

# El proceso de Diseño

## 1. Objetivos del Diseño

Para diseñar un edificio, un puente o una construcción en general, se requiere un equipo de profesionales. El ingeniero estructural forma parte de este equipo. En el caso de edificios, los arquitectos proveen la distribución de los espacios, los ingenieros mecánicos, eléctricos y civiles, diseñan las instalaciones, y el ingeniero estructural diseña la estructura del edificio.

La estructura, debe satisfacer cuatro criterios fundamentales:

1. **Ser apropiada:** La distribución de espacios, luces, alturas libres, accesos y circulaciones debe ser acorde al uso previsto. La estructura debe ser adecuada para su entorno y debe ser estéticamente agradable.
2. **Ser económica:** El costo global de la estructura no debe exceder el presupuesto del cliente. Con frecuencia, el diseño en equipo conduce a una economía general del proyecto.
3. **Ser estructuralmente adecuada:** La adecuación estructural involucra dos aspectos fundamentales:
  - a) La estructura debe ser suficientemente resistente para soportar todas las cargas previstas de manera segura.
  - b) La estructura no debe deformarse, inclinarse, vibrar o fisurarse de forma tal que no pueda prestar el uso para el que fue diseñada.
4. **Requerir mantenimiento mínimo:** La estructura debe ser diseñada de modo que requiera una cantidad mínima de procedimientos simples de mantenimiento.

## 2. El proceso de diseño

El diseño de una estructura es un proceso secuencial e iterativo de toma de decisiones. Consta de tres partes fundamentales:

1. **Definición de las necesidades y prioridades del cliente:** Todos los edificios o estructuras en general son construidos para satisfacer una necesidad. Es importante que el propietario o usuario esté involucrado en la determinación de los requerimientos que incluyen requisitos funcionales, estéticos y de presupuesto. Este último incluye los costos iniciales, una construcción rápida de manera de permitir la ocupación lo antes posible, una necesidad de mantenimiento reducida y otros costos relativos a la vida útil de la estructura.

2. **Desarrollo conceptual del proyecto:** Basándose en las necesidades y prioridades del cliente, se desarrollan un conjunto de propuestas estructurales posibles. Se deben hacer estimaciones preliminares de costos y seleccionar el diseño que mejor satisfaga los requerimientos dentro del presupuesto disponible. Generalmente, los sistemas que son conceptualmente simples y poseen geometrías estandarizadas y detalles que permiten que el proceso de construcción se ejecute como una serie de ciclos idénticos, son los más eficientes desde el punto de vista del costo.

Siendo el objetivo de esta etapa definir el concepto estructural global, se realizan, para las distintas alternativas propuestas, análisis aproximados que permitan estimar las solicitaciones actuantes (momento, corte y esfuerzo normal), y en base a éstos, se determinan las dimensiones aproximadas de los elementos estructurales involucrados en cada una. De esta manera, es posible estimar los costos y seleccionar el sistema estructural más conveniente.

El objetivo principal de esta etapa del diseño estructural es satisfacer los requisitos de diseño teniendo en cuenta la idoneidad, la economía y, en la medida de lo posible, el mantenimiento.

3. **Diseño estructural:** Una vez seleccionado el concepto general de la estructura, el sistema estructural puede ser diseñado. El diseño estructural involucra tres etapas principales: el análisis estructural final para determinar las solicitaciones actuantes en la estructura; el dimensionamiento de cada elemento estructural para resistir dichos esfuerzos; y finalmente la elaboración de los planos y especificaciones.

El dimensionamiento de cada elemento estructural, a veces llamado diseño de secciones, debe considerar también la estética general, la facilidad de construcción, la compatibilidad con las instalaciones mecánicas y eléctricas y la sustentabilidad de la estructura.

## 3. Estados Límites y el Diseño del Hormigón Armado

### 3.1. Estados Límites

Cuando una estructura o un elemento estructural se torna inadecuado para el uso para el que fue diseñado, se dice que ha alcanzado un *estado límite*. Los estados límite para las estructuras de hormigón armado puede ser divididos en dos grupos básicos:

1. **Estados Límite Últimos (ELU):** Estos involucran el colapso estructural de una parte o de toda la estructura. Este tipo de estado límite debe tener una probabilidad de ocurrencia muy baja ya que puede conducir a la pérdida de vidas y a grandes pérdidas económicas. Los estados límite últimos más importantes son:

- a) **Pérdida del equilibrio** de una parte o de toda la estructura como cuerpo rígido. Este tipo de falla generalmente involucra el vuelco o el deslizamiento de toda la estructura y ocurre si las reacciones necesarias para el equilibrio no se pueden desarrollar.

- b) **Falla** de partes críticas de la estructura, conduciendo al colapso parcial o total. Dentro de este tipo se encuentran los estados límite últimos de agotamiento a flexión, a corte, a torsión, etc.
  - c) **Colapso progresivo.** En algunas estructuras, la falla localizada en un elemento puede producir la sobrecarga y consecuente falla de elementos adyacentes. El proceso puede continuar hasta producir el colapso de la estructura, y es denominado *colapso progresivo* [1, 2]. El mismo, puede ser prevenido, o al menos limitado, mediante algunos de los siguientes métodos:
    - 1) Controlando eventos accidentales al tomar medidas preventivas como, por ejemplo, protección contra la colisión de vehículos o explosiones de gas.
    - 2) Suministrando una mayor resistencia local a la estructura al diseñar los miembros clave para resistir eventos accidentales.
    - 3) Suministrando un mínimo de vínculos horizontales y verticales para resistir las cargas.
    - 4) Suministrando vías alternativas para transferir las cargas.
    - 5) Limitando la propagación del daño al subdividir al edificio con planos o secciones debilitadas, a veces llamados fusibles estructurales.
  - d) **Formación de mecanismos.** Un mecanismo se forma cuando las armaduras alcanzan la tensión de fluencia formando rótulas plásticas en suficientes secciones como para tornar a la estructura inestable.
  - e) **Inestabilidad** debida a la deformación de la estructura. Este tipo de falla involucra el pandeo .
  - f) **Fatiga.** falla de elementos estructurales debida a la aplicación repetida de ciclos de carga de servicio.
2. **Estados Límite de Servicio (ELS).** Estos involucran la interrupción del uso funcional de la estructura pero no su colapso. Dado que hay un riesgo menor de pérdida de vidas, puede ser tolerada una mayor probabilidad de ocurrencia que en el caso de los estados límite últimos. Los estados límite de servicio más importantes son:
- a) **Deformaciones excesivas** para el uso normal. Estas pueden causar el funcionamiento inadecuado de maquinarias, ser visualmente desagradables y pueden producir el daño de elementos no estructurales o cambiar la distribución de esfuerzos.  
En el caso de techos muy flexibles, la deformación debida al peso del agua acumulada puede incrementar el volumen de almacenamiento, permitiendo que más agua se estanque. Esto puede conducir a un círculo vicioso hasta que la resistencia del material es excedida. Este fenómeno es conocido como la falla por estancamiento y es en esencia un colapso debido a la falta de serviciabilidad.
  - b) **Anchos de fisura excesivos.** Pese a que el hormigón armado debe fisurarse para que las armaduras entren en carga, es posible disponer las mismas de manera tal de minimizar el ancho de las fisuras. Un ancho excesivo de las fisuras puede ser poco placentero a la vista y permitir la filtración de líquidos a través de ellas. Además, puede conducir a la corrosión de las armaduras y al deterioro gradual del hormigón.
  - c) **Vibraciones indeseables.** Tanto las vibraciones verticales de edificios y puentes como las vibraciones laterales y torsionales de edificios de gran altura pueden resultar molestas para los usuarios.

Además de los ELU y los ELS, se reconoce un tercer tipo de estado límite que sólo se considera en algunas estructuras:

3. **Estados Límites Especiales (ELE):** Este tipo de estado límite involucra el daño o la falla debido a condiciones de carga excepcionales. Por ejemplo:
  - a) Daño o colapso debido a sismos de gran intensidad,
  - b) Efectos estructurales del fuego, explosiones o colisiones de vehículos,
  - c) Efectos estructurales de la corrosión o deterioro, y
  - d) Inestabilidad química a largo plazo de los materiales (normalmente no es un problema de las estructuras de hormigón)

### 3.2. Diseño basado en Estados Límite

El diseño basado en estados límite es un proceso que involucra:

1. la identificación de todos los estados límites a analizar (es decir, los estados límites que puedan ser significativos en la estructura analizada).
2. la determinación de niveles de seguridad aceptables frente a la ocurrencia de cada uno de los estados límite últimos a analizar y de límites aceptables para cada uno de los estados límite de servicio a considerar. En general, estos valores son especificados por las autoridades en los códigos de edificación correspondientes, en los que se establecen las combinaciones de carga y los factores de seguridad que deberán ser respetados. Para estructuras atípicas, el ingeniero deberá verificar si los niveles de seguridad normales son adecuados.
3. el diseño estructural para los estados límite determinantes.

Frecuentemente, el diseño basado en estados límite comienza por seleccionar la resistencia del hormigón, el contenido de cemento, el tipo de cemento, la relación agua-cemento, el contenido de aire y el recubrimiento de las armaduras para satisfacer los requerimientos de durabilidad establecidos en el código de edificación. Además, se establecen las dimensiones mínimas y los recubrimientos mínimos de los elementos estructurales de acuerdo a los requerimientos de protección contra incendio establecidos en los códigos de edificación.

Se procede entonces a llevar a cabo el diseño.

En general, primero, se dimensiona para satisfacer los estados límite últimos y luego, se procede a verificar si la estructura excede alguno de los estados límite de servicio. Se sigue esta secuencia porque la función principal de un miembro estructural es resistir las cargas sin poner en riesgo a los ocupantes.

Sin embargo, para que un tanque de agua permanezca impermeable, el estado límite de servicio por fisuración es igual de importante que los estados límite últimos [3]. En este tipo de estructuras, el diseño para el estado límite de fisuración puede ser considerado antes que los estados límite últimos. En el diseño de vigas pertenecientes a puentes grúa, controlar que no existan flechas excesivas que afecten el correcto funcionamiento del equipamiento es extremadamente importante, por lo que en este caso, el estado límite de deformación puede ser el determinante en el diseño.

### 3.3. Relaciones básicas del diseño

En la figura 3.1 se muestra una viga que soporta su peso propio,  $w$ , junto con algunas cargas aplicadas,  $P_1$ ,  $P_2$  y  $P_3$ . Estas cargas producen una distribución de momentos obtenida directamente aplicando las leyes de la estática. Para una combinación de cargas conocida  $w$ ,  $P_1$ ,  $P_2$  y  $P_3$ , el diagrama de momentos es independiente de la composición y de la forma de la viga (en este caso isostática). El momento flexor es denominado *efecto de carga* o *solicitación debida a las cargas*. Otros efectos pueden ser esfuerzos de corte, esfuerzos axiales, momentos torsores, deformaciones y vibraciones.

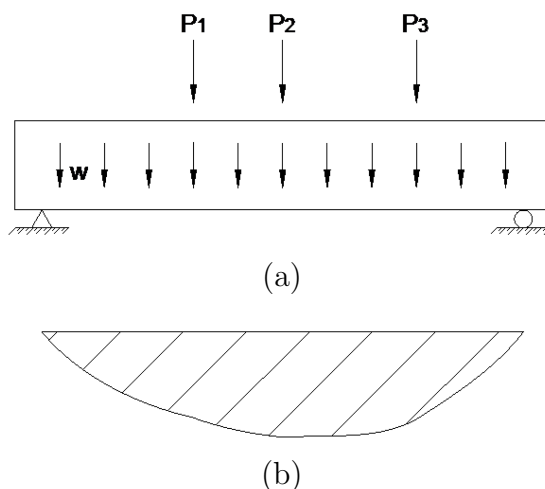


Figura 3.1: (a) Cargas, (b) Solicitaciones de flexión

En la figura 3.2 se muestran las tensiones debidas a la flexión actuante en la sección transversal de la viga (bajo la hipótesis de proporcionalidad entre tensiones y deformaciones). Las resultantes de estas tensiones de tracción y compresión de la figura 3.2a pueden ser representadas por un par de fuerzas  $C$  y  $D$  separadas una distancia  $j_d$ , como se muestra en la figura 3.2b. El par resultante es denominado *momento interno*.

Cuando la sección transversal alcanza la falla, el momento resistente interno se denomina *momento resistente* o *resistencia a la flexión*. La palabra *resistencia* también puede aplicarse para describir los esfuerzos de corte o axiales que producen la falla.

La viga de la figura 3.1 podrá resistir las cargas de forma segura si, para todas las secciones, se verifica que la resistencia de la sección es mayor que las solicitaciones debidas a las cargas:

$$\text{Resistencia} \geq \text{Solicitaciones} \quad (3.1)$$

Considerando que la resistencia real de la estructura puede ser menor que la calculada, y que las cargas pueden ser mayores que las previstas, se introducen *factores de reducción de resistencia*,  $\phi < 1$ , y factores de mayoración de cargas,  $\alpha > 1$

$$\phi R_n \geq \alpha_1 S_1 + \alpha_2 S_2 + \dots \quad (3.2)$$

donde  $R_n$  representa la resistencia nominal y  $S_i$  las solicitaciones debidas a las distintas cargas especificadas. Escribiendo (3.2) en función de los momentos resulta

$$\phi_M M_n \geq \alpha_D M_D + \alpha_L M_L + \dots \quad (3.3)$$

En este caso  $M_n$  representa la *resistencia nominal a flexión*. Por nominal se entiende que la resistencia es un valor calculado en base a las resistencias del hormigón y del acero especificadas y las dimensiones declaradas en los planos.  $M_D$  y  $M_L$  son respectivamente los momentos flexores (solicitaciones) debidos a la carga muerta especificada  $D$  (dead load) y a la sobrecarga de uso especificada  $L$  (live load).  $\phi_M$  es el factor de reducción de la resistencia para el momento flexor; mientras que  $\alpha_D$  y  $\alpha_L$  son los factores de mayoración de cargas correspondientes a la carga muerta y a la sobrecarga, respectivamente.

Expresiones similares pueden ser desarrolladas para el corte,  $V$ , y para las fuerzas axiales,  $P$ :

$$\phi_V V_n \geq \alpha_D V_D + \alpha_L V_L + \dots \quad (3.4)$$

$$\phi_P P_n \geq \alpha_D P_D + \alpha_L P_L + \dots \quad (3.5)$$

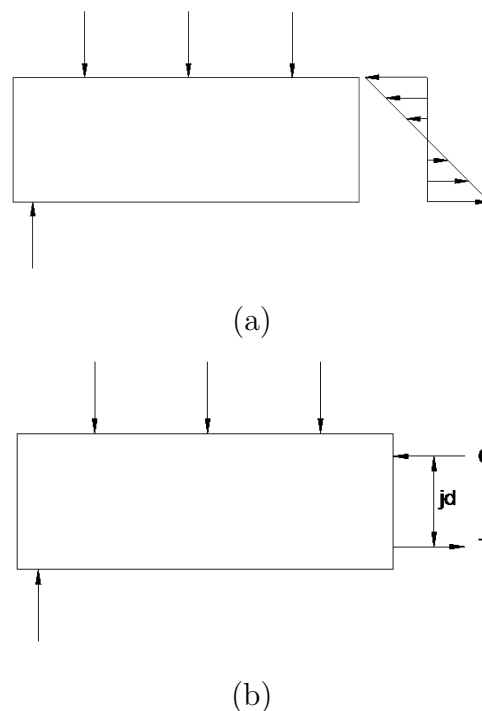


Figura 3.2: (a) Tensiones actuantes en la sección, (b) Par interno

La ecuación (3.1) es la ecuación básica del diseño en estado límite, mientras que las ecuaciones (3.2) a (3.5) son formas particulares de la ecuación básica. A lo largo del Código ACI el símbolo  $U$  es empleado para referirse a la combinación  $(\alpha_D D + \alpha_L L + \dots)$ . Esta sumatoria es denominada *cargas mayoradas*. Los símbolos  $M_u$ ,  $V_u$ ,  $T_u$ , etc, representan las *solicitaciones mayoradas* calculadas a partir de las cargas mayoradas  $U$ .

## 4. Seguridad Estructural

Hay tres grandes razones por las que es necesario introducir en el diseño estructural factores de seguridad, como son los factores de carga y de resistencia:

1. **Variabilidad de la resistencia.** La resistencia real de las vigas, columnas o cualquier elemento estructural, casi siempre será diferente a los valores obtenidos por cálculo. Las principales razones de ésto son [4]:

- a) la variabilidad de la resistencia del hormigón y del acero de las armaduras,
- b) las diferencias entre las dimensiones reales del elemento y las especificadas en los planos, y
- c) las hipótesis simplificadoras adoptadas para evaluar la resistencia del elemento.

Si bien la resistencia real puede llegar a ser mayor que la resistencia nominal, también puede ser menor, y en ese caso, la sección tendría una capacidad de carga menor que la supuesta en el diseño.

2. **Variabilidad de las cargas.** Todas las cargas son variables, en especial las sobrecarga de uso y las cargas debidas a nieve, viento o sismos.

Además de la variación propia de las cargas, los supuestos y aproximaciones realizados en el análisis estructural conducen a diferencias entre los momentos y fuerzas reales y los calculados por el diseñador [4].

Debido a la variación de las resistencias y de las solicitaciones, existe una cierta probabilidad que una sección con una resistencia menor que la media sea sujeta a cargas mayores a la media, y en dicho caso, podría producirse la falla. Los factores de carga y resistencia en las ecuaciones (3.2) a (3.5) son elegidos para reducir la probabilidad de falla a un valor muy bajo.

Las consecuencias de la falla son un tercer factor que debe ser considerado al establecer el nivel de seguridad de una estructura en particular:

3. **Consecuencias de la falla.** Un conjunto de factores subjetivos deben ser considerados al determinar el nivel de seguridad para un tipo de estructura en particular. Entre ellos se puede nombrar:

- a) Los costos relacionados con el retiro de los escombros, la reconstrucción de la estructura y el reemplazo de los bienes que ella alberga.
- b) La potencial pérdida de vidas: puede ser deseable emplear un factor de seguridad más elevado para un auditorio que para un depósito.
- c) El costo de la sociedad en pérdida de tiempo, ganancias, o pérdidas indirectas de vidas y propiedades que se producirían como consecuencia de la falla. Por ejemplo, el colapso de un puente puede implicar costos intangibles debidos a los embotellamientos de tránsito que podrían igualar el costo de la reconstrucción.
- d) El tipo de falla, la advertencia previa de la misma y la existencia de caminos de carga alternativos.

Si la falla de un elemento es precedida por grandes deformaciones, como en el caso de la falla por flexión de una viga de hormigón armado producida por la fluencia del acero de las armaduras, las personas amenazadas por el colapso inminente serían alertadas y podrían abandonar el edificio antes de que se produzca el colapso. Esto no sería posible si un elemento colapsa repentinamente sin aviso, como en el caso de un elemento que falla por compresión pura. En consecuencia, el nivel de seguridad requerido en una viga puede ser menor que el de una columna.

En algunas estructuras, la falla o la fluencia de las armaduras en un elemento causa la redistribución de la carga a los elementos adyacentes. En otras, la falla de un elemento causa el colapso general. Si no es posible la redistribución, se requiere un nivel de seguridad más elevado.

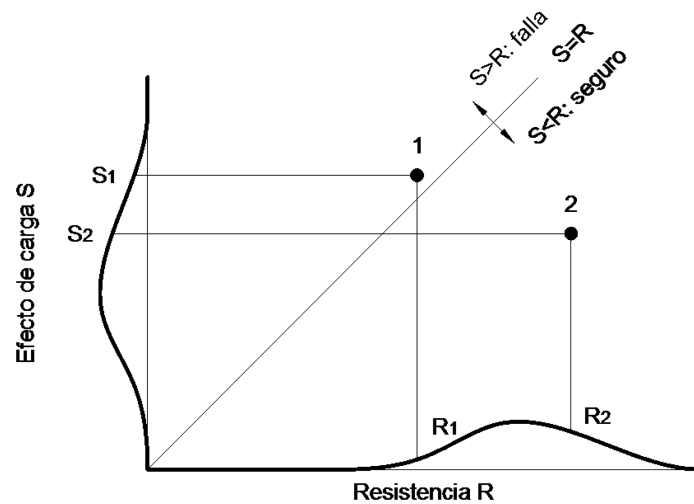


Figura 4.1: Combinaciones de cargas y resistencias seguras e inseguras

## 5. Cálculo Probabilístico de Coeficientes de Seguridad

En la figura 4.1, se presenta la distribución de una población de resistencias,  $R$ , de un grupo de estructuras similares, graficada en el eje horizontal, mientras que en el eje vertical se presenta la distribución de las máximas sollicitaciones,  $S$ , que se espera que ocurran en dichas estructuras durante su vida útil.

Para que el gráfico sea consistente, tanto la resistencia como el máximo efecto de carga deben estar expresados en la misma magnitud, como ser el momento flexor. La recta a  $45^\circ$  de la figura corresponde a los puntos en los que la resistencia es igual a la sollicitación máxima.

Las combinaciones de  $S$  y  $R$  que se hallan por sobre la recta, pertenecen a  $S > R$  y, por lo tanto, implican la falla. Entonces un efecto de carga  $S_1$  actuando en una estructura con resistencia  $R_1$  causaría la falla, mientras que un efecto de carga  $S_2$  actuando sobre una estructura con resistencia  $R_2$  representa una combinación segura.

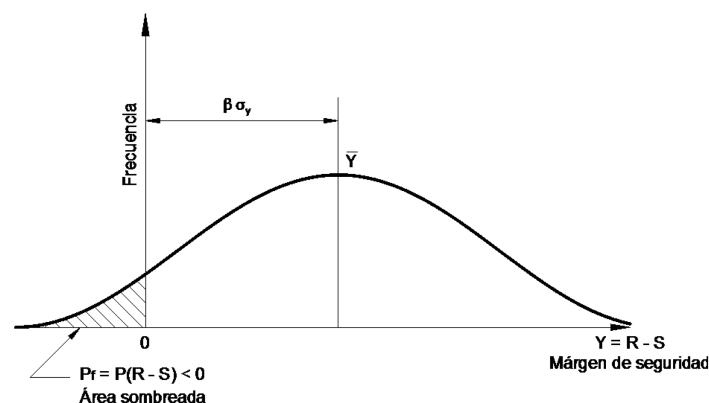


Figura 5.1: Margen de seguridad

Para una distribución dada de efectos de carga, la probabilidad de falla puede ser reducida al incrementar la resistencia. La probabilidad de falla también puede ser disminuida reduciendo la dispersión de la resistencia.



El término  $Y = R - S$  se denomina margen de seguridad. Por definición, la falla ocurre si el margen de seguridad es negativo, lo que se encuentra representado por el área sombreada de la figura 5.1. La *probabilidad de falla*,  $P_f$ , es la probabilidad de que una combinación particular de  $R$  y  $S$  de como resultado un valor negativo de  $Y$ . Esta probabilidad es igual a la relación entre el área sombreada y el área total bajo la curva en la figura 5.1. Esto puede ser expresado como:

$$P_f = \text{probabilidad que } [Y < 0] \quad (5.1)$$

La función  $Y$  tiene valor medio  $\bar{Y}$  y un desvío estándar  $\sigma_Y$ . En la figura 5.1 se puede apreciar que  $\bar{Y} = 0 + \beta \sigma_Y$ , por lo que  $\beta = \frac{\bar{Y}}{\sigma_Y}$ .

Si la distribución es desplazada hacia la derecha por un incremento de la resistencia, incrementando  $\bar{Y}$ ,  $\beta$  crecerá y el área sombreada,  $P_f$ , disminuirá. Por lo tanto  $P_f$  es una función de  $\beta$ . El factor  $\beta$  se denomina *índice de seguridad*.

Si el margen de seguridad  $Y$  sigue una distribución de probabilidad estándar, conociendo los valores de  $\bar{Y}$  y  $\sigma_Y$  se puede obtener la probabilidad de falla, y por ende  $\beta$ .

Por lo tanto, si  $Y$  respeta una distribución normal estándar y  $\beta = 3,50$ , entonces  $\bar{Y} = 3,5 \sigma_Y$  y  $P_f = 1/9090 = 1,10 \cdot 10^{-4}$ . Esto quiere decir que aproximadamente 1 de cada 10.000 elementos estructurales diseñados empleando  $\beta = 3,50$  fallará por un exceso de carga o por una insuficiencia de la resistencia durante su vida útil.

Los valores apropiados de  $P_f$  (y por ende  $\beta$ ) son elegidos teniendo en cuenta las consecuencias de la falla. Basándonos en la práctica actual del diseño, se consideran valores de  $\beta$  entre 3 y 3.5 para fallas dúctiles con consecuencias normales y entre 3.5 y 4 para fallas frágiles o fallas que tienen serias consecuencias [5, 6].

Dado que las resistencias y las cargas varían de forma independiente, es deseable tener un factor, o serie de factores, para tener en cuenta la variabilidad de las resistencias y una segunda serie de factores para considerar la variabilidad en los efectos de carga. Estos son denominados, respectivamente, *factores de reducción de la resistencia* (también llamados *factores de resistencia*),  $\phi$ , y *factores de mayoración de carga*,  $\alpha$ . Las ecuaciones de diseño resultantes son (3.2) a (3.5).

El desarrollo de las ecuaciones probabilísticas empleadas para calcular los valores de  $\phi$  y  $\alpha$  se encuentra resumido y aplicado en [5], [6] y [7].

Los factores de resistencia y de carga de los Códigos ACI entre 1971 y 1995, se basaban en un modelo estadístico que asumía que si había una probabilidad de 1/1000 de exceso de carga y una probabilidad de 1/100 de una deficiencia de resistencia, la probabilidad de que un exceso de carga y una deficiencia de resistencia se dieran simultáneamente sería  $1/1000 \cdot 1/100 = 1 \cdot 10^{-5}$ .

De esta manera, los factores de resistencia  $\phi$  para vigas dúctiles fueron diseñados en un principio de forma tal que la resistencia  $\phi R_n$  excediera los efectos de carga 99 de cada 100 veces. Los factores  $\phi$  para columnas eran divididos por 1.10 dado que la falla de una columna tiene consecuencias más graves. La deducción original puede encontrarse en el apéndice de [5].

Pese a que este modelo es simplificado al ignorar la superposición de las distribuciones de  $R$  y  $S$  en las figuras (4.1) y (5.1), permite una estimación intuitiva de las magnitudes relativas de los excesos de carga y faltas de resistencia.

El Código ACI 2011 utiliza factores de carga distintos de los utilizados en el Código ACI 1995, los cuales fueron modificados para ser consistentes con los factores de carga especificados en el ASCE/SEI 7-10 [2] para todo tipo de estructuras. Sin embargo, los factores de reducción de resistencia también fueron modificados de manera tal que el nivel de seguridad y la consideración de las consecuencias de la falla han mantenido la coherencia con ediciones anteriores del Código ACI.

## Referencias

- [1] Donald Taylor, "Progressive Collapse", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.2, No 4, 1975, pp. 571-529.
- [2] *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE/SEI 7-10) American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2010, 608 pp.
- [3] ACI Committee 350, *Code Requirements for Environmental Concrete Structures* (ACI 350-06) and *Commentary* (ACI 350R-01), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2006, 485 pp.
- [4] C. Allan Cornell, "A Probability Based Structural Code", *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 66, No 12, 1969, pp. 974-985
- [5] James G. MacGregor, "Safety and Limit States Design for Concrete Reinforcement", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 3, No. 4, 1976, pp. 484-513.
- [6] Bruce Ellingwood, Theodore V. Galambos, James G. MacGregor and C. Allan Cornell, *Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standards A58*, NBS Special Publication 577, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Washington, D.C., 1980, 222 pp.
- [7] James G. MacGregor, "Load and Resistance Factors of Concrete Design", *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 80, No 4, 1983, pp. 279-287.