2,42 = 7,38$ (Nótese lo alto que resulta).

Rafael Escolá Gil.



Dr. Ingeniero Industrial, inicia su profesión en 1945 como gerente de la Firma de Construcción Edificios y Obras, S. A. En 1957 es fundador y primer presidente de la Firma de Ingeniería IDOM. Durante 20 años se dedica al proyecto de más de 300 industrias y a la formación de un centenar de ingenieros de diversas especialidades. En 1975 funda y es presidente de la Asociación Española de Consultores de Ingeniería y años más tarde promovió la unión de los dos grupos que constituyeron ASEINCO. Ha publicado cinco libros sobre temas de ingeniería y más de 50 temas monográficos y conferencias. Impartió cursos en las Escuelas Superiores de Ingenieros de Bilbao y San Sebastián, manteniendo durante 20 años una organización para que los recién graduados practiquen en temas de ingeniería.

