

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA



**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
SECCION DE POST GRADO**

TESIS DE MAESTRO EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL Y EL METODO DE DISEÑO LRFD

ING. ADOLFO GUILLERMO GALVEZ VILLACORTA

**Lima - Perú
1993**

RESUMEN

Tomando como punto de partida la Teoría de Probabilidades, usando las distribuciones que se adaptan mejor al uso en la Ingeniería Estructural se hace un desarrollo de la Confiabilidad Estructural, que es la disciplina que permite evaluar en forma racional la seguridad inherente en el Diseño Estructural. Se exponen las distribuciones, con sus características, que son más acertadas para modelar la Carga Muerta, Carga Viva, Carga de Viento y Carga de Sismo.

Se plantea un modelo y se describen las propiedades más importantes de la Resistencia de los Elementos Estructurales solicitados por las distintas acciones de carga.

A continuación se comparan las distintas metodologías de diseño, tanto de Esfuerzos Permisibles, como Resistencia Última, sugiriéndose que una transición evolutiva lógica sea hacia los Diseños Probabilísticos a Estados Límites, comparándose distintos formatos de diseño, seleccionándose el LRFD.

Finalmente se intenta una calibración de las Normas vigentes en el Reglamento Nacional de Construcciones, determinándose sus Índices de Confiabilidad Objetivos, β_0 , para a partir de ellos derivar los Factores de Carga tentativos a usarse en las Ecuaciones de Diseño. Estos Factores de Carga tentativos se comparan con las Normas del American Concrete Institute, American National Standards Institute y el Reglamento Nacional de Construcciones para el caso de Estructuras de Acero y Concreto Armado.

En las Conclusiones se expone los puntos más saltantes que emergen del presente trabajo, básicamente referidos a la Metodología de Procedimiento que permitiría la derivación de criterios de Diseño Probabilístico a Estados Límite.

En las Recomendaciones se presentan Factores de Carga y Combinaciones de Cargas que reflejan los Estados Límites de interés en el Diseño de estructuras convencionales, se mencionan las limitaciones y se sugiere cautela en la aplicación de Normas de Diseño en formato LRFD, que usen Factores de Carga que no han sido desarrollados de acuerdo a la estadística local.

INDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO Y DEDICATORIA	II	
RESUMEN	III	
INDICE GENERAL	IV	
INDICE DE TABLAS	VI	
INDICE DE FIGURAS	VII	
NOMENCLATURA	IX	
DEFINICIONES	XII	
PREFACIO	XV	
CAPITULO 1: TEORIA DE VARIABLES ALEATORIAS		
1.1	Conceptos Básicos.	1 - 1
1.2	Distribuciones más Comunes.	1 - 3
	Bibliografía del Capítulo 1.	1 - 11
CAPITULO 2: LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL		
2.1	Introducción.	2 - 1
2.2	Metodologías de Diseño.	2 - 1
2.3	Historia de la Confiabilidad Estructural.	2 - 6
2.4	Conceptos Básicos en la Confiabilidad Estructural.	2 - 8
2.5	Formulación de Dos Momentos y Primer Orden.	2 - 17
2.6	Análisis de la Incertidumbre.	2 - 24
	Bibliografía del Capítulo 2.	2 - 28
CAPITULO 3: CARGAS		
3.1	Introducción.	3 - 1

3.2	Cargas Muertas.	3 - 1
3.3	Cargas Vivas.	3 - 2
3.4	Cargas de Viento.	3 - 10
3.5	Cargas de Sismo.	3 - 16
3.6	Combinaciones de Cargas.	3 - 24
3.7	Transformación de Cargas a Efectos de Cargas.	3 - 28
	Bibliografía del Capítulo 3.	3 - 30

CAPITULO 4: RESISTENCIA

4.1	Conceptos Básicos.	4 - 1
4.2	Estadística en las Propiedades Mecánicas del Acero.	4 - 2
4.3	Modelos en la Resistencia de Elementos de Acero.	4 - 4
4.4	Estadística de la Resistencia de Elementos de Acero.	4 - 8
	Bibliografía del Capítulo 4.	4 - 10

CAPITULO 5: DETERMINACION DE LOS FACTORES DE CARGA

5.1	Calibración e Índices de Confiabilidad Objetivos.	5 - 1
5.2	Diseño Basado en la Confiabilidad.	5 - 12
5.3	Evaluación de los Factores de Carga.	5 - 16
5.4	Factores de Carga Propuestos.	5 - 28
5.5	Diseño Actual vs. Propuesto.	5 - 30
5.6	Valores de β para la Propuesta de Cargas.	5 - 34
	Bibliografía del Capítulo 5.	5 - 40

CAPITULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1	Conclusiones.	6 - 1
6.2	Recomendaciones	6 - 2

APENDICE A: COMPARACION DE NORMAS EN CONCRETO ARMADO A - 1

APENDICE B: EJEMPLO DE APLICACION B - 1

INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1	Estadística de Cargas Máximas de Viento.	3 - 13
Tabla 3.2	Estadística de Cargas Anuales y Diarias de Viento.	3 - 15
Tabla 3.3	Estadística de Cargas de Sismo.	3 - 21
Tabla 5.1	Cálculo del Índice de Confiabilidad. D + L.	5 - 3
Tabla 5.2	Frecuencias Relativas de Situaciones de Diseño.	5 - 8
Tabla 5.3	Índice Objetivo para D + L.	5 - 10
Tabla 5.4	Índice Objetivo para D + L + W.	5 - 10
Tabla 5.5	Índice Objetivo para D + L + E.	5 - 11
Tabla 5.6	Factores de Carga y Resistencia. D.	5 - 19
Tabla 5.7	Determinación de Factores de Carga.	5 - 31

INDICE DE FIGURAS

Fig. 2.0	Representación de la Confiabilidad Estructural.	2 - 12
Fig. 2.1	La Probabilidad de Falla.	2 - 12
Fig. 2.2	Factor y Margen de Seguridad.	2 - 14
Fig. 2.3	P_f cuando R = Normal y S = Normal.	2 - 15
Fig. 2.4	P_f cuando R = Normal y S = Extrema tipo I.	2 - 16
Fig. 2.5	P_f cuando R = Normal y S = Extrema tipo II.	2 - 17
Fig. 2.6	Estado Límite. Coordenadas Originales.	2 - 20
Fig. 2.7	Estado Límite. Coordenadas Reducidas.	2 - 21
Fig. 3.0	La Carga Viva y sus Componentes.	3 - 4
Fig. 3.1	Comparación RNC vs. ANSI.	3 - 9
Fig. 3.2	Distribución Acumulativa de Probabilidades. Viento.	3 - 14
Fig. 3.3	Cargas de Viento con 10% de Excedencia.	3 - 14
Fig. 3.4	Distribución Acumulativa de Probabilidades. Aceleración.	3 - 22
Fig. 3.5	Aceleraciones con 10% de Excedencia.	3 - 22
Fig. 3.6	Modelo de un Proceso de Carga.	3 - 26
Fig. 4.0	Histograma del Punto de Fluencia del Acero Sider-Perú.	4 - 3
Fig. 4.1	Comportamiento de una Viga.	4 - 5
Fig. 5.0	Indice de Confiabilidad. Vigas. D + L .	5 - 2
Fig. 5.1	Indice de Confiabilidad. Columnas. D + L .	5 - 4
Fig. 5.2	Indice de Confiabilidad. Vigas. D + L + W . AT 100 m ² .	5 - 5
Fig. 5.3	Indice de Confiabilidad. Vigas. D + L + W . AT 50 m ² .	5 - 6
Fig. 5.4	Indice de Confiabilidad. Vigas. D + L + E .	5 - 7
Fig. 5.4.1	Función de Densidad de Probabilidad. Aceleración en 50 Años.	5 - 9
Fig. 5.5	Factores de Carga y Resistencia. Flexión. D + L .	5 - 20
Fig. 5.6	Factores de Carga y Resistencia. D + L + Wapt. Ln/Dn=1.00.	5 - 21
Fig. 5.7	Factores de Carga y Resistencia. D + L + Wapt. Ln/Dn=1.50.	5 - 22
Fig. 5.8	Factores de Carga y Resistencia. D + L + Wapt. Ln/Dn=2.00.	5 - 22
Fig. 5.9	Factores de Carga y Resistencia. D + Lapt + W. Ln/Dn=1.00.	5 - 23
Fig. 5.10	Factores de Carga y Resistencia. D + Lapt + W. Ln/Dn=1.50.	5 - 24
Fig. 5.11	Factores de Carga y Resistencia. D + Lapt + W. Ln/Dn=2.00.	5 - 24
Fig. 5.12	Factores de Carga y Resistencia. D + Lapt + W. a ₁₀ =0.40g.	5 - 26

Fig. 5.13	Factores de Carga y Resistencia. D + L _{apt} + E. $a_{10} = 0.20g$.	5 - 26
Fig. 5.14	Factores de Carga y Resistencia. D - W.	5 - 27
Fig. 5.15	Factores de Carga y Resistencia. D - E.	5 - 28
Fig. 5.16	Propuesta vs. ANSI. D + L .	5 - 32
Fig. 5.17	Propuesta vs. ANSI. D + L + E .	5 - 32
Fig. 5.18	Comparación Ecuaciones Estado Límite. D + L + W .	5 - 33
Fig. 5.19	Propuesta vs. ANSI. D + L + W .	5 - 34
Fig. 5.20	Índice de Confiabilidad. Flexión. D + L . $\phi=0.80$.	5 - 36
Fig. 5.21	Índice de Confiabilidad. Flexión. D + L . $\phi=0.90$.	5 - 36
Fig. 5.22	Índice de Confiabilidad. Flexión. D + L + W. $\phi=0.80$.	5 - 37
Fig. 5.23	Índice de Confiabilidad. Flexión. D + L + W. $\phi=0.90$.	5 - 37
Fig. 5.24	Índice de Confiabilidad. Flexión. D + L + E .	5 - 38
Fig. A.1	Índice de Confiabilidad. Concreto Armado. Flexión.	A - 2
Fig. A.2	Comparación de Normas C. Armado. D + L .	A - 3
Fig. A.3	Índice de Confiabilidad. Concreto Armado. D + L + W	A - 4
Fig. A.4	Comparación de Normas C. Armado. D + L + W. $L_n/D_n=0.50$.	A - 4
Fig. A.5	Comparación de Normas C. Armado. D + L + W. $L_n/D_n=1.00$.	A - 5
Fig. A.6	Índice de Confiabilidad. Concreto Armado. D + L + E .	A - 5
Fig. A.7	Comparación de Normas C. Armado. D + L + E . $L_n/D_n=0.50$	A - 6
Fig. A.8	Comparación de Normas C. Armado. D + L + E . $L_n/D_n=1.00$.	A - 6
Fig. B.1	Ejemplo de Aplicación.	B - 1

NOMENCLATURA

A	Aceleración máxima en la base de una estructura.
A	Area de la sección recta.
A_g	Area total de una sección.
A_I	Area de Influencia.
A_n	Area neta de una sección.
A_T	Area tributaria.
ACI	American Concrete Institute.
AISC	American Institute of Steel Construction.
AISI	American Iron and Steel Institute.
ANSI	American National Standards Institute.
B	Parámetro generalizado de modelaje.
C	Coefficiente de corte basal.
C_p	Coefficiente de presión.
c	Coefficiente generalizado de influencia.
d	Dimensión de una sección recta.
D	Intensidad de la Carga Muerta o del efecto de carga; D y D_n son sus valores medio y nominal, respectivamente.
E	Efecto de carga debido al Sismo; E y E_n son sus valores medio y nominal.
E	Módulo de Elasticidad.
E	Constante de Euler.
F	Variable generalizada, denota parámetros de la sección recta.
FS	Factor de Seguridad.
F_{cr}	Esfuerzo crítico.
F_r	Módulo de rotura.
F_u	Esfuerzo último.
F_y	Esfuerzo de fluencia.
G	Módulo elástico en corte.
g	Función generalizada de diseño.

	Momento de Inercia.
	Factor de importancia.
K	Factor de edificación.
k	Factor de longitud efectiva.
L	Longitud.
L	Intensidad de la Carga Viva o del efecto de carga; L y L_n son los valores medio y nominal respectivamente, L_{apt} es un valor arbitrario en el tiempo.
L_0	Carga Viva básica, especificada por los códigos.
M	Momento flector.
M_u	Momento flector último.
M	Factor generalizado de material, M es su valor medio.
M_p	Momento plástico.
P	Factor generalizado de profesión, P es su valor medio.
P	Fuerza axial.
P_f	Probabilidad de falla.
Q	Efecto de carga generalizado; Q es su valor medio.
q	Factor de forma.
R	Resistencia generalizada; R y R_n son sus valores medios y nominales.
R	Factor de sistema.
S	Factor de suelo.
S	Módulo elástico de sección
S_v	Factor espectral de amplificación.
T	Tiempo.
V	Coefficiente de variación.
V	Velocidad del Viento.
W	Peso de una estructura.
X	Parámetro generalizado.
Z	Factor de zona.
Z	Módulo plástico de sección.
α	Coseno director.
β	Indice de Confiabilidad.
γ	Factor de Carga.
λ	Parámetro de esbeltez.
ϕ	Factor de Resistencia.
σ	Desviación típica.

σ_{cr} **Esfuerzo crítico.**

σ_u **Esfuerzo de tracción.**

DEFINICIONES

AREA DE INFLUENCIA:Area sobre la cual un efecto de carga tiene una función de influencia que es significativamente diferente de cero. Para columnas es cuatro veces el Area Tributaria, para vigas dos veces y para losas es equivalente a la misma.

CALIBRACION:Proceso de ajuste de parámetros por el cual una nueva Norma proporciona aproximadamente la misma Confiabilidad que existe bajo la Norma en vigencia.

CARGA MAXIMA:La máxima carga que actúa en una estructura en un periodo de referencia predeterminado, en este estudio dicho periodo, llamado también vida útil, se asume de 50 años.

CARGA MUERTA:Carga causada por el peso propio de una estructura y por aquellos elementos que están presentes en ella en forma permanente.

CARGAS AMBIENTALES:Cargas que afectan a una estructura causadas por el Viento, Nieve, Sismo y Temperatura.

CARGA ARBITRARIA EN EL TIEMPO:Carga presente en una estructura en cualquier instante de tiempo.

COEFICIENTE DE VARIACION:La relación que se obtiene de dividir la Desviación Típica entre el Valor Medio de una Variable Aleatoria.

COMBINACION DE CARGAS:Cargas que pueden estar solicitando una estructura en forma simultanea.

CONFIABILIDAD:Ver Probabilidad de Supervivencia.

DISEÑO A ESTADOS LIMITES:Un método de diseño que busca proveer seguridad contra el evento de que una estructura o un elemento de ella devengan en inoperantes para el uso para el cual han sido diseñados.

DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES:Un método de diseño que busca que las estructuras bajo las cargas usuales que las solicitan, se comporten de tal modo que el esfuerzo actuante, en el rango elástico de las propiedades del material, se encuentra por debajo de un valor predeterminado.

DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA:Un método de diseño que usa Factores de Carga y de Resistencia en su formulación de las Ecuaciones de Diseño.

DISEÑO PROBABILISTICO:Un método de diseño que usa en forma explícita la Teoría de Probabilidades en el proceso de proveer seguridad a una estructura.

DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD:Una ley matemática que describe la probabilidad de que una variable aleatoria asuma ciertos valores; puede ser una función de densidad de probabilidad o una función acumulativa de probabilidad.

EFFECTO DE CARGA:La fuerza que solicita un elemento de una estructura (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexor, momento torsor), causada por una carga.

EFFECTO DE CARGA NOMINAL:Efecto de Carga calculado usando valores nominales de las cargas, la carga nominal es definida con frecuencia en relación a un nivel de probabilidad, por ejemplo periodos medios de retomo de 50 años en la velocidad del viento son usados para definir la Carga de Viento.

ESTADOS LIMITE:Criterios que al ser excedidos en una estructura o un elemento estructural se considera que dejan de ser útiles para el uso práctico (Estados Límites de Servicio) o devienen en inseguros (Estado Límite Ultimo).

FACTORES DE CARGA:Un factor por el cual una Carga Nominal es multiplicada, antes de obtenerse los efectos de carga, para tomar en cuenta las incertidumbres en la determinación de dichos efectos.

FACTOR DE RESISTENCIA:Factor por el cual una Resistencia Nominal es multiplicada para tomar en cuenta las incertidumbres inherentes en su determinación.

FACTOR DE SEGURIDAD:Factor por el cual una fuerza o un esfuerzo relacionados a un cierto Estado Límite , es dividido para obtener un valor permisible.

FALLA:Una condición tal en la que un Estado Límite es alcanzado, puede o no involucrar colapso o consecuencias catastróficas.

INDICE DE CONFIABILIDAD:Un valor calculado que define la Confiabilidad relativa en una estructura o elemento estructural.

INDICE DE CONFIABILIDAD OBJETIVO:Nivel de seguridad deseado en un Método de Diseño.

METODOS DE PRIMER ORDEN Y DOS MOMENTOS:Método que implica (1) linearizar una función de Estado Límite a través de una expansión en series de Taylor en algún punto determinado tomando los términos necesarios para ser de primer orden y despreciando los términos superiores; (2) calcular una medida de Confiabilidad relativa, la cual es función solamente de los valores medios y coeficientes de variación (primer y segundo momento) de las variables aleatorias en vez de sus Distribuciones de Probabilidad.

PROBABILIDAD DE FALLA:La probabilidad de que un Estado Límite sea excedido.

PROBABILIDAD DE SUPERVIVENCIA:La probabilidad de que un Estado Límite no sea alcanzado.

RESISTENCIA:Máxima capacidad de soportar una carga, como se define en un Estado Límite.

RESISTENCIA NOMINAL:Resistencia calculada usando valores nominales de las propiedades del material y de las características de la sección, mediante una fórmula desarrollada en base a un modelo analítico o experimental que sea aceptable y que refleje el comportamiento en el Estado Límite en estudio.

PREFACIO

Los procedimientos de Diseño Estructural en nuestro país han seguido las Normas desarrolladas por otras sociedades más avanzadas que la nuestra. Los métodos de Análisis Estructural pueden ser comunes a todas las sociedades, pero esos Análisis se efectúan suponiendo unas Cargas actuantes que al ser aplicadas a una Estructura, modelada convenientemente, producen las acciones que se usan como base para el Diseño y dimensionamiento de los diversos elementos.

Cuando por falta de conocimiento, sobre las verdaderas Cargas actuantes y sus combinaciones, se es muy conservador en las reglas de Diseño, es la sociedad, en su conjunto, la que se perjudica. Es igualmente grave el no tener Normas que garanticen una mínima seguridad, que el tenerlas demasiado conservadoras o no adecuadas a la realidad de un país.

Las Normas de Diseño en nuestro medio, según lo establece el Reglamento Nacional de Construcciones, son en sí una copia más o menos fiel de las Normas de Diseño ANSI 1972. Para las estructuras metálicas se indica que se pueden seguir los criterios de diseño del AISC, lo cual era razonablemente correcto mientras se aplicaban los Métodos de Esfuerzos Permisibles o Diseño Plástico. A partir de 1986 el AISC ha cambiado la metodología de diseño, por una de Estados Límites, que es una mejora de lo que el ACI determinaba para su Norma 318 desde el año 1963, cuando introdujo los métodos de Resistencia Última.

Para el uso de las Normas LRFD del AISC o del AISI (tal vez muy pronto del ACI), es necesario determinar las Cargas en Función de unas ecuaciones de Estado Límite predefinidas, que involucran diversos factores de Carga; las Cargas Vivas son inherentes al género humano, las Cargas Muertas son similares en las distintas sociedades, para materiales similares. Sin embargo las cargas de Viento, Nieve y Sismo son exclusivas de cada entorno geográfico en el que se desarrolla una sociedad.

El presente trabajo tiene por objetivo determinar, en forma tentativa y en base a la información estadística existente, las Ecuaciones de Estado Límite y los Factores de Carga

requeridos que podrían ser usados en los Métodos de Diseño LRFD, tanto del AISC, como del AISI.

Podría ser conveniente que la Metodología que se ha usado para el desarrollo del presente trabajo, sea tomada en cuenta por las autoridades competentes para cuando se revise el Reglamento Nacional de Construcciones, siendo deseable que un solo conjunto de Factores de Carga proporcione un marco homogéneo para el desarrollo de procedimientos de diseño que sean económicos y seguros, además de comunes a los distintos materiales constructivos para uso estructural.

Capítulo 1:

LA TEORIA

DE LAS

VARIABLES ALEATORIAS

1.1. CONCEPTOS BASICOS

Se conoce como VARIABLE ALEATORIA, de un proceso probabilístico, al conjunto de valores numéricos que se pueden asignar a cada uno de los puntos del espacio muestral al mapearlos, uno a uno, sobre la recta de los números reales. El valor numérico asignado no se puede anticipar con certeza, sin antes realizar ensayos o experimentos y se le conoce como probabilidad de ocurrencia del evento asociado con el punto en cuestión.

Las Variables Aleatorias se pueden clasificar como DISCRETAS si el número de valores que pueden tomar es finito y CONTINUAS cuando los valores que pueden tomar son cualesquiera a lo largo de la recta de los números reales.

El comportamiento de una Variable Aleatoria se describe por medio de su ley de probabilidad, uno de los medios más comunes de expresar esto es por medio de su distribución de probabilidades.

Se define como FUNCION DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD la cuantificación de que al efectuar el mapeo del evento en la recta de los números reales, este caiga en un intervalo infinitesimal:

$$f_x(x) = P[x < X \leq x + dx]$$

debiéndose cumplir las siguientes condiciones:

$$f_x(x) \geq 0$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} f_x(x) dx = 1$$

Para permitir un manejo más simple del cálculo aleatorio, se define la FUNCION ACUMULATIVA DE PROBABILIDAD como la probabilidad de que la variable tome un valor menor o igual a un valor dado:

$$F_x(x) = \int_{-\infty}^x f_x(u) du$$

$$F_x(x) = P[x \leq X]$$

debiéndose cumplir las siguientes condiciones:

1. $0 \leq F_X(x) \leq 1$
2. $F_X(-\infty) = 0$
3. $F_X(\infty) = 1$
4. $F_X(x + \varepsilon) \geq F_X(x) \quad \forall \varepsilon > 0$

Cuando dos o más variables aleatorias se consideran en forma simultánea, su comportamiento conjunto se describe por su función de densidad:

$$f_{X,Y}(x, y) = P[(x < X \leq x + dx) \cap (y < Y \leq y + dy)]$$

mientras que su función acumulativa

$$F_{X,Y}(x, y) = \int_{-\infty}^x \int_{-\infty}^y f_{X,Y}(u, v) du dv$$

Si se evalúa la ley de probabilidad de una variable, cuando la otra variable ha tomado un valor determinado en su distribución conjunta, se llega a la **FUNCIÓN DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD CONDICIONAL** :

$$f_{X|Y}(x, y) = \frac{f_{X,Y}(x, y)}{f_Y(y)}$$

$$F_{X|Y}(x, y) = P[X < x | Y = y]$$

Si el valor que una variable toma no depende de que valor tiene la otra, se dice que dichas variables son **ESTADÍSTICAMENTE INDEPENDIENTES**, es decir:

$$f_{X|Y}(x, y) = f_X(x)$$

$$F_{X|Y}(x, y) = F_X(x) \cdot F_Y(y)$$

En la práctica, la independencia de las variables es supuesta por el usuario, cuando tiene elementos de juicio suficientes para suponer que las variables no están correlacionadas o que su correlación es muy pobre.

Como en muchos casos no se conoce a priori y tampoco es posible derivar en forma analítica una distribución dada, se recurre a unas cantidades clave, que proporcionan una información condensada de la distribución. Estos DESCRIPTORES PRINCIPALES reúnen en sí una gran cantidad de datos y en muchos casos son suficientes para llegar a resultados satisfactorios. A continuación sus definiciones:

1. MEDIA: describe la tendencia central de una variable aleatoria y se define:

$$E(X) = \int_{-\infty}^{\infty} x f_x(x) dx = U_x = m_x = X$$

2. VARIANZA: describe el grado de dispersión con respecto a la media y se define:

$$V(X) = \int_{-\infty}^{\infty} (x - E(x))^2 f_x(x) dx$$

3. DESVIACION TIPICA: expresa una medida de la dispersión y se define:

$$\sigma_x = \sqrt{V(x)}$$

4. COEFICIENTE DE VARIACION: cantidad adimensional que permite hacer comparaciones en el comportamiento de Variables Aleatorias, definiéndose del siguiente modo:

$$C_x = \frac{\sigma_x}{E(x)}$$

Más adelante se hará un uso extensivo de estos parámetros que han sido definidos anteriormente

1.2. DISTRIBUCIONES MAS COMUNES

A lo largo del tiempo los estudiosos han derivado una serie de distribuciones que modelan más o menos bien, algunos fenómenos naturales o artificiales, a continuación una breve descripción de las distribuciones más usuales, definiendo su campo de aplicación y especificando sus parámetros descriptores.

1.2.1. DISTRIBUCION BINOMIAL

Cuando se consideran eventos independientes, con una probabilidad de ocurrencia, p , constante y en una serie de observaciones consecutivas, puede decirse que la probabilidad de ocurrencia de un evento dado sigue una Distribución Binomial. Por definición es una Variable Aleatoria discreta:

$$P[X = x] = C_x^n \cdot p^x \cdot (1-p)^{n-x}$$

$$E(X) = n \cdot p$$

$$V(X) = n \cdot p \cdot (1-p)$$

1.2.2. DISTRIBUCION GEOMETRICA

El proceso representado por una Distribución Binomial se conoce también como una SECUENCIA BERNOULLI, si se está interesado en el evento definido como la primera ocurrencia del evento X , se tiene que la probabilidad de dicho evento (la primera ocurrencia) sigue una Distribución Geométrica:

$$P[X = x] = (1-p)^{x-1} \cdot p$$

$$E(X) = \frac{1}{p}$$

$$V(X) = \frac{(1-p)}{p^2}$$

En un problema de tiempo-espacio que pueda ser modelado como una Secuencia Bernoulli, el número de intervalos hasta la ocurrencia de un evento dado es llamado el

intervalo de primera ocurrencia; si los eventos son estadísticamente independientes, dicho intervalo es también el de ocurrencia entre eventos consecutivos, o sea es el intervalo de recurrencia de una Secuencia Bernoulli y sigue una Distribución Geométrica; se define como PERIODO DE RETORNO al intervalo de recurrencia promedio entre dos ocurrencias consecutivas: $T = 1/p$.

1.2.3. DISTRIBUCION BINOMIAL NEGATIVA

Esta distribución gobierna la probabilidad de ocurrencia del k-ésimo evento de una Secuencia Bernoulli:

$$P(X_k = x) = C_{k-1}^{x-1} \cdot (1-p)^{x-k} \cdot p^k$$

$$E(X_k) = \frac{k}{p}$$

$$k \cdot (1-p)$$

$$p^2$$

1.2.4. DISTRIBUCION POISSON

Un PROCESO ESTOCASTICO, es una función de Variable Aleatoria, generalmente dependiente del tiempo. Sea el proceso $X(t)$, cuyo valor en cualquier instante es el número aleatorio de incidentes o eventos ocurridos desde el instante $t = 0$, si cumple con tener las siguientes características, se le llama Proceso Poisson:

- a) Es ESTACIONARIO, es decir que en un intervalo de tiempo dado, el evento tiene una probabilidad de ocurrencia constante.
- b) Es SINGULAR, significa que la probabilidad de que dos o más eventos ocurran simultáneamente en un mismo intervalo de tiempo es despreciable.
- c) Es INDEPENDIENTE, por lo que eventos distintos en intervalos distintos no están correlacionados.

La distribución Poisson controla la probabilidad de los eventos $X(t)$ en cualquier t , es decir, ocurriendo a lo largo de un eje continuo (tiempo) con un promedio de ocurrencia constante. Se usa a menudo en el estudio de problemas de tráfico, ocurrencia de tormentas, sobrecargas en estructuras, etc. y se define :

$$E(X) = V(X) = \gamma$$

1.2.4.1. DISTRIBUCION GAMMA

La primera ocurrencia de un evento en un Proceso Poisson sigue una Distribución Exponencial y la ocurrencia del k -ésimo evento sigue una Distribución Gamma. La función de Densidad de Probabilidad es la siguiente, esta distribución se usará extensamente para modelar las Cargas Vivas que están presentes en las estructuras convencionales, estando ligadas al periodo de vida útil que se aplique a cada sistema:

$$f_x(x) = \frac{\lambda(\lambda x)^{k-1} e^{-\lambda x}}{\Gamma(k)}$$

siendo sus descriptores principales:

$$m_x = \frac{1}{\lambda}$$

$$\sigma_x^2 = \frac{k}{\lambda^2}$$

1.2.5. DISTRIBUCION NORMAL

Esta distribución y las que siguen se originan como un límite de las distribuciones precedentes, sean por causas aditivas, multiplicativas o por tener solamente importancia en sus extremos (máximos o mínimos).

Cuando una serie de eventos se suman unos con otros, aun cuando sus distribuciones sean distintas, de acuerdo al Teorema del Límite Central, su efecto combinado sigue una Distribución Normal. Esta es una de las distribuciones más valiosas, usadas y útiles, sus campos de aplicación son muy vastos, dado que se puede representar con ella a cualquier fenómeno que se origine como una suma de diversas causas.

Su Función de Densidad de Probabilidad es la siguiente:

$$-\frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \text{Exp} \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - m_x}{\sigma_x} \right)^2 \right]$$

Que se define como:

$$N(m_x, \sigma_x)$$

Cuando a la distribución Normal se le efectúa una transformación de variable:

$$s = \frac{x - m_x}{\sigma_x}$$

$dx = \sigma_x ds$, se llega a:

$$f_s(s) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \text{Exp} \left(-\frac{s^2}{2} \right)$$

que se conoce como distribución Normal Típica, pues los nuevos parámetros son:

$$m_s = 0$$

$$\sigma_s = 1.0$$

Por su amplia aplicación, se define una notación especial de tal modo que se cumple:

$\Phi[\mathbf{s}] = F_s(\mathbf{s})$; distribución acumulativa de probabilidad.

$\phi(\mathbf{s}) = f_s(\mathbf{s})$; distribución de densidad de probabilidad.

1.2.6. DISTRIBUCION LOGNORMAL

Cuando un evento se forma a partir de la multiplicación de eventos con distintas distribuciones, se tiene que el Logaritmo Natural de la Variable sigue una Distribución Normal.

$$\frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta x} \text{Exp}\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right]$$

donde:

$$\lambda = E(\ln x)$$

$$\zeta = \sqrt{V(\ln x)}$$

y se puede demostrar, que:

$$\begin{aligned} E(x) &= \exp\left(\lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right) = m_x \\ \sigma_x &= m_x \sqrt{\exp(\zeta^2) - 1} \\ \lambda &= \ln m_x - \frac{1}{2}\zeta^2 \\ \zeta &= \sqrt{\ln(C_x^2 + 1)} \end{aligned}$$

Cuando la relación $\frac{\sigma_x}{m_x}$ no es muy grande, digamos es ≤ 0.30 se cumple lo siguiente:

$$\zeta \cong \frac{\sigma_x}{m_x} = C_x$$

1.2.7. DISTRIBUCIONES EXTREMAS

Cuando la distribución que sigue una variable es desconocida, pero solamente interesan los VALORES EXTREMOS que asume esa variable, se puede pasar por alto esa falta de información de tal modo que la distribución que siguen sus valores extremos, siempre estará representada por una de las siguientes:

Tipo I Máximos:

$$F_Y(y) = \text{Exp}[-e^{-a(y-u)}]$$

$$E(y) = u + \frac{E}{a}$$

$$\sigma_Y = \frac{\sqrt{6}}{a}$$

donde E es la constante de Euler.

Tipo II Máximos:

$$F_x = \text{Exp}\left[-\left(\frac{u}{x}\right)^k\right]$$

$$E(x) = u\Gamma\left(1 - \frac{1}{k}\right)$$

$$V(x) = u^2\left[\Gamma\left(1 - \frac{2}{k}\right) - \Gamma^2\left(1 - \frac{1}{k}\right)\right]$$

Las Distribuciones Extremas se usan para predecir las máximas cargas, máximas velocidades, mínimas resistencias, etc.

Lo presentado hasta el momento, ha tenido como finalidad servir de introducción a la teoría de Variables Aleatorias, para un tratamiento más formal se recomienda revisar las referencias.

BIBLIOGRAFIA

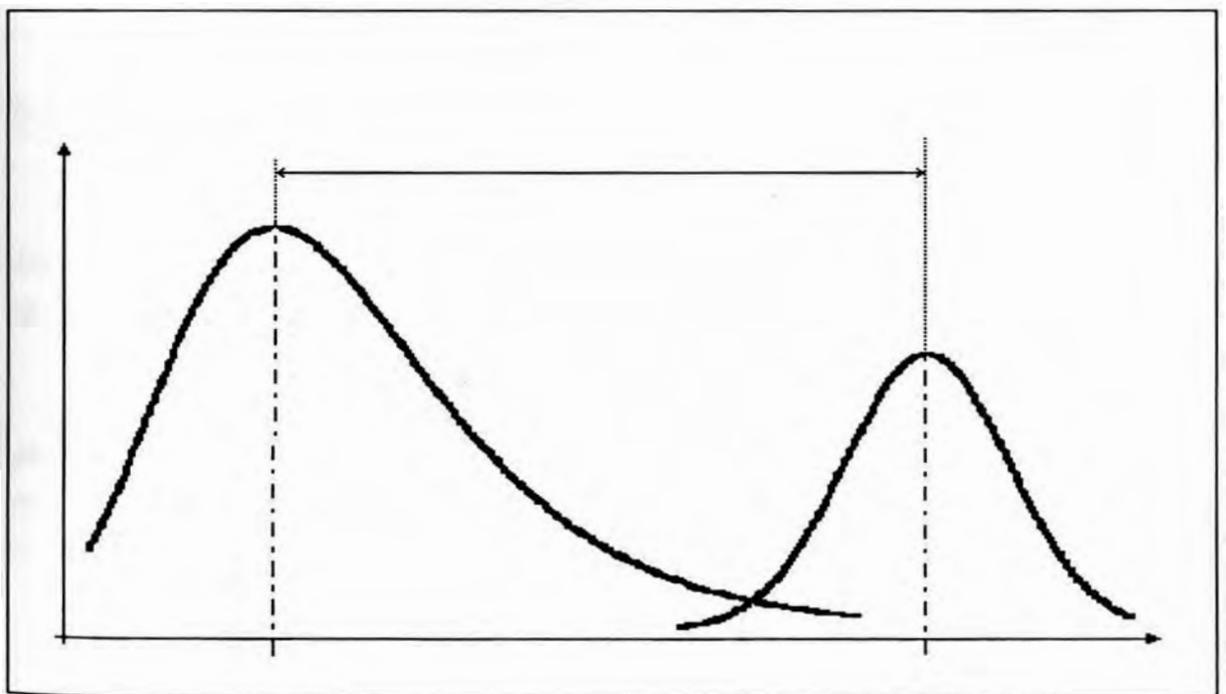
1. Ang, Alfredo H.S.;Tang Wilson H. "PROBABILITY CONCEPTS IN ENGINEERING PLANING AND DESIGN" .Vol. I. John Wiley and Sons, Inc. 1975.
2. Benjamin, J.R. ;Comell A.C. "PROBABILITY, STATISTICS AND DECISION FOR CIVIL ENGINEERS" Mac Graw - Hill 1975.

Capítulo 2:

LA

CONFIABILIDAD

ESTRUCTURAL



2.1. INTRODUCCION

El propósito de la disciplina enmarcada dentro del diseño estructural, consiste en el análisis y diseño de edificios, obras de Ingeniería Civil tales como presas, puentes, torres y otros tipos de estructuras. Tan pronto como se ingresa al campo del diseño estructural se enfrentan los conceptos de Seguridad y Economía.

En un primer instante los conceptos de Seguridad y Economía aparentemente se contraponen; el concepto de Economía está relacionado con el de costo o utilidades y se tiene, que a mayor Seguridad los costos aumentan o las utilidades disminuyen, por lo que, para permitir una comparación entre esos conceptos se debería expresar la Seguridad en términos económicos. La relación entre el Diseño Estructural y la Seguridad está basada en el principio fundamental de que debe existir un compromiso entre la Seguridad y la Economía, de tal modo que el Costo Generalizado sea un mínimo y al mismo tiempo los niveles de Seguridad sean satisfactorios. Es interesante observar como los procedimientos de diseño han evolucionado en los últimos tiempos sobre todo frente a un hecho concreto: no basta ser seguro sino se es también económico.

2.2. METODOLOGIAS DE DISEÑO

Las Metodologías de Diseño desde el punto de vista del procedimiento podrían clasificarse en Indirectas, Directas y Experimentales, según como se verifique el comportamiento y la seguridad del sistema.

En la metodología Indirecta la forma, dimensiones y materiales se eligen en una primera aproximación, se asumen las cargas y se verifica si el comportamiento estimado bajo las cargas supuestas es satisfactorio. El comportamiento puede ser definido por desplazamientos, deformaciones, esfuerzos, agrietamientos o roturas. La estructura se considera adecuadamente diseñada si el comportamiento final es compatible con el supuesto.

La metodología Directa consiste en determinar, por medios analíticos directos (mediante algoritmos adecuados) las dimensiones y materiales que cumplan con los requerimientos de comportamiento preestablecidos.

Por último el diseño estructural y sus características podría obtenerse a través de ensayo en prototipos, métodos experimentales o analogías de comportamiento, siendo todos estos catalogados como métodos Experimentales.

Las mayores diferencias que se presentan entre las metodologías son las siguientes: La forma de verificar el comportamiento, las Teorías usadas en la evaluación del comportamiento y la forma como se incorpora la seguridad o confiabilidad en el diseño.

Desde el punto de vista de la Seguridad en el diseño, los Métodos podrían clasificarse como siguen:

2.2.1. ESFUERZOS PERMISIBLES

Llamado también de Cargas de Servicio pues tradicionalmente se han basado, en que la seguridad existe si los esfuerzos que soporta la estructura en el rango elástico de su historia de carga no exceden a los esfuerzos permisibles de trabajo, determinados por las Normas de Diseño, que han sido prefijados a un porcentaje del esfuerzo de fluencia. En esta filosofía de diseño todas las cargas se supone que tienen la misma variabilidad y la ecuación de diseño se puede expresar del modo siguiente:

$$\frac{R_n}{FS} \geq \gamma \sum Q_i$$

donde R_n es la resistencia expresada como un esfuerzo de fluencia, FS es un factor de seguridad que tiene por objetivo disminuir el esfuerzo de fluencia y $\gamma \sum Q$ es la sumación de los esfuerzos actuantes causados por las distintas Cargas consideradas, afectadas por un factor de combinación de carga.

Las ventajas de este método son:

- Los diseñadores están familiarizados con él y es simple de aplicar, las fuerzas y momentos de cada carga se calculan y se suman, los resultados se multiplican por un factor de combinación de carga que se sitúa entre 1.00 y 0.66.

- Las estructuras se considera que se comportan adecuadamente, pues al mantener bajos los esfuerzos actuantes las deflexiones y vibraciones son menos críticas.

Sus desventajas son:

- Un conjunto dado de esfuerzos permisibles no garantiza un nivel constante de seguridad para todas las estructuras.
- El formato de diseño puede no estar en el lado de la seguridad en algunas ocasiones; específicamente cuando una, por ejemplo, Carga Muerta muy predecible y de baja variabilidad, balancea o reduce los efectos de una carga de Viento o Sismo que tienen una alta variabilidad.

En la actualidad si bien el AISC ha publicado la última edición de este método de diseño, la tendencia parece ser a que sea reemplazado por los métodos de Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

2.2.2. RESISTENCIA ULTIMA

En distintas Normas de Diseño las provisiones para la seguridad, están basadas en la Resistencia Ultima de las secciones críticas de los elementos que conforman una estructura (por ejemplo las normas ACI Standard 318) o las capacidades de carga de elementos o pórticos completos (sección 2 de las Especificaciones ASD del AISC). En ambos casos el diseño esta basado en cargas y resistencias factorizadas:

$$0.9R_n > 1.4D_n + 1.7L_n \quad \text{ACI 318}$$

$$1.0R_n \geq 1.7(D_n + L_n) \quad \text{AISC ASD}$$

Nótese que ambas expresiones siguen el formato LRFD.

En ambos casos los factores parciales aplicados, tienen por objeto tomar en cuenta la variación o falta de predicción de algunas de las variables de diseño, en un intento de hacer más uniforme los criterios de diseño.

Sin embargo la selección de los valores de los factores parecería que no ha seguido un análisis totalmente racional, sino mas bien de forma intuitiva y en base a criterios subjetivos, de tal modo que no existiría una consistencia en la forma en que los distintos códigos alcanzan el objetivo común de brindar seguridad en el diseño.

2.2.3. DISEÑO PROBABILISTICO A ESTADOS LIMITE

Cuando una estructura o elemento estructural deviene en inadecuada para el propósito para el cual ha sido diseñada, decimos que ha alcanzado un Estado Límite. Estos están clasificados en dos grandes grupos:

- Estado Límite Ultimo: Es cuando una estructura en su conjunto o alguno de sus elementos ha colapsado. Tal estado debería tener una probabilidad de ocurrencia muy baja ya que implica pérdida de vidas o importantes pérdidas económicas. Los Estados Límites más comunes son:
 - a) Pérdida del equilibrio de la estructura o sus componentes, como cuerpo rígido.
 - b) Pérdida de la capacidad portante de los elementos.
 - c) Colapso progresivo o pérdida de integridad estructural.
 - d) Deformaciones excesivas al punto de convertir la estructura en mecanismo.

- Estado Límite de Servicio: Está relacionado con el daño o interrupción en el funcionamiento o uso de una estructura, el daño o deterioro de la misma; como las pérdidas asociadas son menores sería posible tolerar una probabilidad de ocurrencia mayor que en el caso anterior. Para edificaciones los Estados Límites más comunes en esta categoría son los siguientes:
 - a) Deflexiones o rotaciones excesivas que afecten la apariencia, uso o instalaciones .
 - b) Daño local excesivo (fisuras, desprendimientos o fluencias).
 - c) Vibraciones excesivas.

El Diseño a Estados Límites es un proceso que implica los siguientes pasos:

- 1) Identificación de todos los modos de falla (Estados Límites).

- 2) Determinación de los niveles de seguridad aceptables para cada uno de los Estados Límites.
- 3) Diseño por el Profesional del Estado Límite que controla.

En este contexto el diseño a la Resistencia Última y el diseño LRFD son procedimientos de diseño al Estado Límite. Cuando los Factores de Carga o Resistencia, son evaluados por métodos probabilísticos para tomar en cuenta la estadística particular de las cargas y de la resistencia de los materiales y dar un nivel de seguridad constante, se dice que se está en un procedimiento de diseño probabilístico a Estados Límite.

Las principales ventajas de este método serían:

1. Una confiabilidad más consistente sería obtenida para las distintas situaciones de diseño, pues las diferentes fluctuaciones inherentes a la carga y a la resistencia son consideradas en forma explícita e independiente.
2. El nivel de confiabilidad podría ser seleccionado para reflejar las consecuencias de una falla.
3. Daría al diseñador un mejor conocimiento de los requerimientos estructurales y de la forma como estos requerimientos son alcanzados.
4. Simplificaría el proceso de diseño al propender a que las normas usen las mismas filosofías de diseño y al mismo tiempo el diseño para cada material considere sus peculiares características.
5. Sería una herramienta adecuada para ejercer el criterio profesional ante situaciones no contempladas, en las normas o de aplicación dudosa.
6. Proporcionaría una herramienta que permitiría ir actualizando las Normas de Diseño, conforme las investigaciones en la estadística de las cargas y los materiales vaya progresando.

2.3. HISTORIA DE LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Las decisiones en la ingeniería son tomadas en la presencia de incertidumbres provenientes de la aleatoriedad inherente a los parámetros de diseño, modelaje imperfecto y falta de experiencia. Sin embargo, es precisamente al tomar en cuenta estas incertidumbres y los riesgos potenciales provenientes de ellas que los márgenes de seguridad provistos por los distintos métodos de diseño son requeridos. Mientras que los parámetros que gobiernan la carga y la resistencia de una estructura no son determinísticos, por desgracia tampoco poseen una regularidad estadística, esto sugiere que la Teoría de Probabilidades podría ser usada para proporcionar un marco de desarrollo, de tal modo que se proveerían límites aceptables de comportamiento a través del diseño estructural.

Los métodos de diseño basados en los Esfuerzos Permisibles, han sido los de uso generalizado en la primera mitad del presente siglo. Los mismos en sí no tienen reglas claras que definan cuan permisible es un esfuerzo, los valores son adoptados en forma arbitraria, escogidos en función de las propiedades mecánicas del material en cuestión, por ello es fácil deducir que la seguridad en los diseños no era uniforme y normalmente era muy conservadora.

Conforme se fueron implementando ensayos que permitían observar los comportamientos de los especímenes y coleccionar información de los mismos, se hizo evidente que se era muy conservador en los valores (en los últimos sesenta años el esfuerzo permisible para el acero se ha casi duplicado según la referencia [7]) y que existía una dispersión en los resultados, por lo que la necesidad de un enfoque probabilístico del asunto se hizo evidente.

De acuerdo a MOE [20] los primeros intentos por introducir conceptos estadísticos en la seguridad estructural, se deben a M. Mayer en 1926. Sin embargo fué sólo durante la década del cincuenta que el problema fué cobrando fuerza y los diseñadores tomando conciencia.

En las publicaciones científicas de hace unos cincuenta años, se hicieron algunos intentos por definir las reglas para evaluar la Confiabilidad y computar algunos valores . PROT y LEVI en varias publicaciones entre 1936 y 1953 empezaron a diferenciar entre los esfuerzos debidos a las cargas y sus respectivas distribuciones, con respecto a los esfuerzos de rotura del material.

WIERZBICKY en una publicación de 1939 proponía que las probabilidades de falla en las obras de Ingeniería Civil debían ser comparables con las de otras actividades del conocimiento humano.

KELLMAN y WASTLUND entre 1940 y 1945 defienden el criterio de un tratamiento probabilístico de los factores de seguridad.

FREUDENTHAL ha publicado numerosos tratados, a partir de 1945, acerca de los métodos probabilísticos en el diseño estructural, dando lugar a la llamada CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL, inclusive fundó un instituto en la Universidad de Columbia.

En 1948 varios estudios fueron presentados al II Congreso de la Asociación Internacional de Puentes e Ingeniería. VASCO COSTA defendía la necesidad de limitar el diseño en función de la probabilidad de falla y la economía.

A mediados de la década del cuarenta TORROJA y PAEZ [8] toman en cuenta el aspecto estadístico de las cargas, resistencias, diseño y propiedades del material. ARNE JOHNSON en el año 1959 realiza trabajos en las distribuciones de las cargas usando básicamente distribuciones lognormales.

Pasado 1960, prácticamente toda la investigación se realiza en USA; siendo los investigadores más conocidos FREUDENTHAL y SHINOZUKA en la Universidad de Columbia, BENJAMIN en la Universidad de Stanford, CORNELL en el MIT, ANG en la Universidad de Illinois y J.P.YAO en la Universidad de Purdue. Las diferentes tendencias de estos científicos las exponemos a continuación de manera referencial.

FREUDENTHAL y sus colaboradores sostienen, que las cargas están representadas por distribuciones extremas y las resistencias por distribuciones lognormales.

BENJAMIN se basa en el teorema de Bayes y la Teoría de Decisiones, para crear una teoría en la que el objetivo es determinar el sistema estructural más adecuado.

CORNELL hace uso de los métodos de dos momentos para definir las distribuciones resultantes de los efectos de carga. Trabaja con las colas de las distribuciones y usa de preferencia distribuciones exponenciales.

ANG enfoca a los factores de seguridad como compuestos de dos partes; una, calculada por los procedimientos estadísticos usuales y otro que depende de los criterios del diseñador.

YAO analiza los factores de seguridad para efectos sísmicos, introduciendo conceptos de fatiga de baja frecuencia.

La tendencia actual parece estar representada por GALAMBOS y RAVINDRA, [23], quienes por encargo del AISI y del AISC han preparado un código LRFD (Load and Resistance Factor Design) que entró en vigencia en el año 1986 para el diseño por "rotura" en acero, en paralelo con los códigos ASD (Allowable Stress Design) que han venido siendo usados para el diseño en acero en los últimos años.

Como se percibe la tendencia no sería incluir el diseño probabilístico en la rutina de la oficina, sino modificar las Normas de Diseño. Se debe también hacer hincapié en que los diseños LRFD dan estructuras más económicas que las ASD.

2.4. CONCEPTOS BASICOS EN LA CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

En el resumen de la historia de la Confiabilidad Estructural, se hizo uso de una serie de términos que es conveniente definir explícitamente.

Desde el instante en que se tiene conciencia que en los diseños las fuentes de datos son aproximadas, está latente una INCERTIDUMBRE, que es el concepto por el cual se tiene presente el hecho de que se ignora cual es la frecuencia de ocurrencia de un evento, sea por que no se tiene suficiente historia de él o porque no se puede precisar un modelo que permita simular su ocurrencia.

Toda incertidumbre implica un RIESGO, que es la medida de la incertidumbre asociada a una pérdida o daño producido por la ocurrencia de un evento; la unidad de medida del riesgo es la probabilidad de ocurrencia de ese evento.

Para poder evaluar el riesgo es necesario efectuar una serie de simplificaciones, si se supone que lo que interesa principalmente es un proceso comparativo, se puede llevar las

restricciones del rigor matemático a un mínimo.

La relación pseudo-racional con la realidad, de cualquier procedimiento simplificado, es la CALIBRACION, que consiste en comparar los nuevos procedimientos, con las metodologías vigentes y encontrar qué niveles de riesgo producen los mismos resultados que los actuales Métodos de Diseño.

Las simplificaciones dependen básicamente de las características de las cargas a que el sistema se halla expuesto; así puede adoptarse la siguiente clasificación:

- a) Sistemas en los que la carga de operación es muy similar a la carga de falla esperada y difieren solamente en la intensidad de la aplicación, tales como barcos, aviones, presas, etc.
- b) Sistemas en los que la carga de operación y las de falla difieren notablemente; caso típico de las edificaciones.

En el caso de sistemas del primer tipo, es conveniente evaluar el riesgo (probabilidad de falla verdadera) y en los del segundo es suficiente tener una metodología comparativa, para establecer niveles relativos de CONFIABILIDAD, usando la calibración.

Confiabilidad es la probabilidad de que un sistema se comporte de tal modo que cumpla las funciones para las cuales ha sido concebido. Como la información usada en su concepción posee incertidumbres, se concluye que no existe la confiabilidad absoluta; en sistemas tipo (a) la confiabilidad casi coincide con la probabilidad real, absoluta, de supervivencia; en los del tipo (b) una vez que se han hecho las simplificaciones adecuadas, provee niveles similares de SEGURIDAD.

El concepto de seguridad no coincide con el de confiabilidad; una estructura puede ser segura y tener algunos elementos que han fallado (no han sido confiables). El concepto de seguridad está asociado con el riesgo de daños a los ocupantes humanos, es subjetivo y no evaluable matemáticamente.

El marco conceptual de la Confiabilidad Estructural y el Diseño Probabilístico proviene de la Teoría clásica de Confiabilidad Estructural, desarrollada por Freudenthal, Ang, Comell y otros [3], [4], [11], [12]. Las cargas y la resistencia se asumen como variables aleatorias y se

supone que la información estadística necesaria para describir sus leyes de probabilidad es conocida.

Primeramente se deriva un modelo matemático que relacione las variables de la carga y la resistencia en el Estado Límite de interés. La expresión de este Estado Límite se puede representar a través de una función de rendimiento o función de estado:

$$g(\mathbf{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

donde $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ es un vector de las variables básicas (de diseño) del sistema y la función $g(\mathbf{X})$ determina el rendimiento o estado del sistema. De acuerdo a lo anteriormente expresado, el rendimiento límite puede ser definido como $g(\mathbf{X}) = 0$, que viene a ser el Estado Límite del sistema.

Por consiguiente, se tiene que:

$[g(\mathbf{X}) > 0]$ = al "Estado Seguro"

$[g(\mathbf{X}) < 0]$ = al "Estado de Falla"

Geoméricamente, la ecuación de Estado Límite, $g(\mathbf{X}) = 0$, es una superficie n-dimensional, llamada la "Superficie de Falla", un lado de esta superficie es el Estado Seguro, donde el sistema está cumpliendo con sus requerimientos y el otro lado es el Estado de Falla, donde el sistema no cumple con sus requerimientos. La "Falla", definida de un modo genérico relacionada con cualquier Estado Límite no implica necesariamente colapso o cualquier otro evento catastrófico, sino simplemente que el sistema no cumplió con los requerimientos para los que estuvo concebido.

Si la función de densidad de probabilidad conjunta de las variables de diseño X_1, X_2, \dots, X_n , es $f_{X_1, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n)$, la probabilidad de supervivencia o de que ocurra el "Estado Seguro" es:

$$P_s = \int \dots \int_{\{g(\mathbf{x}) > 0\}} f_{X_1, \dots, X_n}(x_1, \dots, x_n) dx_1 \dots dx_n$$

que por brevedad puede ser escrita del siguiente modo:

$$p_s = \int_{g(\mathbf{x}) > 0} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x}$$

La ecuación anterior es simplemente la integral volumétrica de $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ sobre la región "segura" $g(\mathbf{X}) > 0$, por consiguiente la probabilidad de falla viene dada por:

$$p_F = \int_{g(\mathbf{x}) < 0} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x}$$

En las aplicaciones iniciales de este concepto a los problemas de Confiabilidad Estructural el Estado Límite se consideraba que sólo tenía dos variables; una resistencia R y un efecto de carga Q , dimensionalmente consistente con la resistencia y que era ocasionado por la carga S . El evento de falla en este caso era $R - Q < 0$, una representación esquemática [10], de este estado, se ve en la figura 2.0; en adelante se representa a la carga indistintamente por el valor de S ó Q , siempre y cuando sea dimensionalmente compatible con R .

Cuando una Carga $S(t)$ es soportada por la Resistencia de la estructura, R , expresada como una variable aleatoria por su función de probabilidad $F_R(R, t)$; esta resistencia se puede definir de varios modos. La relación, en cualquier instante del tiempo expresada por: $M = R - Q$ representa el factor de seguridad de la estructura en ese momento particular y es también una variable aleatoria con distribución $F_M(m, t)$, de tal modo que la falla puede ser definida como la primera ocurrencia del evento ($Q \geq R$) y su probabilidad de ocurrencia P_f por $P[Q \geq R] = P[M \leq 0]$. Si la dependencia de $S(t)$ con respecto al tiempo puede despreciarse y S y R son estadísticamente independientes puede afirmarse que:

$$p_F = \int F_R(x) f_Q(x) dx = P[R < Q]$$

La anterior relación expresada en palabras (ver fig. 2.1) significa que suponiendo que la Carga pueda tomar infinitos valores, la Probabilidad de Falla se calcula como la sumatoria de las probabilidades de que la Carga sea mayor o igual que la Resistencia, multiplicada por la probabilidad de que la Carga tome dicho Valor:

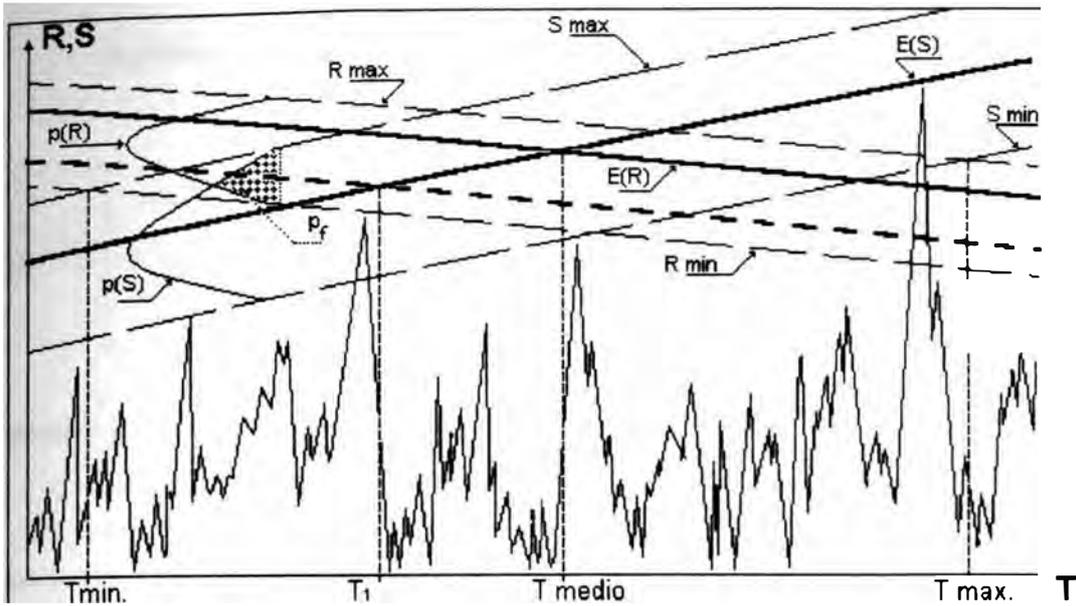
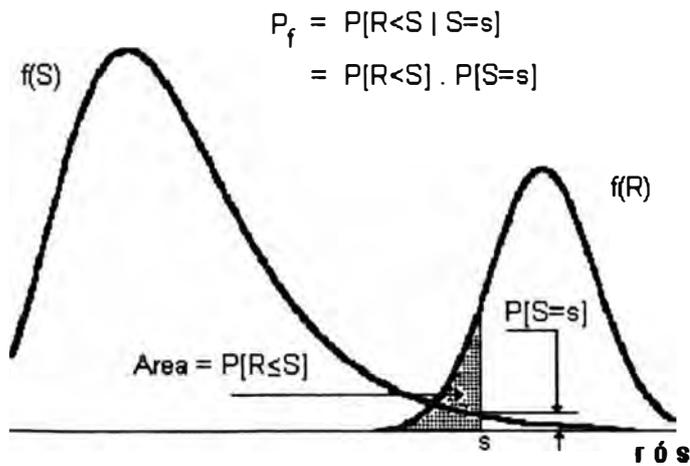


Fig. 2.0 Representación de la Confiabilidad Estructural.

Fig. 2.1 La Probabilidad de Falla.



Si R y Q siguen una distribución Normal, por ejemplo, entonces :

$$p_F = \Phi \left[- \frac{U_R - U_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \right]$$

Mientras que si R y Q siguen ambas una distribución lognormal, entonces, se tiene:

$$p_F = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{U_R}{U_Q} \right)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \right]$$

siempre y cuando se cumpla que: V_R y $V_Q < 0.30$

Ahora que se tiene definida una expresión para la Probabilidad de Falla, es conveniente ver sus limitaciones. En la práctica la información y los datos que se tienen de las distribuciones de R y S hacen que éstas no sean conocidas a priori, por lo que es costumbre asimilarlas a ciertas distribuciones conocidas; los valores medios y las varianzas de las distribuciones supuestas son estimadas a partir de datos que generalmente son insuficientes, además las relaciones funcionales no son totalmente correctas, por lo que sería aceptable trabajar con aproximaciones hasta el segundo momento de las variables [1].

Al ir generalizando el problema se debería tomar en cuenta algunos aspectos importantes: Tanto la Carga como la Resistencia son función del tiempo, a su vez si la carga actúa no por una sola vez sino cíclicamente lleva a problemas de carga repetida; si la Resistencia se va deteriorando con cada aplicación de la Carga se enfrentan problemas de fatiga; cuando las Cargas que se aplican no son de la misma naturaleza se debe tener en cuenta la combinación de Cargas y por último todos los criterios mencionados se pueden aplicar a una estructura en su conjunto o a cada uno de sus elementos.

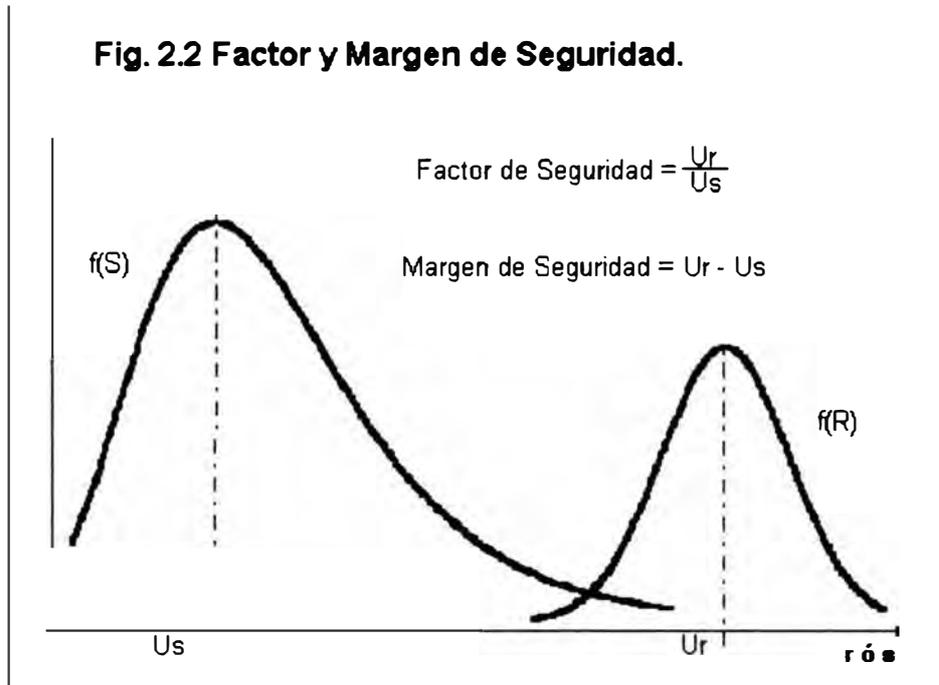
Antes de proceder a estudiar la sensibilidad de la Probabilidad de Falla con respecto de las distribuciones de R y S se define al Factor Central de Seguridad, [20], $Z_0 = U_R \div U_S$ como la relación que existe entre los valores medios de la Resistencia y de la Carga; mientras que Margen de Seguridad: $U_R - U_S$ es la diferencia que existe entre el valor medio de la Resistencia y el valor medio de la Carga. Se define también al Índice de Confiabilidad ó Índice de Seguridad como:

$$\beta = \frac{U_M}{\sigma_M}$$

por lo que se cumple que:

$$p_s = \Phi(\beta)$$

$$p_F = 1 - \Phi(\beta)$$

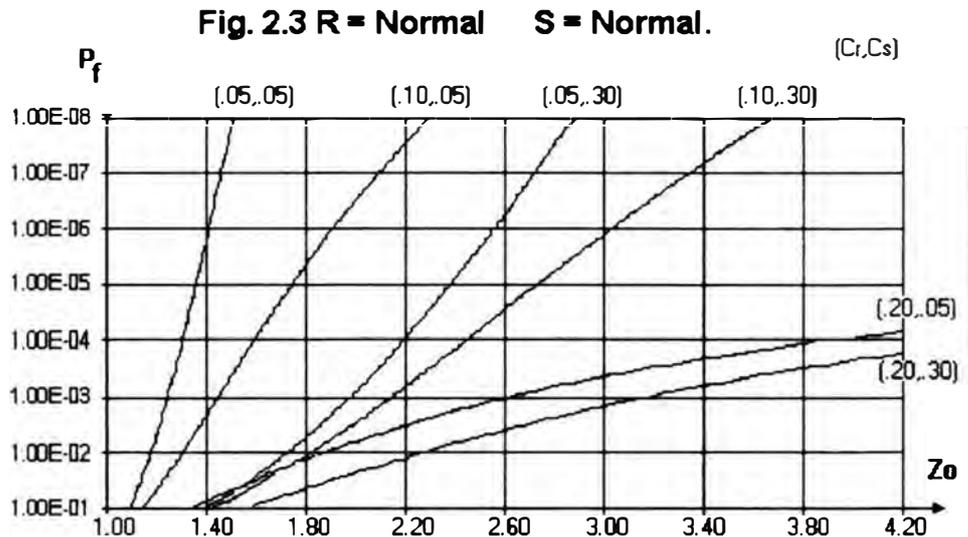


En la Fig. 2.3 se representa la evaluación de la Probabilidad de Falla cuando tanto la Carga como la Resistencia siguen una distribución normal.

De acuerdo a la referencia [7] se estima que una resistencia normal corresponde a un comportamiento dúctil, ideal para representar al acero, mientras que una carga normal puede asociarse con la carga permanente que actúa en una edificación. Se ve que para valores de C_R pequeños, la P_f es sensible a las variaciones de Z_0 , así un incremento de C_S significa un gran incremento en Z_0 . Conforme C_R va incrementándose la sensibilidad va disminuyendo, llegando al extremo de que para valores altos de C_R (mayores a 0.15) la Probabilidad de falla se vuelve casi asintótica a 10^{-4} .

Hay que recordar que bajos C_R pueden asociarse con un control de calidad bastante exigente, mientras que mayores valores indican mayor incertidumbre en la calidad del material

o en la calidad de la fabricación, pues la teoría de la Resistencia de Materiales es conocida con suficiente aproximación; similarmente altos valores de C_S indican que la capacidad de predecir la carga es muy pobre, sea por falta de datos o porque en sí el modelo matemático no es satisfactorio.

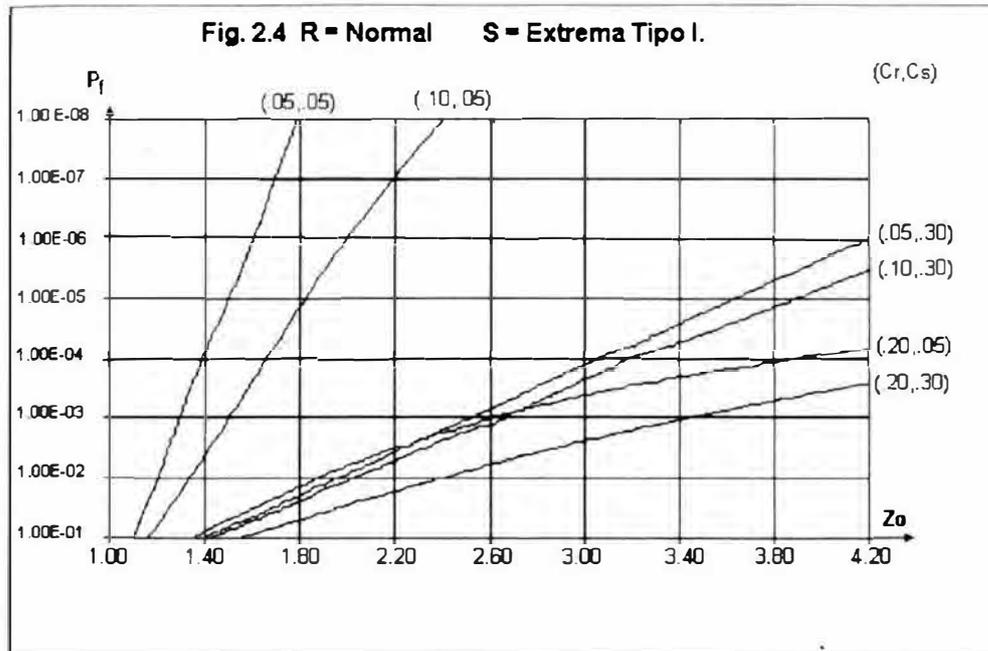


Debido a que las cargas extremas se usan principalmente para representar cargas esporádicas y de difícil pronóstico, se asimilan mayormente para vientos extremos, sismos, explosiones, etc.

Para los casos de un control de calidad pobre, la P_f se vuelve asintótica a un valor de 10^{-4} , tal como ocurría en el caso anterior. En la Fig. 2.4 se ven las curvas que grafican lo mencionado anteriormente:

Cuando se compara una Resistencia normal, con una Carga extrema tipo I, lo primero que se observa es que para pequeños valores de C_R una variación fuerte en C_S no representa un cambio importante en P_f , ocurriendo algo similar conforme se van incrementando los valores de C_R y C_S .

También es evidente de la Fig. 2.4 que cuando C_S se incrementa, mayores incrementos en Z_0 no implican un incremento sustancial de la seguridad del sistema, sino que solamente para pequeños valores de C_S y C_R la P_f es sensible a Z_0 .



Evidentemente las distribuciones de tipo extremo, para coeficientes de variación altos son menos sensibles a Z_0 que las distribuciones normales.

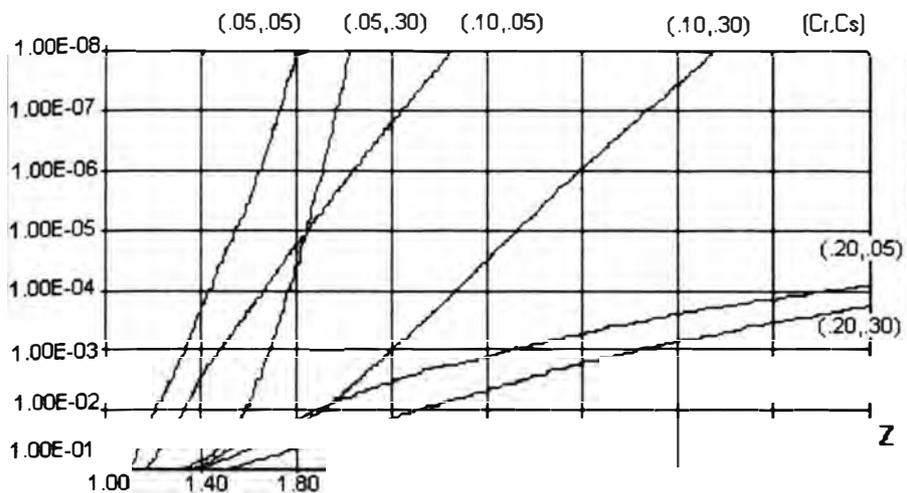
Esto se debe tener en cuenta cuando se considere las combinaciones de cargas, pues un incremento en el factor de seguridad no necesariamente redundará en forma proporcional en la confiabilidad del sistema.

Cuando se compara una Resistencia normal con una Carga extrema tipo II se observa que las Probabilidades de falla son muy altas para pequeños valores de Z_0 , lo que indica una gran sensibilidad de la P_f con respecto a valores pequeños de C_R y C_S .

Para valores intermedios de C_R se observa que Z_0 es sensible a las variaciones de C_S , mientras que (en la fig. 2.5) para valores mayores de C_S , se tiene que Z_0 es poco sensible a cambios en C_S .

Se asume tácitamente que todas las incertidumbres en el diseño están contenidas en la distribución conjunta de densidad de probabilidad de f_x y que ésta es conocida.

Fig. 2.5 R=Normal S=Extrema Tipo II



La verdad es que en el análisis de Confiabilidad Estructural las distribuciones de probabilidad no se conocen, por la escasez en la información estadística. De hecho es muy difícil poder determinar las funciones de Densidad de Probabilidad de las variables aisladas, mucho peor aún de su distribución conjunta. Lo que en algunos casos se conoce, son los dos primeros momentos, es decir media y varianza, con cierto grado de confiabilidad. Incluso en aquellas circunstancias donde la información estadística podría ser suficiente para definir las distribuciones marginales de las distintas variables, sería sencillamente poco práctico el estar evaluando numéricamente la integral múltiple que define la probabilidad de falla.

Como puede encontrarse en las referencias [4],[8] y [23] es dadas las características antes mencionadas que para efectos de Códigos de Diseño el uso de Distribuciones Normales o Lognormales sería buena aproximación con fines de Calibración y de establecer medidas similares de seguridad.

2.5. FORMULACION DE DOS MOMENTOS Y PRIMER ORDEN

Las dificultades mencionadas anteriormente han propiciado que para el análisis de la Confiabilidad Estructural, se desarrollen métodos formulados en base a los dos primeros momentos y con una aproximación de primer orden; llamados así por la forma como caracterizan la incertidumbre de las variables aleatorias y a la aproximación lineal que se

ejecuta en el análisis de la Confiabilidad. En principio, las variables aleatorias son modeladas solamente por su primer y segundo momento (valor medio y desviación típica); mientras que aún cuando en principio cualquier formulación continua de la ecuación del Estado Límite es posible, deben ser aproximadas linealmente en un punto determinado con el propósito de efectuar el análisis.

Si se expande la función de Estado Límite $g(\mathbf{X})$ en series de Taylor en el punto \mathbf{x}^* , que es el llamado punto de linearización, esto es:

$$z \approx g(X_1, X_2, \dots, X_n) = g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{i=1}^n (X_i - x_i^*) \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_* + \dots$$

despreciando los siguientes términos de la serie hemos conseguido expresar la ecuación del Estado Límite en el punto de linearización y podemos llevar adelante el análisis de la Confiabilidad [6]. Como debemos notar la selección del punto de expansión es fundamental para la certeza de los resultados.

2.5.1. METODOS DEL VALOR MEDIO

En los primeros desarrollos de la Confiabilidad Estructural [2], [11], el punto \mathbf{x}^* fue escogido de tal modo que se usaban los valores medios de las distintas variables (X_1, X_2, \dots, X_n) ; asumiendo que las variables no están correlacionadas estadísticamente, el valor medio y la desviación típica de z son aproximadamente, [1] del Cap. 1:

$$\bar{z} \approx g(\bar{X}_1, \bar{X}_2, \dots, \bar{X}_n)$$

$$\sigma_z \approx \sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right)_{\bar{X}_i}^2 \sigma_{X_i}^2}$$

Las anteriores expresiones son exactas si $g(\)$ es lineal y las variables no están correlacionadas, mientras que la magnitud de la aproximación lineal es función de los coeficientes de variación de las variables cuando la ecuación de Estado Límite es no lineal.

El Índice de Confiabilidad o de Seguridad β se define del siguiente modo:

$$\beta = \frac{\bar{z}}{\sigma_z}$$

En el anterior desarrollo, ninguna mención se ha hecho sobre las leyes de las distribuciones de probabilidad; el índice β depende solamente de la tendencia central (\bar{z}) y la dispersión (σ_z) en la función de Estado Límite. Sin embargo debe tenerse en cuenta que cuando las leyes que gobiernan las variables son conocidas, existe definitivamente una relación entre la probabilidad de falla P_f y β . Al tener por ejemplo el caso de dos variables $Z = g(R, Q) = 0$ para el caso $Z = R - Q$.

Si R y Q son normales se tiene que como $U_{R-Q} = U_R - U_Q$ y $\sigma_{R-Q} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}$ la expresión para β es:

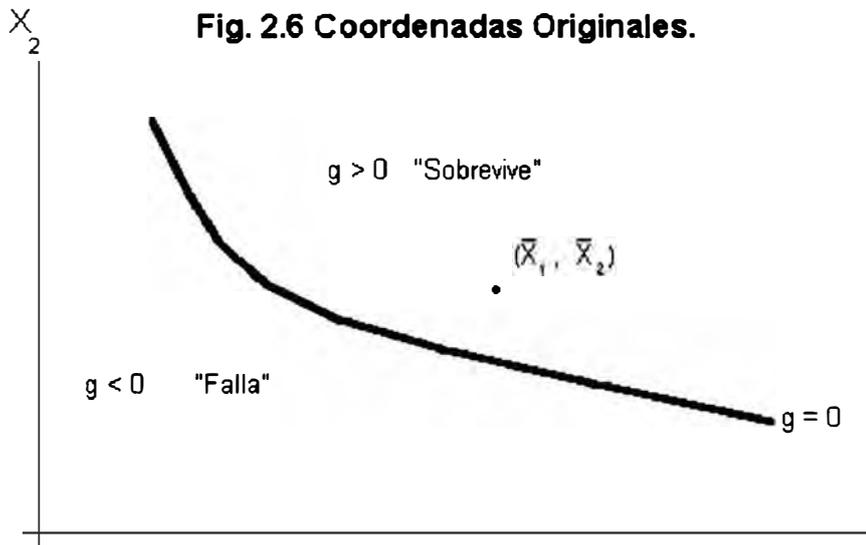
$$\beta = \frac{R - Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} = \Phi^{-1}(1 - P_f)$$

Aún cuando las leyes de probabilidad no puedan ser determinadas exactamente, el Índice de Confiabilidad sigue siendo una medida comparativa, muy útil, de la confiabilidad y puede servir para evaluar la seguridad relativa de varias alternativas de diseño, bajo el supuesto que los dos primeros momentos de la estadística se han manejado en forma consistente. En tales casos la probabilidad de falla calculada es conocida como la "Probabilidad Referencial de Falla", [6], indicándose de este modo que a lo sumo debe interpretarse de un modo comparativo en vez del modo clásico de relación de frecuencias.

2.5.2. METODOS AVANZADOS

El método del valor medio tiene serias limitaciones cuando la función es linealizada en los valores medios de las X-variables y $g(\cdot)$ es no lineal. Errores muy significativos pueden introducirse al despreciar los términos superiores de la expansión en series de Taylor, asimismo cuando la estabilidad estructural es de importancia en los Estados Límites

considerados (como el caso de fuerzas que se contrarrestan) se presentan problemas de convergencia, pues los resultados dependen de la forma como se plantee la ecuación al Estado Límite. Estos inconvenientes pueden ser superados si la expansión se efectúa en algún punto sobre la superficie de falla. Esto es porque $g ()$ y sus derivadas parciales son independientes de como el problema es formulado sólo en la superficie $g() = 0$.

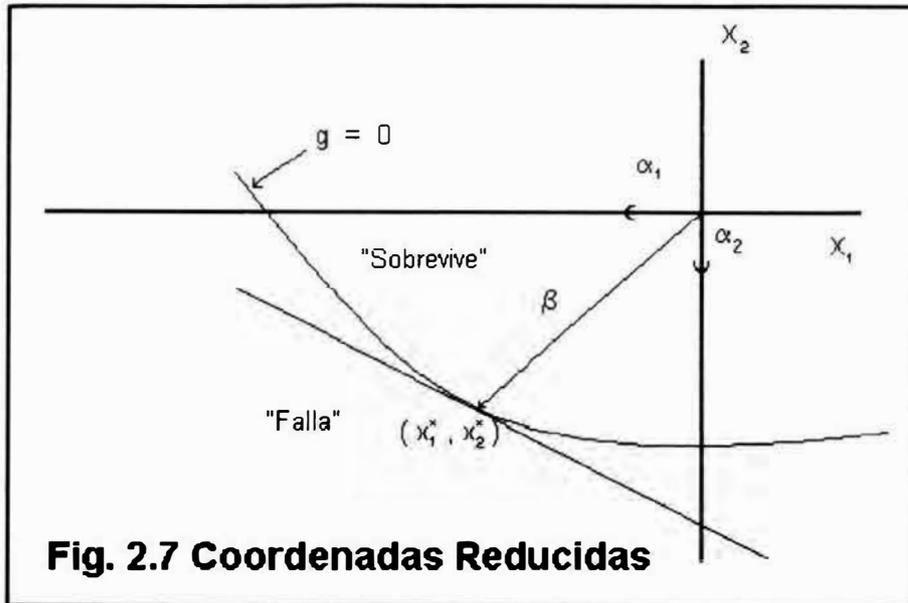


El procedimiento de selección es el siguiente: Con la ecuación de Estado Límite y sus variables definidas se hace primero una transformación de variables de tal manera que las X_i sean reemplazadas con unas variables reducidas con valor medio cero y varianza uno, mediante el siguiente algoritmo:

$$x_i = \frac{X_i - \bar{X}_i}{\sigma_i}$$

En el espacio de coordenadas reducidas x_i , el Estado Límite es:

$$g_1 = (x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$$



Definimos ahora al índice β como la distancia más corta entre la superficie de falla $g_1 = 0$ y el origen de las coordenadas reducidas, siendo además los cosenos directores que determinan al Índice los valores α_i . El punto $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ sobre $g_1 = 0$ que corresponde a esta distancia más corta, es conocido como el punto de diseño y puede ser determinado resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones:

$$1.- \alpha_i = \frac{\frac{\partial g_1}{\partial x_i}}{\sum \left(\frac{\partial g_1}{\partial x_i} \right)^2}$$

$$2.- x_i^* = -\alpha_i \beta$$

$$3.- g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$$

Se debe seleccionar los cosenos directores que minimizan el Índice de Confiabilidad (la menor distancia al origen).

En el sistema original de coordenadas los puntos de diseño para las variables están dadas por:

$$X_i^* = X_i(1 - \alpha_i \beta V_i)$$

$$g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) = 0$$

El conjunto de puntos X_i^* caerá en el rango superior de las distribuciones de probabilidad para los parámetros de carga y consecuentemente en el rango inferior para las variables de resistencia, [6]. Los factores de carga y resistencia γ_i para el diseño correspondientes a un Índice de Confiabilidad determinado pueden ser obtenidos como:

$$\gamma_i = \frac{X_i^*}{X_{n,i}}$$

donde $X_{n,i}$ es el valor nominal o de diseño (generalmente especificado por las Normas Legales aplicables). Para los Estados Unidos esto corresponde al American National Standard A58, para el Perú corresponde a lo indicado en el Reglamento Nacional de Construcciones, capítulo de Cargas.

Los métodos de primer orden y dos momentos, descritos anteriormente tienen aplicación inmediata solamente cuando las variables involucradas son normales y la función de Estado Límite es lineal, cuando no es éste el caso la solución no es exacta. Muchos problemas en el diseño estructural involucran variables aleatorias que no son normales. Cuando esto ocurre se estila reemplazar las variables no-normales con variables normales equivalentes, usando las transformadas de Roseblatt,[6].

La idea básica es transformar las variables no-normales en normales equivalentes antes de resolver el sistema simultáneo de ecuaciones mencionado anteriormente. La transformación se obtiene aproximando la verdadera distribución de la variable X_i por una distribución normal en el punto X_i^* sobre la superficie de falla. La razón de esto es que si la normalización toma lugar en un punto cercano al punto de falla mas probable (mínimo β), las estimaciones de la probabilidad de falla obtenidas por este método aproximado serán muy cercanas a la verdadera, pero desconocida, probabilidad de falla.

Los valores a usar para la desviación típica y el valor medio serán:

$$\sigma_i^N = \frac{\phi\left(\Phi^{-1}\left[F_i(x_i^*)\right]\right)}{f_i(x_i^*)}$$

$$\bar{x}_i^N = x_i^* - \Phi^{-1}\left[F_i(x_i^*)\right]\sigma_i^N$$

La técnica propuesta normalmente coincide con la solución exacta de la probabilidad de falla calculada mediante un proceso de múltiples integrales en forma numérica, sin embargo no coincide necesariamente con el punto de la probabilidad de falla más probable. Aún más este procedimiento no afecta al error causado por el proceso de linearización de lo que normalmente es una superficie no-lineal en la superficie de falla. Solamente cuando la superficie es altamente no-lineal, cosa que ocurre en los problemas de estabilidad estructural, tendríamos que esta fuente de error no sería pequeña comparada con la exactitud de la mayoría de los parámetros involucrados en el análisis y estimación de la Confiabilidad Estructural.

A continuación se plantea,[2] Cap 5, un algoritmo numérico para evaluar el Índice de Confiabilidad asociado con una situación particular de diseño o inversamente calcular un parámetro de diseño para un índice dado y un conjunto de valores medios y desviaciones típicas supuestas:

1. Definir la función de Estado Límite apropiada.
2. Suponer un valor inicial del Índice de Confiabilidad, β , o de los parámetros de diseño.
3. Determinar los puntos de diseño iniciales $x_i^* = \bar{x}_i$, para todos los i .
4. Calcular la media y la desviación típica de las distribuciones normales equivalentes para aquellas variables que son no-normales.
5. Calcular las derivadas parciales $\partial g / \partial x_i$ evaluándolas en el punto x_i^* .
6. Calcular los cosenos directores α_i , según:

$$\alpha_i = \frac{\frac{\partial g}{\partial x_i} \sigma_i^N}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \sigma_i^N \right)^2}}$$

7. Calcular los nuevos valores x_i^* a partir de : $x_i^* = \bar{x}_i^N - \alpha_i \beta \sigma_i^N$; repetir los pasos 4 a 7 hasta que α_i se estabilice.
8. Calcular el valor de β necesario para que se cumpla: $g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$; repetir los pasos 4 a 8 hasta que el valor de β en dos iteraciones sucesivas sea menor que una tolerancia aceptable (0.05 es razonable).

2.6. ANALISIS DE LA INCERTIDUMBRE

Para la evaluación de la Confiabilidad Estructural (a través de β) lo único que se requiere es la distribución de probabilidades para las cargas o resistencia y los estimados de sus valores medios y sus coeficientes de variación, o sus parámetros de forma (en el caso de distribuciones extremas), Los valores de la media y de sus coeficientes de variación deben ser representativos de los valores que se esperarían en las estructuras in-situ. Si bien es común que existan suficientes datos que permiten estimar la distribución de probabilidad, hay casos en que ésta se toma en función de argumentos físicos o criterio profesional. Se hace uso de distribuciones de dos parámetros porque, con pocas excepciones, el estimado de los momentos superiores requeriría de datos en mayor cantidad para dar resultados confiables, lo que es muy caro, poco práctico y a veces imposible.

En el contexto de los métodos de primer orden y dos momentos, el concepto de incertidumbre se maneja a través del coeficiente de variación de la variable, [5]. Las incertidumbres basadas en el Análisis de Confiabilidad deben incluir todos los imponderables que puedan afectar la Confiabilidad del diseño. Esto debe incluir la variabilidad estadística inherente en el parámetro de carga o resistencia. Fuentes adicionales de incertidumbre provienen del modelo matemático, la predicción de errores y carencia de información; incluyendo en estas "incertidumbres de modelaje" los errores en el estimado de los parámetros

de la distribución de probabilidades, la idealización del actual proceso de carga en el espacio y el tiempo, incertidumbres en el análisis, y desviaciones que pueda cometer el profesional o ejecutor con respecto a las Normas o parámetros normativos. Si bien ocasionalmente se podría tener información para evaluar la incidencia de algunas de las fuentes mencionadas anteriormente, frecuentemente ellas deberán ser estimadas en función del criterio y la experiencia del profesional. El punto clave para diferenciar entre incertidumbres del "modelo" e incertidumbres "inherentes" está en si la adquisición de más datos reducirá su magnitud estimada. Si la variabilidad es intrínseca al problema, datos adicionales no reducirán su magnitud, aunque el intervalo de confianza se reducirá. Por otro lado las incertidumbres debidas al "modelaje" decrecerán cuando se mejoren los modelos o datos adicionales se incorporen a la información previamente existente.

Sea X la representación de una variable de carga o resistencia. Si bien el verdadero valor de la media y del coeficiente de variación, \bar{X} y V_X , deben ser empleados cuando se calcula la Confiabilidad, ellos generalmente no son conocidos en los problemas de Ingeniería Estructural, debido a la falta de datos e información. Los que están disponibles son, más bien, estimados $\hat{\bar{X}}$ y \hat{V}_X de la media y del coeficiente de variación de X , que son usualmente calculados a partir de modelos ideales y de datos obtenidos en campo bajo condiciones cuidadosamente controladas. Entonces, si bien V_X refleja básicamente una variabilidad estadística, falla en que no incluye todas las fuentes de incertidumbre que contribuyen a la total variabilidad de X . Si aceptamos que el sesgo y la medida de la incertidumbre atribuibles a estos factores adicionales están dados por B y V_B , entonces, [4], se tiene:

$$X = B \hat{X}$$

$$V_X = \sqrt{\hat{V}_X^2 + V_B^2}$$

Estos es, se incrementa la variabilidad de acuerdo a la incertidumbre existente en la habilidad del investigador para estimar el parámetro. Cuando el modelo no es sesgado $B = 1.0$. Frecuentemente V_B puede ser expresado como una suma de varias partes, en cuyo caso $V_B = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + \dots}$.

Está implícito en esta formulación que V_B mide principalmente la incertidumbre en predecir al verdadero valor medio de X por el valor \hat{X} .

Cuando existen suficientes datos, \bar{X} y \hat{V}_x pueden ser calculados con técnicas del análisis estadístico clásico. Hay ocasiones en que los datos son limitados, entonces el coeficiente de variación puede ser estimado conociendo el rango en el que se encuentra, sea en base a experiencias anteriores o a otros criterios que sean válidos. Si se puede suponer, por ejemplo, que los valores en el rango medio son más probables que aquellos cercanos a los extremos, (caso de densidades acampanadas), y que aproximadamente el 95 % del valor está entre x_1 y x_2 , entonces:

$$\hat{\bar{X}} = \frac{x_1 + x_2}{2}$$

$$\hat{V}_x = \frac{1}{2} \left(\frac{x_2 - x_1}{x_1 + x_2} \right)$$

Técnicas similares pueden usarse para estimar V_B , si la información en el rango de las medias está disponible.

En lo que sigue del presente trabajo, los valores medios han sido normalizados con respecto a sus valores nominales, entendiéndose como tales a los que se obtienen de las Normas o Reglamentos aplicables. Esto se hace por conveniencia y permitiría que la estadística sea aplicable a un gran rango de situaciones de diseño. La estadística de las variables de carga o resistencia puede ser fácilmente calculadas para cada situación de diseño, que sea definida por sus valores nominales de carga o resistencia, ya que:

$$X = \left(\frac{X}{X_n} \right) X_n$$

entonces:

$$\bar{X} = \left(\bar{X} / \bar{X}_n \right) X_n$$

$$V_x = V_{(X/X_n)}$$

Se debe tener en cuenta que como los valores nominales son determinísticos, la relación (X/X_n) sigue una distribución similar a la de X. Además en la mayoría de los casos

Cuando existen suficientes datos, \bar{X} y V_x pueden ser calculados con técnicas del análisis estadístico clásico. Hay ocasiones en que los datos son limitados, entonces el coeficiente de variación puede ser estimado conociendo el rango en el que se encuentra, sea en base a experiencias anteriores o a otros criterios que sean válidos. Si se puede suponer, por ejemplo, que los valores en el rango medio son más probables que aquellos cercanos a los extremos, (caso de densidades acampanadas), y que aproximadamente el 95 % del valor está entre X_1 y X_2 , entonces:

$$\hat{\bar{X}} = \frac{X_1 + X_2}{2}$$

$$\hat{V}_x = \frac{1}{2} \left(\frac{X_2 - X_1}{X_1 + X_2} \right)$$

Técnicas similares pueden usarse para estimar V_B , si la información en el rango de las medias está disponible.

En lo que sigue del presente trabajo, los valores medios han sido normalizados con respecto a sus valores nominales, entendiéndose como tales a los que se obtienen de las Normas o Reglamentos aplicables. Esto se hace por conveniencia y permitiría que la estadística sea aplicable a un gran rango de situaciones de diseño. La estadística de las variables de carga o resistencia puede ser fácilmente calculadas para cada situación de diseño, que sea definida por sus valores nominales de carga o resistencia, ya que:

$$X = \left(\frac{X}{X_n} \right) X_n$$

entonces:

$$\bar{X} = (\bar{X}/\bar{X}_n) X_n$$

$$V_x = V_{(X/X_n)}$$

Se debe tener en cuenta que como los valores nominales son determinísticos, la relación (X/X_n) sigue una distribución similar a la de X . Además en la mayoría de los casos

la variable de resistencia se supone igual a la resistencia del elemento, siendo las variables de efectos de carga (momento, cortante, etc.) dimensionalmente consistentes con la resistencia. De este modo cuando la ecuación de estado límite es planteada como una combinación lineal de las variables de carga y resistencia es posible evaluar el Índice de Confiabilidad según lo estipulado en las secciones precedentes.

BIBLIOGRAFIA

1. Ang H.S. "A COMPREHENSIVE BASIS FOR RELIABILITY ANALYSIS AND DESIGN", Journal A.S.C.E. Structural D. Setiembre 1974.
2. Ang H.S. "STRUCTURAL RISK ANALYSIS AND RELIABILITY BASED DESIGN" Journal A.S.C.E. Structural D. Setiembre 1974.
3. Ang H.S., Amin M. "SAFETY FACTORS AND PROBABILITY IN STRUCTURAL DESIGN", Journal A.S.C.E., Structural Division. Agosto 1969.
4. Ang H.S. y Comell C.H. "RELIABILITY BASES OF STRUCTURAL SAFETY AND DESIGN", Journal A.S.C.E. Structural D. Setiembre 1974.
5. Ang H.S. y Ellingwod R.B. "RISK BASED EVALUATION OF DESIGN CRITERIA", (bis).
6. Ang H.S. y Tang W.H. "PROBABILITY CONCEPTS IN ENGINEERING PLANNING AND DESIGN" Vol. I and Vol. II, John Wiley & Sons, New York 1984.
7. Borges, Ferry J. y Castanheta M. "STRUCTURAL SAFETY" Parte I. Publicación del Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, Lisboa Noviembre de 1968
8. Comell A.C. "SOME COMMENTS ON SECOND MOMENTS CODES AND ON BAYESIAN METHODS", Reliability Approach in Structural Engineering, Maruzen 1975.
9. Freudenthal, A.M "SAFETY AND THE PROBABILITY OF STRUCTURAL FAILURE", Proceedings A.S.C.E. V - 80 Agosto 1954.
10. Freudenthal A.M. "STRUCTURAL SAFETY, RELIABILITY AND RISK ASSESMENT" Reliability Approach in Structural Engineering, Maruzen Co. Ltda., 1975.
11. Freudenthal, A.M. "THE SAFETY OF STRUCTURES" Proceedings A.S.C.E. V-71 # 8, Octubre 1945.

12. Freudenthal A.M., Garrelts J.M. y Shinozuka A.M. "THE ANALYSIS OF STRUCTURAL SAFETY" Proceedings A.S.C.E. Febrero 1966.
13. Hanai M. "OPTIMUM DESIGN BASED ON STRUCTURAL RELIABILITY", (bis).
14. International Construction Issue, Noviembre 1982, Vol. 21 pp 6.
15. Jorgenson J.L. y Golberg J.E. "PROBABILITY OF PLASTIC COLLAPSE FAILURE", Journal A.S.C.E. Structural D. Setiembre 1973.
16. Kameda Hiroyuki y Koike Takeshi "RELIABILITY ANALYSIS OF DETERIORATING STRUCTURES", Reliability Approach in Structural Engineering, Maruzen 1975.
17. Kirsh Uri "OPTIMUM STRUCTURAL DESIGN" , Mc Graw-Hill, 1981 USA.
18. Lee L.T. y Collins J.D. "ENGINEERING RISK MANAGEMENT FOR STRUCTURES", Journal A.S.C.E. Structural D. Setiembre 1977.
19. Lind C.N. "CONSISTENT PARTIAL SAFETY FACTORS", Journal A.S.C.E. Structural D. Junio 1971.
20. Moe, A.J. "BEGRIFF DER SICHERHEIT", Congreso Internacional de Puentes, Lieja, 1948.
21. Moses F. "RELIABILITY OF STRUCTURAL SYSTEMS", Journal A.S.C.E. Structural D. Junio 1971.
22. Ravindra K.M., Lind C.M. y Sin W. "ILLUSTRATIONS OF RELIABILITY BASED DESIGN" (BIS).
23. Ravindra M.K. y Galambos T.V. "LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN FOR STEEL", Journal A.S.C.E. Structural D. Setiembre 1978.
24. Shinozuka M. "SAFETY AGAINST DYNAMIC FORCES" Journal A.S.C.E. Structural D. Setiembre 1974.

25. Torroja y Paez "LA DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE SEGURIDAD EN LAS DISTINTAS OBRAS", Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, 1949.
26. Wierzbicki, M.W. "LA SECURITE DES CONSTRUCTIONS COMME UN PROBLEME DE PROBABILITE" Anales de la Academia Polaca de Ciencias y Tecnología, Tomo VII, 1939-45.
27. Wirsheog et al, "PROBABILISTIC FATIGUE DESIGN FOR OCEAN STRUCTURES", Journal A.S.C.E. Structural D. Octubre 1977.
28. Yao T.P.J. "FATIGUE RELIABILITY AND DESIGN", (bis).

pítulo 3:

LAS

CARGAS

3.1. INTRODUCCION

De las variables en la formulación básica de la Teoría de la Confiabilidad Estructural, la más importante es la de los efectos de carga que solicitan a un sistema estructural. Las razones para la suposición anterior se basan en que normalmente no se controlan o escogen las Cargas, éstas se encuentran presentes y actúan con o sin el consentimiento y a veces el conocimiento del diseñador.

El manejo de las Cargas se circunscribe a la capacidad de predecirlas, lo que se logra mediante una observación cuidadosa y una colección de datos muy amplia. Las Cargas son aleatorias, dentro de ellas se consideran las de gravedad, que pueden ser las Muertas o peso propio de los elementos y las Vivas; otros tipos de Cargas son las de Viento, Sismo, Nieve, Temperatura, Empujes, Presiones, Asentamientos, Desplazamientos, etc.

En el presente Capítulo se tratarán las Cargas Muertas (D), Vivas (L), las de Viento (W) y las de Sismo (E). Posteriormente se verá como la estructura responde ante las cargas (estos son los efectos de carga) y como las cargas pueden combinarse, en todos los casos se supondrá que las estructuras se diseñan para un cierto período de vida útil.

3.2. CARGAS MUERTAS

La Carga Muerta (D) o permanente se supone constante a lo largo de la vida de la estructura. Ella resulta del peso de los elementos que conforman la estructura e incluye el equipamiento permanente, particiones y separadores, techados, coberturas de pisos, etc. La mayoría de los investigadores opinan que su distribución de probabilidad es normal o muy cercana. Algunos han supuesto que la relación entre su valor medio y su valor nominal es la unidad y que su coeficiente de variación cae en el rango 0.06 - 0.15, con un valor típico de 0.10. A continuación un resumen de las referencias en las que se encuentra información:

Referencia	D/D_n	V_D
[15]	1.00	0.08
[1]	1.00	0.10
[13]	1.00	0.10
[2]	1.05	0.07

[4]

1.05

0.05

Puede suponerse que la variabilidad en D depende del material de construcción, sin embargo la dependencia de V_D con respecto al tipo de material es pequeña, pues la mayor variabilidad en las cargas permanentes está causada por el peso de los elementos no estructurales,[6].

Teniendo además en cuenta que normalmente se subestiman el verdadero peso de todos los elementos, se podría suponer para lo que resta del presente trabajo que $\underline{D}/D_n = 1.05$ y $V_D = 0.10$ para cualquier estructura de acero, sin embargo esta suposición es válida para otros materiales.

3.3. CARGAS VIVAS

Las Cargas Vivas de gravedad son aquellas que por su naturaleza varían en el espacio y el tiempo, como veremos más adelante se consideran como la superposición de dos Cargas distintas [9]. Para lograr fundamentar y proponer un modelo probabilístico por los estudiosos ha sido necesario realizar una serie de investigaciones. No importa cual sea el modelo que se elija, este debe necesariamente representar correctamente aquellas Cargas que van mas allá del promedio [5], por dos motivos básicos: (a) Nunca se tendrá el número suficiente de datos necesarios, pues su colección es cara y difícil, lo que implica que será difícil evaluar con certeza las regiones superiores y (b) es en dichas regiones (las superiores) donde se ubican las cargas que tienen mayor importancia desde el punto de vista del diseño.

A continuación se expone una pequeña reseña de los principales trabajos de investigación que se han realizado en el pasado [5]:

Dunham, Brekke y Thompson para la "Public Building Administration", en el año 1952, en dos edificios de almacenamiento, ocho de uso industrial y dos factorías.

Bryson y Gross para el "National Bureau of Standards", en 1968 en dos edificios de oficinas públicas.

Karman para el "International Council of Building Research", en 1969 en 183 casas-

habitación, tres edificios de oficinas, dos hospitales y dos colegios, todos en Hungría.

Mitchell y Goodgate, en 1970, en Londres para la "Building Research Station", estudiaron 32 edificios completos, construidos en la década del cincuenta.

Culver, Kuser y McCabe, entre 1976 y 1978, para el "National Bureau of Standards", estudiaron 23 edificios entre públicos y privados.

En cuanto a los modelos, fué Home [9] quien aparentemente planteó el primero teórico, asumiendo una independencia entre las Cargas en dos colocaciones distintas en el espacio e ignorando la variabilidad en el tiempo. Hasofer modificó el modelo y lo mejoró al tomar en cuenta la relación espacio-tiempo.

Rosembueth introduce el concepto de áreas de influencia (definido más adelante) y efectos de carga. Feder, Davenport, Corotis y Cornell toman en cuenta la correlación espacial y el efecto "chimenea" (consiste en que en una edificación las crujiás más cargadas tienden a estar una sobre otra en los distintos niveles), [9].

Se define a continuación algunos conceptos importantes:

1. Carga Nominal es la suma de todas las cargas en el piso.
2. Efecto de Carga es una forma de respuesta estructural a las solicitaciones ejercidas por la Carga Nominal sobre los elementos estructurales, las respuestas pueden ser : Momentos Flectores, Fuerzas Axiales, Fuerzas Cortantes, Deflexiones, etc.
3. Carga Uniforme Equivalente (CUE) viene a ser aquella carga uniformemente distribuida sobre el Area de Influencia del elemento, que produce el mismo efecto que la Carga Nominal sobre el Area Tributaria del mismo.
4. Area de Influencia, A_i , es equivalente a cuatro veces el Area Tributaria para columnas, dos veces para vigas y equivalente al área del panel para losas en dos sentidos.
5. L_0 es la Carga Viva máxima, sin reducir, que actua en un área dada.
6. L_N es la Carga Viva máxima, reducida por un Factor de Reducción, FR, que es función

del área dada

Se puede hacer hincapié en el hecho de que son los efectos de carga y no las Cargas Nominales las que interesan al diseñador.

Las Cargas Vivas de gravedad pueden representarse [9], [11], como la superposición de dos Cargas distintas, tal como se aprecia en la figura a continuación:

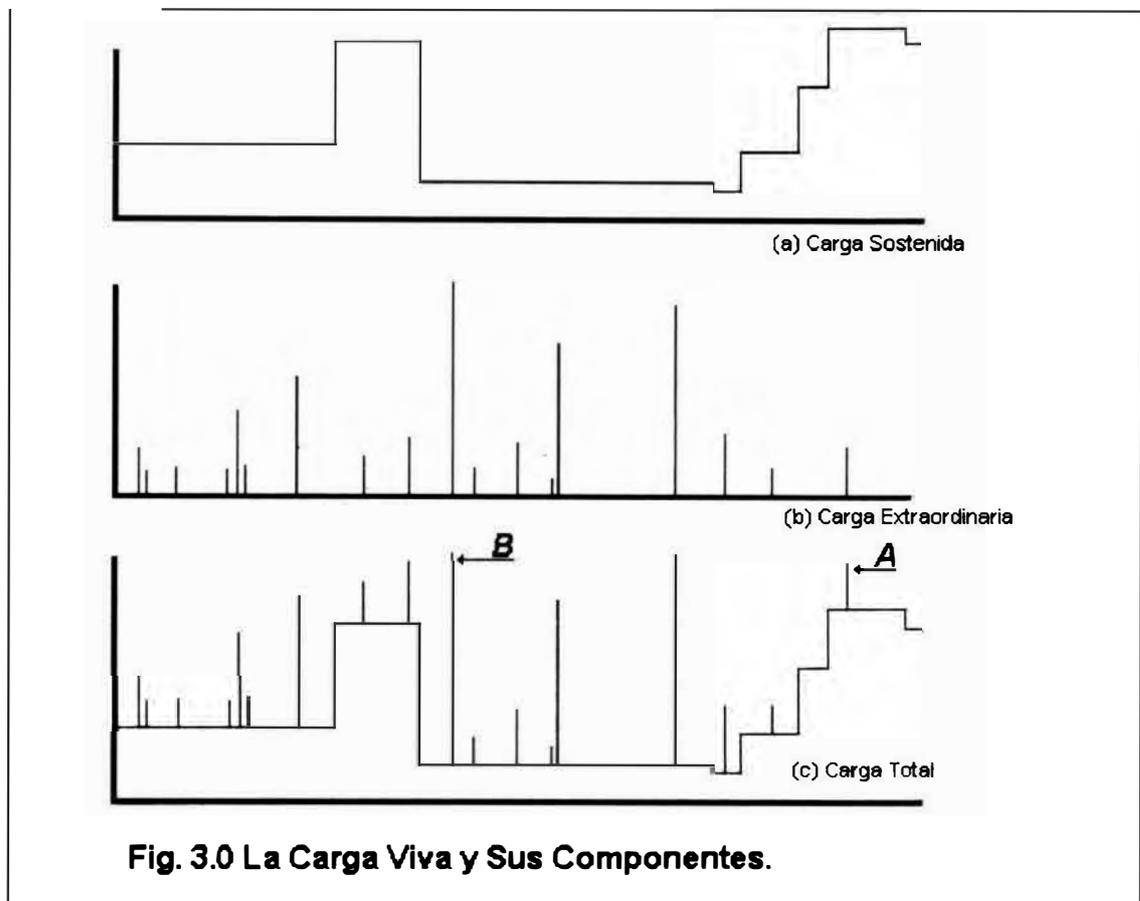


Fig. 3.0 La Carga Viva y Sus Componentes.

3.3.1. CARGA VIVA SOSTENIDA, L_{apt} .

La primera parte (fig 3.0 a) es denominada sostenida, en este trabajo se llama también Carga Viva en un instante arbitrario en el tiempo, L_{apt} , por sus siglas en inglés; actúa constante y continuamente en el tiempo, representa las particiones, libreros, escritorios, los ocupantes comunes [11], etc, y su variación es ocasionada por un cambio de uso o un cambio de usuario. Se supone que sigue una distribución aleatoria que varía espacialmente. En

cualquier área esta carga se asume constante y se asimila a un proceso Poisson, siendo adecuadamente representada por una distribución Gamma, [5].

El valor medio de L_{apt} se estima en 12 psf, (55 kg/m²), y es independiente del Area de Influencia, la relación \bar{L}_{apt}/L_o se toma como 12 psf / 50 psf = 0.24, donde se usa 50 psf para normalizar teniendo en cuenta que es una carga típica en las estructuras, [2], [6].

La relación entre la Carga Viva media y la Carga Viva nominal se deriva de [2], resultando:

$$\frac{L_{apt}}{L_n} = \frac{0.24}{0.25 + \frac{15}{\sqrt{A_1}}}$$

donde el Area de Influencia se expresa en pies cuadrados.

Los coeficientes de Variación de L_{apt} se ha encontrado que son función del Area de Influencia, usandose para ello una curva que pase por los siguientes puntos:

V_L	A_1 (sqf)
0.80	200
0.50	1000
0.45	5000
0.40	10000

Es conveniente comentar que de acuerdo a [9], una carga es considerada permanente si está presente en más del 5% del tiempo de operación de la estructura y que las personas no representan mas que una pequeña porción de las Cargas Vivas sostenidas, del orden de 1 psf.

En el anterior desarrollo se ha usado datos originados en estudios de campo efectuados sobre edificios de oficinas, pero resultados para otros usos demuestran que la estadística es similar para otros usos, por lo que se puede hacer extensivo para residencias, [5], [11].

3.3.2. CARGA VIVA EXTRAORDINARIA, L_E

La segunda porción, conocida como extraordinaria (fig. 3.1 b), es aquella que representa cargas de gran intensidad y pequeña duración, tal como una fiesta o inauguración.

Estas cargas ocurren casi en forma instantánea (comparadas con la duración de la vida útil de la estructura) y se pueden relacionar con las cargas sostenidas del mismo modo como las acciones de viento o sismo son a las Cargas Muertas [9].

Esta carga es modelada como un Proceso Poisson y su distribución sigue también una Gamma, para mayor referencia ver [6] y [11], mientras que su estadística está en [2].

3.3.3. CARGA VIVA MAXIMA L

La superposición de L_{apt} y L_E nos provee de la Carga Viva máxima que actúa en una estructura.

Según [4] all considerar una carga de intensidad w , en psi, actuando en un piso cualquiera de un edificio cualquiera

$$W(x, y) = \gamma + \varepsilon(x, y)$$

donde Y es una variable aleatoria que modela la carga unitaria promedio en el piso y $\varepsilon(x, y)$ es un proceso estocástico con media cero, que describe la desviación del promedio.

La carga total que actúa en un área A , de un piso, es la integral de W sobre A , por lo que la media y la varianza de la carga unitaria U , serían:

$$E(U) = u$$

$$V(U) = \sigma^2 + \frac{1}{A} \cdot \iiint \text{Cov}[\varepsilon(x, y), \varepsilon(u, v)] dx dy du dv$$

En la anterior expresión u es el promedio de todas las cargas unitarias en edificios; σ^2 es la varianza en pisos individuales, del promedio, lógicamente los valores deben elegirse de

tal modo que "ajusten" bien a los valores de los estudios de exploración realizados. Cuando el área A no es muy pequeña es razonable aceptar que $\varepsilon(x, y)$ es un ruido blanco. Físicamente esto significa que las intensidades de las cargas están estadísticamente no correlacionadas, siempre que exista una separación entre ellas; esto nos lleva a:

$$V(U) = \sigma^2 + \frac{\sigma_s^2}{A}$$

donde σ_s^2 es una constante experimental.

Si se define $l(x, y)$ como una función de influencia, entonces la CUE será:

$$L_s = \frac{\iint w(x, y) \cdot l(x, y) dx dy}{\iint l(x, y) dx dy} = \text{CUE}$$

siendo sus parámetros los siguientes:

$$E(L_s) = u$$

$$V(L_s) = \sigma^2 + \frac{\sigma_s^2}{A} \cdot \frac{\iint l^2(x, y) dx dy}{\left[\iint l(x, y) dx dy \right]^2}$$

Los valores de L_s representan una Carga Viva sostenida y aleatoria en un instante de tiempo y en un punto del espacio.

La distribución de probabilidad de la máxima carga sostenida, L_{sm} , que pueda presentarse a lo largo de la vida útil se obtiene suponiendo que estos eventos arriban como procesos Poisson, por lo tanto:

$$F_{L_{sm}}(x) = \text{Exp}[-\nu_L \cdot n_t \cdot (1 - F_{L_s}(x))]$$

donde F_L es la función de distribución de L_s , ν_L es el promedio de cambios y n_t es el tiempo promedio de duración de cada cambio.

Para tomar en cuenta las cargas extraordinarias se supone una serie de áreas pequeñas (celdas), distribuidas aleatoriamente y con cargas variables, conteniendo cada una de ellas un grupo de cargas no correlacionadas, sus descriptores son:

$$L_E = \frac{QR\lambda}{A}$$

$$V(L_E) = \frac{\lambda K (\overline{Q^2 R^2} + \overline{R} \sigma_R^2 + \overline{Q}^2 \sigma_R^2)}{A^2}$$

donde Q es el peso de una carga en una celda, R el número de cargas por celda y λ el promedio de celdas en el área A.

Para propósitos de Diseño Estructural, la media de L es de interés y se puede demostrar por simulaciones que los percentiles superiores (0.90 - 0.99) de L pueden ser estimados al superponer L_{sm} con el valor medio de L_E .

Valores aproximados para E(L) y V(L) pueden obtenerse "ajustando" una distribución Extrema tipo I a las regiones superiores de las cargas [6] , [11] , de este modo se obtiene que :

$$E(L) = 18.7 + \frac{520}{\sqrt{A}} \text{ psf.}$$

$$V(L) = 14.2 + \frac{18,900}{A} \text{ (psf)}^2$$

Para áreas pequeñas los modelos sobreestiman, por lo que [2] recomienda usar la siguiente fórmula de reducción

$$FR = 0.25 + \frac{15}{\sqrt{A_1}} \quad A_1 \geq 400 \text{ ft}^2.$$

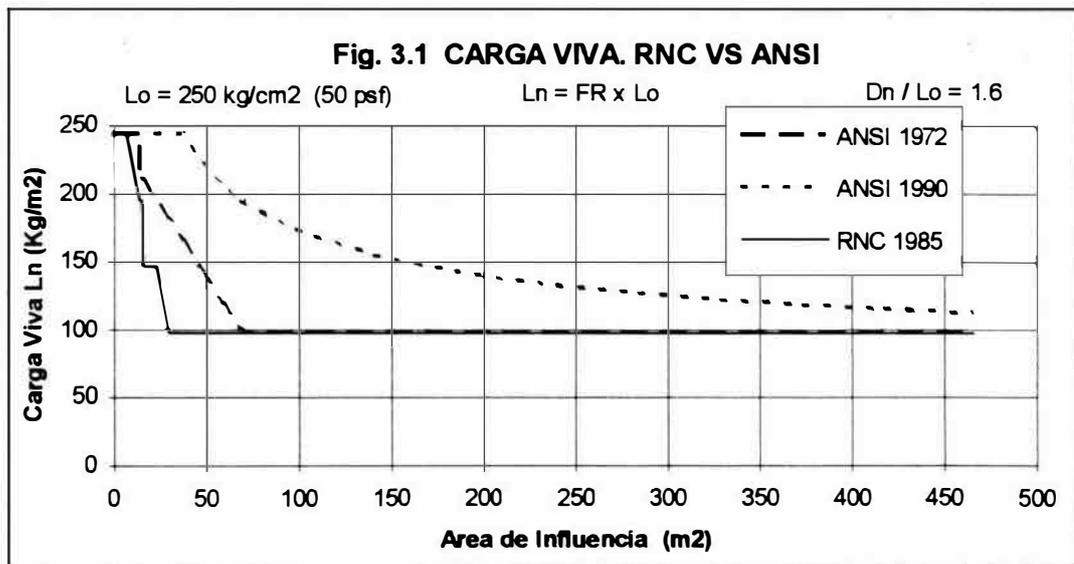
La característica más importante de los modelos consiste en que se pueden considerar independientes del tipo de estructuración.

También, para efectos de comparar L con L_n se puede recurrir a [2], donde se cumple

que L coincide con L_n , que a su vez es el valor medio de la carga máxima, esperada cuando la vida útil es de 50 años. Con respecto a $V(L)$ aceptaremos un valor de 0.25, [7].

3.3.4. COMPARACION ANSI - RNC

Como se ha visto las funciones que se derivan para las relaciones de la carga media con la carga nominal, tanto para la Carga Viva sostenida y la Carga Viva máxima, dependen de la Carga Viva no-reducida, que a su vez es definida por las Normas o Códigos de diseño que tienen fuerza de ley en cada país. En USA actualmente están definidas por las normas ANSI A.58 - 1990, [2], mientras que en el Perú, están definidas por la Norma E-020 de 1985, que forma parte del Reglamento Nacional de Construcciones. Una rápida revisión del RNC permite verificar que es sólo una adecuación de la norma ANSI A.58 - 1972, donde si bien los valores de L_o son iguales para la versión de 1972 y de 1990, los factores de reducción difieren grandemente. En la siguiente figura se comparan todas estas normas.



Aparentemente cuando se derivaron las normas del RNC, en nuestro país se diseñaba mediante Esfuerzos Permisibles, parece ser que al saberse que se era extremadamente conservador, se permitía mayores factores de reducción de Carga Viva. Si en la actualidad se usaran los métodos LRFD con los factores de reducción del RNC no se estaría del lado de la seguridad, es por ello que al derivar los Factores de Carga se debe también aceptar nuevos

factores de reducción de Carga Viva, siendo los los valores más adecuados los usados en la referencia [2].

3.4. CARGAS DE VIENTO

El fenómeno del viento es sumamente complejo, pero desde el punto de vista del Diseñador que diseña Obras Civiles, se pueden hacer algunas hipótesis simplificadoras que permiten darle al problema un tratamiento simple y suficientemente aproximado.

Como se sabe, la velocidad del viento se incrementa con la altura respecto del terreno, para alturas entre 300 y 600 m. alcanza un valor límite de velocidad, que es gobernada principalmente por la gradiente de presiones que a su vez es consecuencia de diferencias termales. La velocidad varía con el tiempo y el espacio, cuando esta variación es aleatoria el flujo es turbulento.

Una primera hipótesis simplificatoria es la de aceptar que interesan los flujos de alta frecuencia [9] y otra es considerar que los flujos turbulentos, en el dominio del espacio inmediato que rodea a las estructuras, son estacionarios. La variación de la velocidad en un punto puede ser estadísticamente descrita por la variación de la densidad espectral de las velocidades en función de la frecuencia o por la transformada de Fourier de éstas densidades espectrales, la autocorrelación. Suponiendo homogeneidad en los diferentes niveles, las densidades espectrales de la velocidad pueden ser descritas como una función de la velocidad media del viento y de su altura con respecto al terreno.

En el estudio de las fuerzas causadas por los vientos sobre las estructuras, los flujos normales no son de interés, sólo los extremos; por lo tanto existe un consenso general acerca que las distribuciones de valores extremos son las más adecuadas para modelar el problema [14], [17].

De acuerdo a autores reconocidos [4], [13], en las muestras de las colas extremas de las distribuciones Extremas del tipo I o II, se manifiesta una diferencia del 5% en las velocidades, para un nivel de confiabilidad de 98%, este hecho sumado a que si se supone una tipo II para la velocidad, obtendremos también una tipo II para las presiones (y las fuerzas) lo que no ocurre con una tipo I, es que la distribución de valores Extremos del tipo II es la más

adecuada. Existe sin embargo una salvedad de acuerdo a [3], [4], [8] en el sentido de que lo anteriormente expuesto ocurre solamente en zonas con un clima con "buen comportamiento", es decir sin huracanes ni tomados.

Sea $P[V \leq v]$ la probabilidad de que un viento de velocidad V sea excedido. La Función acumulativa de las máximas velocidades anuales, X , será:

$$F_x(v) = \text{Exp} \left[- \left(\frac{u}{v} \right)^k \right].$$

Si el sistema tiene una vida útil de "n" años y suponiendo que las máximas velocidades anuales son estadísticamente independientes y constantes en el tiempo, se puede demostrar que la máxima velocidad en la vida útil, Y , sigue también una distribución del tipo II:

$$F_y(v) = \text{Exp} \left[-n \cdot \left(\frac{u}{v} \right)^k \right]$$

Las cargas producidas por el viento, pueden expresarse de la forma:

$$W = cV^2$$

donde c es un factor que toma en cuenta la incidencia del viento, la forma de la estructura, la topografía del terreno y otros (ANSI A 58.1.1990) y V la velocidad del viento. Luego de las transformaciones adecuadas se llega a demostrar que la distribución de las máximas cargas debidas al viento en la vida útil de n años es de valor Extremo tipo II:

$$F_w(w) = \text{Exp} \left[- \left(\frac{u^2 \cdot n^{\frac{2}{k}} \cdot c}{w} \right)^{\frac{1}{2}} \right] = \text{Exp} \left[- \left(\frac{u_1}{w} \right)^{k_1} \right]$$

donde:

$$u_1 = u^2 n^{\frac{k}{2}} c$$

$$k_1 = \frac{k}{2}$$

A continuación y de acuerdo a la referencia [12], se muestran los valores de los parámetros u y k para distintas ciudades del Perú:

CIUDAD	VALOR u	VALOR k
AREQUIPA	30.7644	10.2446
CHICLAYO	28.7073	7.9497
CHIMBOTE	32.3134	18.6427
CHACHAPOYAS	20.9955	9.4226
HUANUCO	21.8775	5.0890
PISCO	30.4160	6.5971
MARCONA	23.1918	11.6719
TALARA	28.0424	8.2062
TRUJILLO	24.0220	35.8249

Los valores de la tabla anterior están expresados para velocidades en nudos, para vientos extremos anuales.

3.4.1. CARGA MAXIMA DE VIENTO W

Para una vida útil de 50 años, la relación $\frac{\bar{W}}{W_n}$ sigue también una distribución tipo II, los valores de W_n se toman del RNC, norma E-020, del año 1985. Para el cálculo de las cargas se ha seguido la metodología del RNC, aceptando que los coeficientes de forma, ubicación y aberturas tienen un valor de 1.00 y que son determinísticos, además de considerar como altura de trabajo los 10 metros. Esta suposición es válida pues la estadística que se tiene de las velocidades de los vientos no son muy amplias y desde luego querer aplicar las normas ANSI requeriría de aceptar una serie de valores para los cuales no se tiene el suficiente fundamento.

En la Tabla 3.1, están los cálculos para determinar la relación entre W , la máxima carga esperada de viento en los 50 años de vida útil de la estructura y la carga nominal de viento según RNC:

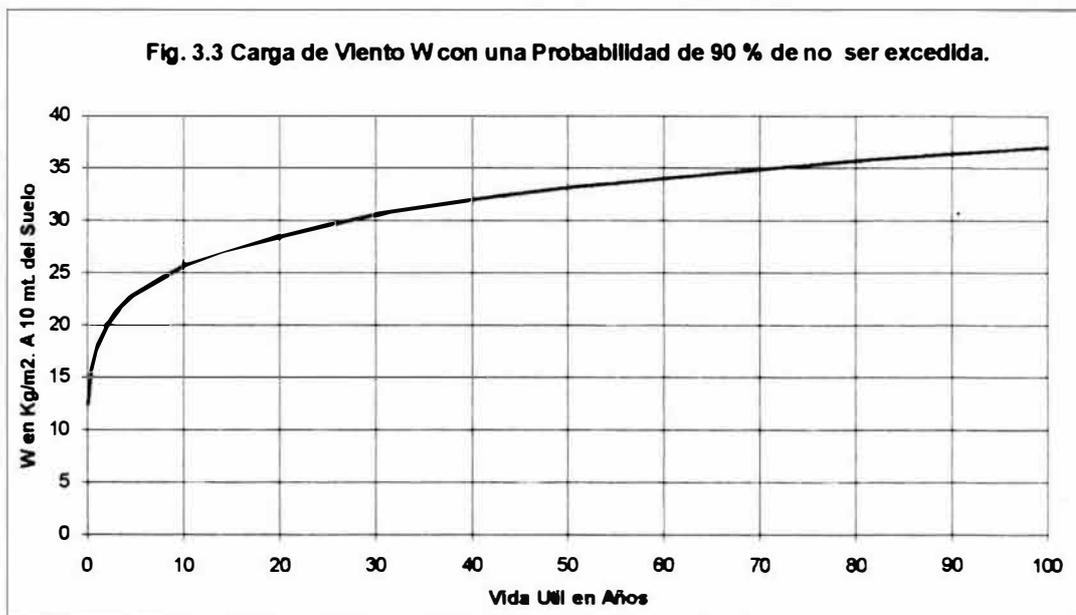
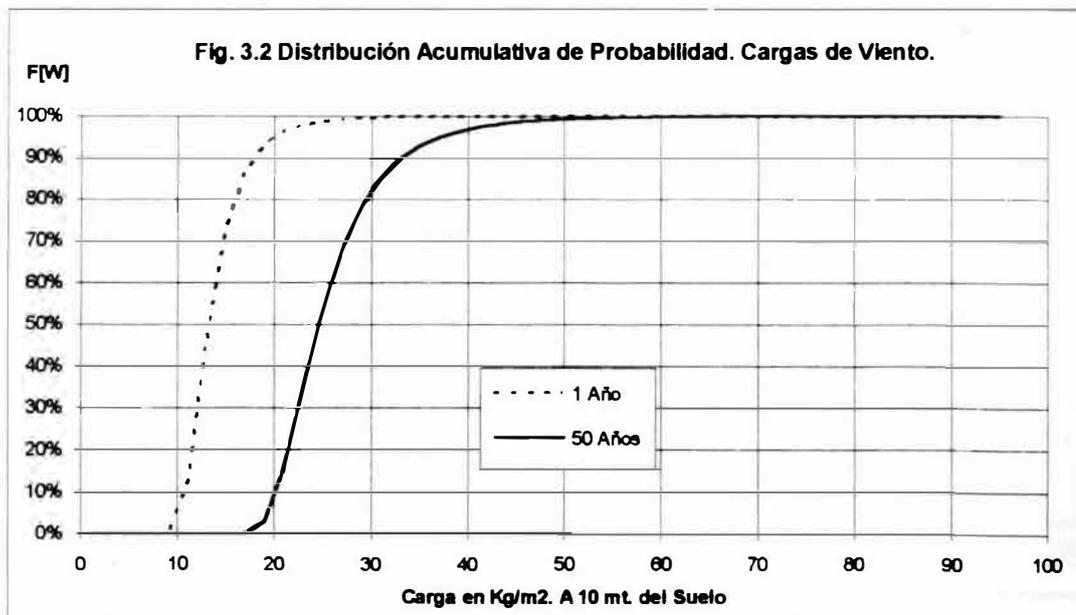
TABLA 3.1												
CIUDAD	RNC				50 Años							
	V _n	W _n	Viento		Carga				W/W _n		Parám. de W/W _n	
			E(v)	V(v)	u ₃	k ₃	E(W)	W	W/W _n	V(W)	u ₄	k ₄
Arequipa	89	40	89	0.14	34.7609	5.1223	40	54	1.3612	0.3046	1.1746	5.1223
Chiclayo	95	45	95	0.18	37.7336	3.9749	46	66	1.4698	0.4285	1.1974	3.9749
Chimbote	76	29	76	0.07	27.1860	9.3214	29	35	1.1978	0.1509	1.1446	9.3214
Chachapoyas	75	28	63	0.15	17.3054	4.7113	20	28	0.9921	0.3393	0.8420	4.7113
Huanuco	101	51	101	0.31	38.1076	2.5445	56	92	1.8059	0.9843	1.2257	2.5445
Pisco	113	64	113	0.22	51.8303	3.2986	68	103	1.6058	0.5726	1.2323	3.2986
Marcona	75	28	63	0.12	17.9930	5.8360	20	26	0.9409	0.2591	0.8301	5.8360
Talara	91	41	91	0.17	34.9151	4.1031	42	60	1.4577	0.4095	1.1976	4.1031
Trujillo	75	28	50	0.04	12.2851	17.9125	13	14	0.4953	0.0748	0.4783	17.9125
										Promedio	1.0358	6.3138
					E(W/W _n)	1.1607						
					V(W/W _n)	0.2357						

En la Tabla anterior, V_n es la máxima velocidad esperada para la zona, de acuerdo al RNC y tomando en cuenta la distribución de velocidades para 50 años de vida útil. W_n es la carga de viento nominal, a una altura de 10 mt. y considerando que los factores de ubicación y forma son la unidad.

Los valores de W tienen una probabilidad de 90% de no ser excedidos en 50 años, (o de 10% de ser excedidos en el mismo periodo).

Nótese que W es mayor al valor medio de la carga. Los parámetros u_4 y k_4 han sido estimados de tal modo que el valor medio de W/W_n coincide con el valor de W/W_n . Finalmente se promedian los distintos valores de los parámetros para encontrar aquellos que van a representar a la relación valor medio a valor nominal de la carga de viento y finalmente arribamos a: $W/W_n = 1.1607$ y $V_{W/W_n} = 0.2357$, para una distribución de valor Extremo tipo II.

En la Figura 3.2 se ve la Distribución Acumulativa de Probabilidades para las Cargas de Viento y en la Fig. 3.3 La Carga de Viento que tiene una probabilidad de no ser excedida del 90%, en la vida útil de la estructura, asumida en 50 años.



3.4.2. CARGA ANUAL MAXIMA DE VIENTO, W_{ann} .

En la Tabla 3.2, están los cálculos para la máxima Carga anual de Viento, también esta carga sigue una distribución Extrema II, ajustada al percentil 90 % y arriba para usar la región de interés en el diseño.

Los valores a usar son: $W_{ann}/W_n = 0.4986$ y $V_{W_{ann}/W_n} = 0.2357$.

TABLA 3.2

CIUDAD	Anual						Anual			
	Viento		Carga				Parám. de W/Wn		Parám. de W/Wn	
	E(v)	V (v)	u1	k1	E(W)	W	W/Wn	V(W)	u2	k2
Arequipa	61	0.14	16.1961	5.1223	19	25	0.6341	0.30	0.5472	5.1223
Chiclayo	58	0.18	14.1026	3.9749	17	25	0.5501	0.43	0.4482	3.9749
Chimbote	62	0.07	17.8681	9.3214	19	23	0.7882	0.15	0.7335	9.3214
Chachapoyas	42	0.15	7.5434	4.7113	9	12	0.4322	0.34	0.3668	4.7113
Huanuco	47	0.31	8.1905	2.5445	12	20	0.3875	0.98	0.2630	2.5445
Pisco	63	0.22	15.8313	3.2986	21	31	0.4891	0.57	0.3753	3.2986
Marcona	45	0.12	9.2041	5.8360	10	14	0.4807	0.26	0.4240	5.8360
Talara	56	0.17	13.4569	4.1031	16	23	0.5623	0.41	0.4620	4.1031
Trujillo	45	0.04	9.8749	17.9125	10	11	0.3981	0.07	0.3844	17.9125
Promedio									0.4449	6.3138
									E(W/Wn)	0.4986
									V(W/Wn)	0.2357

CIUDAD	Diario						Diario			
	Viento		Carga				Parám. de W/Wn		Parám. de W/Wn	
	E(v)	V(v)	u4	k4	E(W)	W	W/Wn	V(W)	u2	k2
Arequipa	34	0.14	5.1190	5.1223	6	8	0.2004	0.30	0.1760	5.1223
Chiclayo	28	0.18	3.1965	3.9749	4	6	0.1247	0.43	0.1016	3.9749
Chimbote	45	0.07	9.4884	9.3214	10	12	0.4179	0.15	0.3889	9.3214
Chachapoyas	22	0.15	2.1563	4.7113	3	3	0.1236	0.34	0.1049	4.7113
Huanuco	15	0.31	0.8060	2.5445	1	2	0.0384	0.98	0.0261	2.5445
Pisco	26	0.22	2.6468	3.2986	3	5	0.0818	0.57	0.0628	3.2986
Marcona	27	0.12	3.3491	5.8360	4	5	0.1751	0.26	0.1545	5.8360
Talara	27	0.17	3.1950	4.1031	4	6	0.1335	0.41	0.1097	4.1031
Trujillo	38	0.04	7.1037	17.9125	7	8	0.2865	0.07	0.2767	17.9125
Promedio									0.1557	6.3138
									E(W/Wn)	0.1744
									V(W/Wn)	0.2357

3.4.3. CARGA DIARIA MAXIMA DE VIENTO, W_{apt} .

En la Tabla 3.2 también se encuentran las cargas correspondientes a un instante cualquiera del tiempo, siguen una distribución Extrema Tipo II.

Los valores son $W_{apt}/W_n = 0.1744$ y $V_{W_{apt}/W_n} = 0.2357$. Los procedimientos de cálculo son similares a los de la máxima carga en la vida de la estructura, estos valores se usarán más adelante cuando se verifiquen las combinaciones de carga.

3.5. CARGAS DE SISMO

Para definir la Confiabilidad de sistemas sometidos a fuerzas causadas por sismos, se hace necesario definir la sismicidad de la zona donde estos se encuentran ubicados.

La información de la sismicidad puede obtenerse de dos fuentes principales y complementarias entre sí: La primera consiste en analizar los registros históricos y la segunda en evaluar la información geofísica disponible. En el año 1935 Richter definió la magnitud de un sismo como el logaritmo de la máxima amplitud del trazo, expresado en milésimas de milímetro, de un sismógrafo normalizado, ubicado a 100 km. del epicentro. Posteriormente Gutenberg y Richter demostraron que la magnitud M , de un sismo puede relacionarse con la energía liberada por medio de una ecuación logarítmica.

El análisis estadístico de la magnitud de los sismos ha sido efectuado por numerosos autores; los investigadores mencionados anteriormente han encontrado que existe una relación entre el número de sismos con una magnitud dada y su respectiva magnitud, en regiones con características geofísicas similares:

$$\text{Log}[N(m)] = \alpha - \beta \cdot m$$

Cuando $m = 0$ se obtiene que $N(0)$ es el número de sismos con magnitudes mayores a cero; se verifica fácilmente que dicho valor es α , luego de algunas transformaciones :

$$\text{Log}[N(m)] - \text{Log}(0) = -\beta \cdot m$$

$$\text{Log}\left[\frac{N(m)}{N(0)}\right] = -\beta \cdot m$$

pero el primer término de la ecuación anterior es una relación de frecuencias, entre el número de sismos con magnitud m y el total de sismos, o sea:

$$\begin{aligned}\frac{N(m)}{N(0)} &= P[M > m] \\ &= 1 - P[M \leq m] \\ &= 1 - F_M[m]\end{aligned}$$

cambiando de bases a los logaritmos se llega a:

$$F_M(m) = 1 - \text{Exp}[-\beta m]$$

La anterior función acumulativa corresponde a una distribución de valores Extremos tipo I.

Suponiendo que M es la máxima magnitud que puede tomar un sismo en un intervalo de tiempo, tal como un año, entonces la distribución de M es del tipo I:

$$F_M(m) = \text{Exp}[-\alpha e^{-\beta m}]$$

Para aplicar criterios de confiabilidad, se debe relacionar la magnitud con alguna manifestación que permita en forma cualitativa, evaluar la acción del sismo sobre el sistema estructural. Una forma de conseguir lo anterior, es usando la relación (funciones de atenuación) que existe entre la magnitud y la máxima aceleración en la base de la estructura que dicha magnitud puede causar.

Según la referencia [4] dicha relación puede expresarse como:

$$a(m) = \frac{b_1}{R^{b_3}} \text{Exp}[b_2 m]$$

Aplicando los principios de funciones aleatorias de variables aleatorias, se obtiene que la distribución acumulativa de la máxima aceleración anual sigue una Extrema del tipo II (siendo X la variable que representa la máxima aceleración anual):

$$F_x(a) = \text{Exp} \left[- \left(\frac{\alpha^{\frac{b_2}{\beta}} \cdot b_1 \cdot R^{-b_3}}{a} \right)^{\frac{\beta \cdot R^{b_3}}{b_1}} \right] = \text{Exp} \left[- \left(\frac{u}{a} \right)^k \right]$$

donde:

R :	Distancia epicentral , en km.
$b_i, i = 1,2,3$	Constantes de relacion magnitud - aceleración.
α, β	Constantes de los valores extremos de las magnitudes.
a	Aceleración del suelo en cm/seg ² .

Se conoce como *RIESGO SISMICO* a la probabilidad de que la aceleración sea excedida en un año cualquiera. Si se supone que la aceleración tiene un valor $a = a_0$, la probabilidad de excedencia (riesgo sísmico) será:

$$P[a_0 > a] = 1 - F_x(a) = p.$$

La máxima aceleración en la vida útil de la estructura, Y, puede expresarse a partir de la variable X suponiendo que las aceleraciones anuales son estadísticamente independientes y que su probabilidad de ocurrencia en un año dado es constante, según lo siguiente:

$$F_Y(a) = [F_X(a)]^n$$

La variable Y seguirá también una distribución del tipo E II y tendrá como parámetro k, el mismo de X, mientras que el otro será $u^* = u n^{\frac{1}{k}}$, por lo que la distribución acumulativa de probabilidad de Y, la máxima aceleración en la vida útil - n años - de la estructura será:

$$F_Y(a) = \text{Exp} \left[- \left(\frac{u^*}{a} \right)^k \right]$$

Conviene acá recordar algunos conceptos relacionados con el Período de Retorno T (ver Capítulo 1, sección 1.1.2.). Sea Z la variable que representa que en un año cualquiera se ha producido el evento de que X haya sido excedido, al menos una vez, en un período de n años; Z sigue una secuencia Bernoulli esto es Z es B(n,p) donde $p = 1 - F_x(a)$ es la probabilidad del evento Z, también conocido como *RIESGO SISMICO PARA n AÑOS*, o sea la probabilidad de que al menos una vez en los n años la aceleración actuante exceda con una probabilidad, p, a un valor prescrito, entonces :

$$P[Z \geq 1] = 1 - P_z(0) = 1 - C_0^n [1 - F_x(a)]^0 [F_x(a)]^n = 1 - [F_x(a)]^n = 1 - F_y(a) = P[Y > a]$$

El número de años N hasta la primera ocurrencia del evento Z es una variable aleatoria que sigue una distribución Geométrica, G(p). El *PERIODO DE RETORNO*, es el valor medio de N, es decir:

$$T = N = \frac{1}{p} = \frac{1}{1 - F_x(a)}$$

mientras que la probabilidad de que no ocurra el evento Z, en n años es:

$$P[N > n] = (1 - p)^n = [F_x(a)]^n = F_y(a) = P[Y < a]$$

El Período de Retorno es el promedio de intentos (años) hasta la primera ocurrencia del evento Z, esto es hasta que la aceleración actuante sea mayor que la aceleración prescrita, que se esperaba con una probabilidad p. Se suele confundir el concepto de período de retorno con el concepto de que transcurrirán T años entre eventos Z, lo que es incorrecto; es más, la probabilidad del evento en cada año sigue siendo p aunque Z haya ocurrido en el año anterior. La referencia [1] del Cap. 1 indica que la probabilidad de que Z ocurra más de una vez en un período de T años es de $1 - e^{-1} = 0.632$; por lo tanto un sistema diseñado para el sismo de T-años es inadecuado con una probabilidad de alrededor de 2/3 al menos una vez durante los T años.

Habiendo aclarado conceptos, se puede proseguir a determinar la relación entre la Carga media de Sismo y la Carga nominal de Sismo.

Usando como referencia los trabajos de Algermissen-Perkins, [2] Cap. 5, se trabaja con las máximas aceleraciones del suelo que tengan una probabilidad de 10% de ser excedidas en un período de 50 años, llamemos a_{10} a dicho valor; $F_A[a_{10}] = 1 - 0.1 = 0.9$. Si bien Algermissen-Perkins confeccionaron un mapa de USA en los que se determina dicho valor para todos los estados de la Unión, para este estudio se usarán las mismas ciudades de las que se tienen datos de las cargas de viento, que coincidentemente están situadas en la zona con sismicidad I del país.

En la Tabla 3.3 se ha calculado el valor de a_{10} , para ello recurrimos a la Universidad Nacional de Ingeniería, en las instalaciones del CISMID. Por gentil colaboración del personal del centro de cómputo del CISMID, usando el programa RISK, que se emplea para la evaluación del riesgo sísmico basado sobre el registro de un amplio número de sismos, se les solicitó que suministraran las aceleraciones correspondientes a riesgos sísmicos de 0.10 y 0.02 para 10 localidades distintas que se encuentran dentro de la Zona tipo I (para los efectos de la calibración), con esos datos se evaluaron los parámetros u y k para una distribución Extrema tipo II, posteriormente se determinó la distribución correspondiente a 50 años de vida útil y luego se evaluó la aceleración que no sea excedida con una probabilidad de 90 % o sea a_{10}

Es muy interesante corroborar que los resultados encontrados coinciden plenamente con el postulado de Algermissen-Perkins, [2] Cap 5, que enuncia que para todas las ciudades cuando la aceleración se duplica esto corresponde a un incremento del Período de Retorno por un factor de 5 y que esto es congruente con valores de k de alrededor de 2.3. Por otro lado es conveniente expresar al parámetro u del siguiente modo, para un valor $k=2.4623$:

$$u = a_{10} \left[-\text{Ln}[1 - 0.1] \right]^{\frac{1}{k}} = 0.40 a_{10}$$

Como materia de ilustración se presentan, en la Fig. 3.5, las curvas correspondientes a las funciones acumulativas de probabilidad para 1 año y 50 años.

Finalmente para tomar en cuenta que posiblemente los nuevos códigos de diseño Sismo-Resistente en el país seguirán el formato ASCE-ANSI con la inclusión de a_{10} como parámetro de diseño, expresemos nuestra Distribución de Probabilidad en función de ella.

Tabla 3.3								
Ciudad	Anual				50 Años			
	a (cm/seg ²) P[A>a]=0.1	a (cm/seg ²) P[A>a]=0.02	k	u	k	u50	a (cm/seg ²) P[a<A]=10%	a(g) P[a<A]=10%
Arequipa	153	309	2.3538	58.8326	2.3538	310.0455	806	0.82
Chiclayo	128	249	2.4736	51.4715	2.4736	250.2682	621	0.63
Chimbote	160	323	2.3584	61.7272	2.3584	324.2435	842	0.86
Chachap.	113	203	2.7894	50.2177	2.7894	204.1467	457	0.47
Huanuco	116	216	2.6453	49.3998	2.6453	216.7648	506	0.52
Pisco	154	316	2.3046	58.0587	2.3046	317.0141	841	0.86
Marcona	140	266	2.5689	58.1472	2.5689	266.6246	638	0.65
Talara	133	262	2.4233	52.3656	2.4233	263.1126	666	0.68
Trujillo	146	291	2.3864	56.7631	2.3864	292.4231	751	0.77
Lima	165	336	2.3192	62.4389	2.3192	337.2934	890	0.91
			2.4623	55.9422	2.4623	278.1937	693	0.71

$$F_A(a) = \text{Exp} \left[- \left(\frac{a}{0.40a_{10}} \right)^{-2.4623} \right]$$

$$A = u \Gamma \left(1 - \frac{1}{k} \right) = 0.60 a_{10}$$

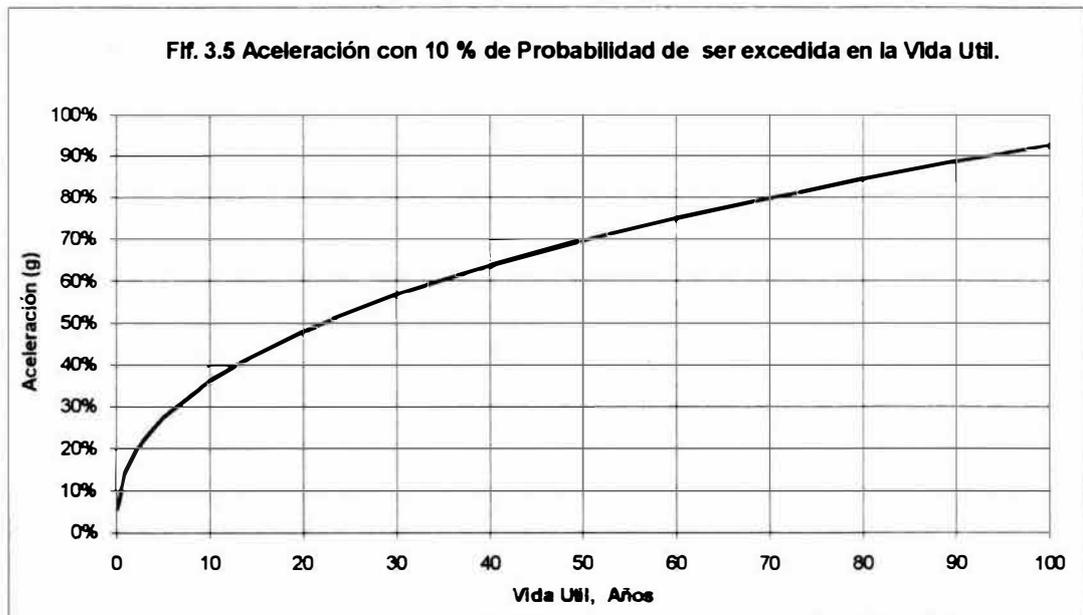
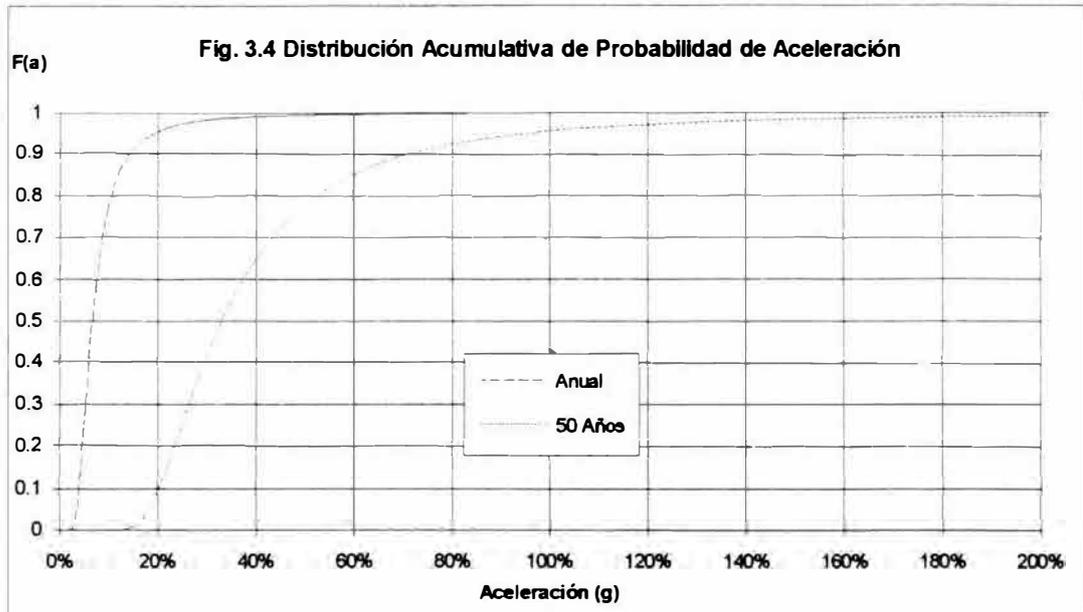
$$V_A = 108\%$$

Los efectos de carga causados por movimientos sísmicos en edificaciones convencionales, se determinan por métodos de análisis estáticos para cargas que son proporcionales al cortante en la base, Q, el cual a su vez es determinado a partir de una ecuación de la forma:

$$Q = (B) A S_{v_0} S \frac{1}{R} W$$

en donde:

- A = Máxima aceleración del suelo.
- S_{v_0} = Factor de amplificación espectral, es función del período y del amortiguamiento de la estructura.
- S = Factor de suelo, aceptado como 1 para efectos de calibración.
- R = Factor que es función del sistema estructural.



- W = Peso de la estructura.
- B = Factor aleatorio, con media igual a uno, usado para tomar en cuenta las incertidumbres en el modelo y otras.

El factor R toma en cuenta las ductilidades del material, elementos, sistema estructural y la colaboración de elementos normalmente ignorados en los cálculos estructurales. Se usarán para la calibración estructuras apertadas ordinarias, de acero, siguiendo lo indicado en [2], versión de 1982 y de ATC-3 se tomará para R un valor de 5. Para S_{V_0} usaremos un

valor de $T = 0.3$ y la expresión $1.2/T^{2/3}$ lo que arroja un valor de 2.68, o sea que:

$$\bar{Q} = \frac{2.68}{5} \bar{A} \bar{W} = 0.54 \bar{A} \bar{W}$$

La media del coeficiente de cortante en la base será entonces:

$$\frac{Q}{W} = 0.54 \bar{A}$$

Para relacionar la media anteriormente formulada con los valores nominales, se usan las Normas Básicas de Diseño Sismo-Resistente aprobadas para el Perú en 1977, que son las que actualmente tienen fuerza legal, aunque en la fecha (julio de 1993) se están estudiando unas nuevas normas.

$$Q_n = \frac{ZUSC}{R_d} W$$

donde:

- Z = Factor de Zona, se aceptan estructuras de la Zona 1, esto es 1.0.
- U = Factor de uso, asumido como 1.0, para uso tipo C, edificaciones comunes.
- S = Factor de suelo, nuevamente tomado como 1.0, por calibración.
- C = Coeficiente sísmico, que depende de la relación entre el período de la estructura y el período del suelo, tomado como 0.40, consecuente con $T=0.3$ y $T_s = 0.3$.
- $R_d = 6.0$ para edificios de pórticos de acero.

$Q_n = 0.067W$ y por lo tanto:

$$\frac{Q}{Q_n} = \frac{0.54 A W}{0.067 W} = 8.06 A = 4.84 a_{10}$$

La incertidumbre en Q está, indudablemente, dominada por la de A ; por lo que los valores de los coeficientes de variación de los otros factores no son muy importantes. Sin embargo se estima que V_w está en el rango de 0.07 a 0.1, concordante con el de la Carga

Muerta y de la Carga Viva para grandes áreas de influencia. La incertidumbre representada por B incluye el modelaje de las cargas y el cambio de análisis estático por dinámico (por ejemplo errores en la distribución de A, superposición de respuestas modales, aproximaciones de la distribución de la carga en la altura de la estructura, etc.); el valor de V_c está en el rango de 0.2 o tal vez algo más; S_{V_c} tiene un coeficiente de variación de 0.3 para los períodos y amortiguamientos implicados. La incertidumbre en R puede ser muy grande dadas las limitaciones en las verificaciones de las pruebas en estructuras reales.

Aunque los valores descritos son importantes, en ningún caso llegan a afectar al valor de 108 % de A.

En resumen Q tiene una distribución extrema del tipo II, con $k = 2.4623$ y un coeficiente de variación de 108 %, siendo el valor de $u = 0.40 a_{10}$.

3.6. COMBINACIONES DE CARGAS

La mayoría de las cargas que solicitan a una estructura varían con el tiempo. Si un elemento estructural está sujeto solamente a una carga dependiente del tiempo, además de la Carga Muerta, la confiabilidad podría ser determinada simplemente combinando a la Carga Muerta con el máximo de la carga actuante en el período de vida de la estructura. Realmente es muy frecuente el caso de que varias cargas, que son función del tiempo, actúen simultáneamente en una estructura en un instante cualquiera. Conceptualmente, estas combinaciones de carga deberían tratarse aplicando la teoría de Procesos Estocásticos, que toma en cuenta la naturaleza aleatoria del modelo y su dependencia con el tiempo, además de su correlación en el espacio.

Las cargas (o efectos de carga) que actúan en una estructura pueden ser representadas según lo vemos en la Fig. 3.7.

Las cargas permanentes (3.7a), tales como las Cargas Muertas, varían muy lentamente y mantienen una magnitud constante (cuasi-aleatoria). Las Cargas Sostenidas (3.7b) pueden variar en momentos discretos, pero entre esas variaciones permanecen relativamente constantes, pueden incluso estar ausentes en largos períodos de tiempo, la

Carga Viva es de esta categoría. Finalmente, cargas transitorias de corta duración (3.7c) ocurren en forma poco frecuente, como su duración es tan pequeña comparada con las otras, estas son modeladas como impulsos. Vientos extremos y Sismos violentos son ejemplos típicos de estos tipos de carga.

La terminología "momento arbitrario en el tiempo" (arbitrary-point-in-time) para una carga, es usada frecuentemente. Es simplemente aquella carga que sería medida si el proceso de carga fuera estudiado en un instante cualquiera del tiempo, por ejemplo en un experimento de evaluación de cargas en una estructura.

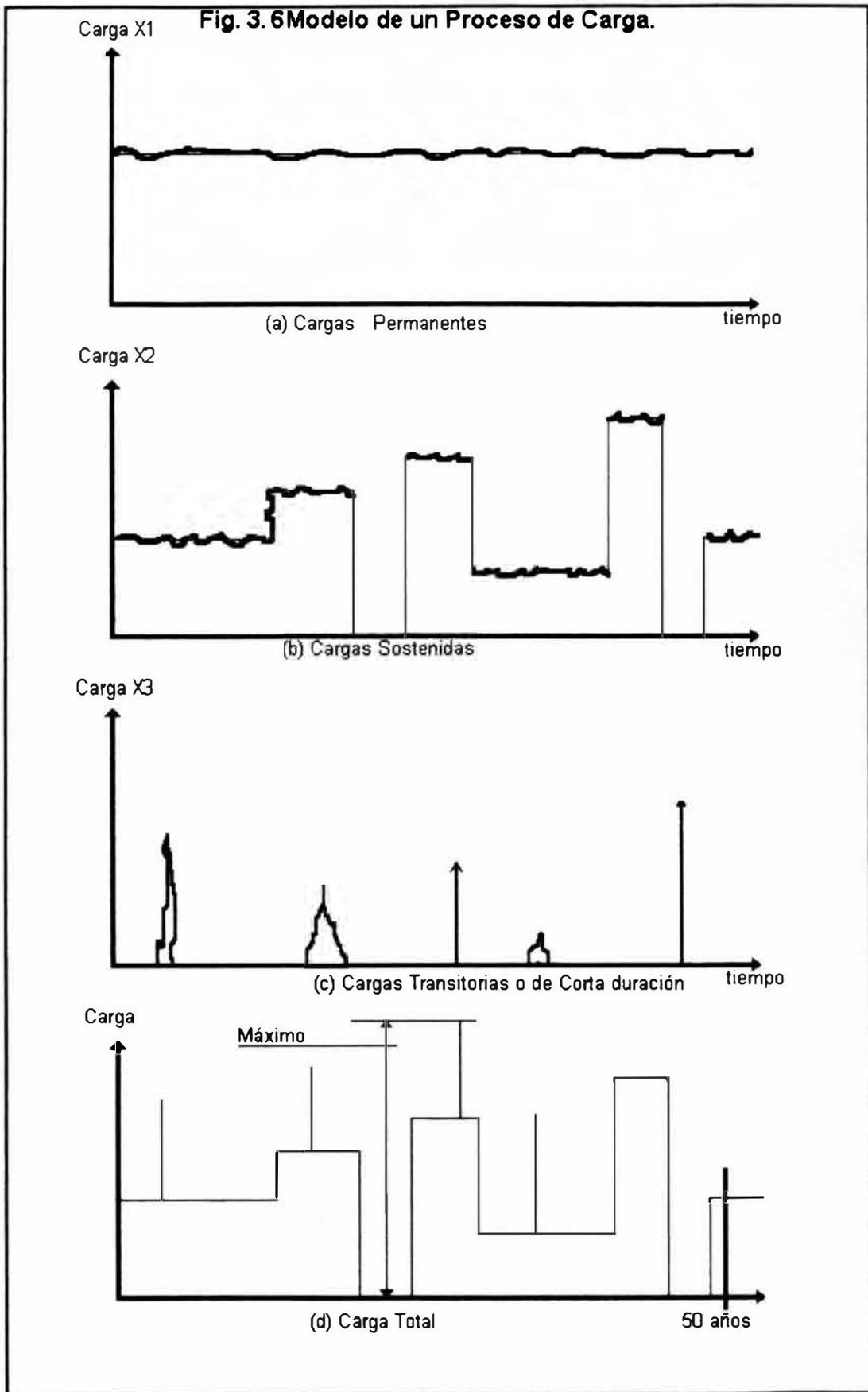
El análisis de confiabilidad asociado con Estados Límites últimos, requiere que la carga máxima total sea evaluada durante el período de referencia (50 años) de vida útil de los sistemas .

Cuando más de una carga, dependiente del tiempo, actúa, es muy poco probable que cada una de ellas pueda alcanzar su máximo valor simultáneamente con las otras. Esto puede ser observado en (3.7d).Consecuentemente un componente estructural puede ser diseñado para una carga total que sea menor que la suma de las máximas cargas parciales, esto es reconocido tanto por el RNC en su artículo 7.3 de las Normas E-020 y por ANSI A58.1 1972 y ASCE/ANSI 7-90.

Los factores de combinación de cargas en estas normas parece que han evolucionado más en forma intuitiva que racional, es decir no consideran para nada las naturalezas de las cargas y sus variabilidades.

Fue Borges [9] quien propuso una metodología bastante aceptable para evaluar las combinaciones de cargas. Sin embargo se usará la referencia[15], a través de la llamada "Regla de Turkstras" como una alternativa lo suficientemente aceptable para manejar el tema.

La regla manifiesta que el máximo de una combinación de cargas ocurrirá cuando una de ellas esté en el máximo esperado en la vida útil de la estructura mientras que las otras asumen sus valores instantáneos.



Expresado matemáticamente si:

$$Z(t) = X_1(t) + X_2(t) + \dots + X_n(t)$$

entonces el máximo Z está dado por:

$$\max Z = \max_i \left[\max_T X_i(t) + \sum_{j=1}^k X_j(t) \right]$$

Si existen k cargas dependientes del tiempo en la ecuación de estado límite, es necesario considerar k combinaciones de carga y calcular la confiabilidad asociada a cada una de ellas, el mínimo valor de β calculado para estas combinaciones es una cota inferior de la confiabilidad del elemento.

El anterior modelo será usado no solo por su simplicidad sino por el incontrastable argumento de que es consistente con el hecho de que las fallas ocurren como una consecuencia de que una de las cargas alcanza un valor extremo y no por el hecho de que dos o más de ellas alcanzan simultáneamente valores "casi extremos".

A continuación definiremos las combinaciones de carga que representan los Estados Límites Últimos de interés en este estudio.

- La Carga Muerta actuando sola:

$$D$$

- Para el caso de la Carga Muerta y la Carga Viva la combinación a estudiar será:

$$D + L$$

- Para el caso de Carga Muerta, Carga Viva y Viento:

$$D + L + W_{apt}$$

$$D + L_{apt} + W$$

- Para el caso de Carga Muerta, Carga Viva y Sismo:

$$D + L_{apt} + E$$

- Cuando se presenta el caso de cargas que se contraponen:

D – W

D – E

En cada uno de los Estados Límites anteriores se determinarán los Factores de Carga, tal como se muestra en el Capítulo 5.

3.7. TRANSFORMACION DE CARGAS A EFECTOS DE CARGAS

Los efectos de carga Q_i están relacionados con las cargas que solicitan a una estructura a través de la expresión siguiente:

$$Q_i = c_i B_i S_i$$

en donde c_i = coeficiente de influencia, B_i = parámetro de modelaje y S_i = carga actuante en la estructura. Se asume que la transformación de carga a efecto de carga es lineal, además se supone que las variables anteriormente mencionadas son estadísticamente independientes.

Es conveniente, desde una óptica conceptual, analizar todos los factores que contribuyen a la incertidumbre total que existe en un efecto de carga de un elemento estructural. Adicionalmente a la variabilidad inherente a la carga, la incertidumbre se genera del modelaje que transforma una carga que es función del espacio y el tiempo en una carga uniformemente distribuida y estática, que pueda ser usada para propósitos de diseño. Los efectos de este modelaje se reflejan en el parámetro B_i que se supone con media uno y coeficiente de variación V_{B_i} que refleja la incertidumbre en el modelo de la carga. Finalmente, las incertidumbres que provienen del análisis que transforma la carga uniformemente distribuida a efectos de carga, se reflejan en el parámetro C_i . Esto incluiría la idealización en dos dimensiones de estructuras tridimensionales, rigidez de los apoyos, rigidez en las conexiones, continuidad en los elementos, etc.; entonces el coeficiente de variación de este parámetro depende de la carga y de la estructura.

La media y el coeficiente de variación del efecto de carga son:

$$Q_i = \bar{c}_i B_i S_i$$

$$V_{Q_i} = \sqrt{V_{c_i}^2 + V_{B_i}^2 + V_{S_i}^2}$$

Se puede asumir que los coeficientes de variación de c y B están en el orden del 5 % al 15 %.

Quando varias cargas actúan simultáneamente, el efecto de carga en el elemento será:

$$Q = c_1 B_1 S_1 + c_2 B_2 S_2 + \dots$$

Se debe recordar que los análisis de confiabilidad usan los efectos de carga en las ecuaciones de Estado Límite.

BIBLIOGRAFIA

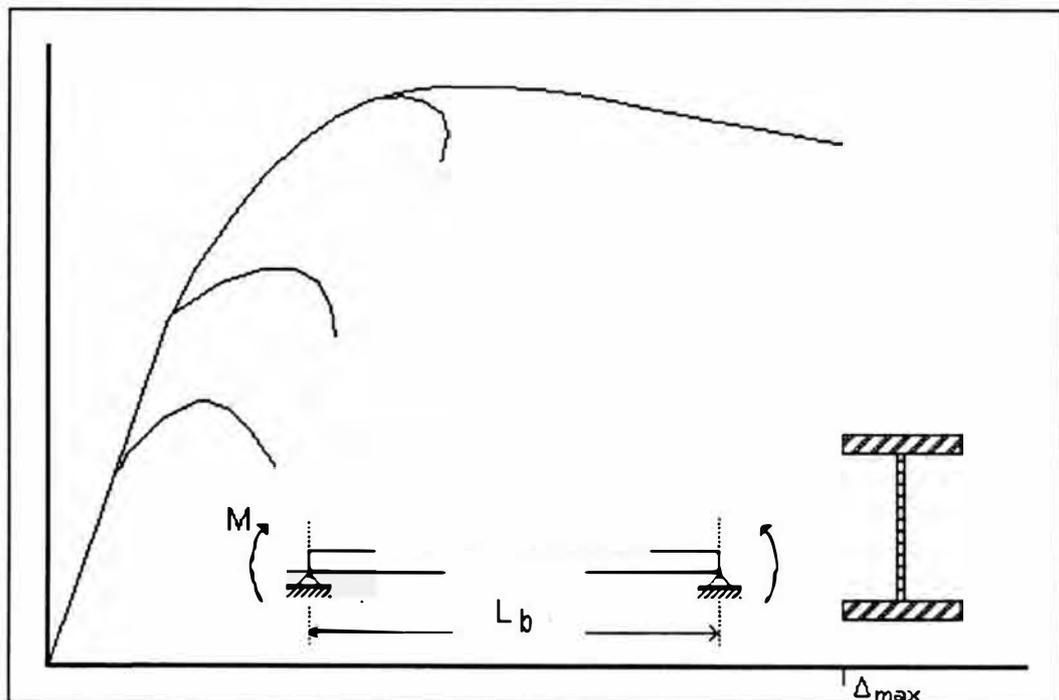
1. Allen, D.E. "LIMIT STATES DESIGN" Canadian Journal of Civil Engineering. Vol 2, N° 1, 1976, pp 36-49.
2. ANSI / ASCE 7-90 "MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES", ASCE, 1990.
3. Bietry J., Sacré C. y Simiu E. "MEAN WIND PROFILE AND CHANGE ON TERRAIN ROUGHNESS" Proceedings A.S.C.E. Octubre 1978 .
4. Borges F. y Castanheta M. "STRUCTURAL SAFETY- VOL II" Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil , Lisboa 1971.
5. Corotis Ross B. y Doshi V.A. "PROBABILITY MODELS FOR LIVE LOAD SURVEY RESULTS" Proceedings A.S.C.E. Junio 1977 .
6. Ellingwood B. y Culver Ch. "ANALYSIS OF LOADS IN OFFICE BUILDINGS" Proceedings A.S.C.E. Agosto 1977.
7. Galambos T.V. y Ravindra K.M. "LOAD FACTOR DESIGN FOR COMBINATION OF LOADS" A.S.C.E. National Meeting Abril 1973.
8. Ito M., Sumagowoa T. y Kanai N. "SOME NUMERICAL EXAMINATIONS OF SAFETY MEASURES IN STRUCTURAL DESIGN" Reliability Approach in Structural Engineering, Maruzen Co. Ltd. Tokio 1974.
9. Jong-Cherng Pier y Cornell A.C. "SPATIAL AND TEMPORAL VARIABILITY OF LIVE LOADS", Proceedings A.S.C.E. Mayo 1973.
10. Kinarchiam A.D. "SECOND MOMENT COMBINATION OF STOCHASTICS LOADS" Proceedings A.S.C.E. Octubre 1978.

11. McGuire R. y Cornell A.C. "LIVE LOADS EFFECTS IN OFFICE BUILDINGS" Proceedings A.S.C.E. Julio 1974.
12. Peñaranda C.J. y Ponce C.G. "DISTRIBUCION DE VIENTOS EXTREMOS EN EL PERU" Tesis de Grado UNI 1965.
13. Ravindra K.M., Cornell A.C. y Galambos T.V. "WIND AND SNOW LOAD FACTORS FOR USE IN LRFD" Proceedings A.S.C.E. Setiembre 1978.
14. Simiu E., Bietry J. y Filliben J. "SAMPLING ERRORS IN ESTIMATION OF EXTREME WINDS" Proceedings A.S.C.E. Marzo 1978.
15. Turkstra C.J. "THEORY OF STRUCTURAL DESIGN DECISION" Solids Mechanics Review; Waterloo University, Canada 1970.
16. Wen Yi-Kwei "STATISTICAL COMBINATION OF EXTREME LOADS" Proceedings A.S.C.E. Mayo 1977.
17. Vellozi J.W. "RECURRENCE INTERVALS FOR WIND DESIGN" Proceedings A.S.C.E. Mayo 1978.

Capítulo 4:

LA

RESISTENCIA



4.1. CONCEPTOS BASICOS

La Resistencia de los elementos estructurales, las secciones de los elementos y las conexiones generalmente es expresada por una fórmula analítica, que ha sido derivada de la teoría o por medios experimentales.

En la mayoría de los casos de importancia para las especificaciones de diseño estructural, un modelo analítico claramente definido ha sido derivado de la teoría de mecánica estructural y su comportamiento ha sido verificado por experimentos. Sin embargo es posible citar casos en los que la base del modelo es puramente teórica o exclusivamente experimental.

Algunos autores [4], [7], [10] han sugerido que la resistencia sea expresada del siguiente modo:

$$R = R_n P M F$$

$$\frac{R}{R_n} = \bar{P} \bar{M} \bar{F}$$

$$V_R = \sqrt{V_P^2 + V_M^2 + V_F^2}$$

R_n en las anteriores ecuaciones es la Resistencia Nominal basada en el modelo usado para predecir la resistencia, en las propiedades nominales del material y en las características nominales (de manual) de su geometría. Por ejemplo para una viga compacta de acero, $R_n = F_Y Z$ donde F_Y es el esfuerzo de fluencia especificado y Z es el módulo plástico de la sección.

El factor P es la relación de las resistencias obtenidas en ensayos de laboratorio a la resistencia esperada de acuerdo al modelo matemático usado. P representa pues la variación del criterio "Profesional". Similarmente, M y F (M por "material" y F por "fabricación") son relaciones de valores actuales a valores nominales en las propiedades del material y en las características de la sección recta del elemento.

Por ejemplo, para una viga compacta:

$$\bar{P} = \frac{(M_p)_{\text{ensayo}}}{Z F_y}$$

$$M = F_y Z$$

$$\bar{F} = \frac{Z}{Z}$$

donde $(M_p)_{\text{ensayo}}$ es la media del momento plástico obtenido del ensayo en vigas compactas, F_y es la media del esfuerzo de fluencia estático y Z es la media del módulo plástico de la sección.

El modelo de resistencia planteado es lo suficientemente aproximado para la mayoría de los casos, solamente en casos como vigas-columnas de concreto armado y muros de albañilería se requieren modelos mas sofisticados.

4.2. ESTADISTICA DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO

La principal propiedad del material que afecta la resistencia de una estructura de acero, es el esfuerzo de fluencia F_y . El diseñador selecciona el grado de acero a ser usado en cada componente; una vez que ha hecho esto el "Esfuerzo de Diseño Especificado" es conocido y el diseñador lo usa en sus cálculos. En el desarrollo del método LRFD [6] se acepta que en los métodos de diseño probabilístico a Estado Límite, se continúe usando el valor especificado para el F_y pues los diferentes tipos de acero se comercializan según esas designaciones, sin embargo es fundamental conocer los parámetros que gobiernan sus Distribuciones de Probabilidad.

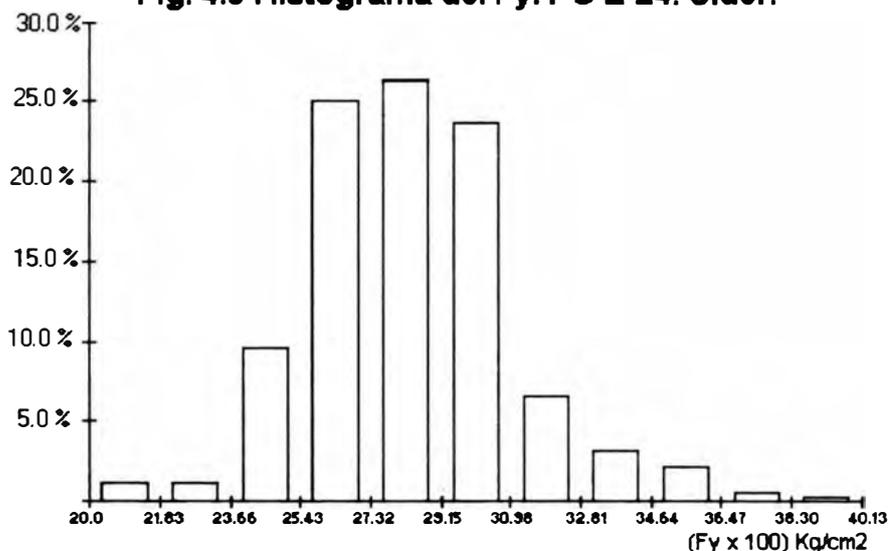
El punto de fluencia del acero depende de la composición química de la aleación y del método de manufactura empleado. Las normas ASTM y las pruebas de control de calidad le aseguran al diseñador que el punto de fluencia esté dentro de lo que él ha especificado

El esfuerzo de fluencia se puede obtener en un laboratorio de ensayos deteniendo la deformación luego que la curva Esfuerzo-Deformación ha alcanzado la "planicie" plástica, en un ensayo lento. Sin embargo como las pruebas son hechas a una velocidad de carga mayor que la que se aplica en la estructura real el resultado de cada ensayo debe de corregirse para ser convertido a un esfuerzo de fluencia estático que refleje mejor la velocidad de aplicación de la carga. De acuerdo a [8]

$$(F_Y)_{\text{aceria}} - (F_Y)_{\text{estático}} = 3.2 + 0.0001 \xi'$$

Para el común de las acerías ésta corrección equivale a 280 Kg/cm². Según datos obtenidos de Sider-Chimbote [9] en pruebas hechas sobre 406 ensayos en el material que en ese entonces se denominaba PG-E 24, es decir planchas de acero estructural laminadas en caliente con un espesor mayor de 5 mm. y un punto de fluencia no menor de 2400 kg/cm², se ha evaluado la posible distribución de frecuencias de el Valor de Fluencia, ver Fig. 4.0.

Fig. 4.0 Histograma del Fy. PG E-24. Sider.



Luego del procesamiento de los datos se observa que el punto de fluencia parece seguir una distribución lognormal, con un valor medio de 2,834 kg/cm² y un coeficiente de variación de 9.44 %.

Por otro lado se debe de reconocer que la muestra no es representativa y que los datos no fueron proporcionados en forma oficial, por lo tanto no se puede derivar los Factores de Carga en función de estos resultados, mas aún cuando con las nuevas políticas

arancelarias es muy simple importar acero y por lo tanto Sider Perú no representa la estadística del proveedor único en el país.

En base a los criterios mencionados anteriormente, sería conveniente aceptar la estadística de [7] y [8] para las propiedades del acero:

Propiedad	Ref	Base	M	V_M
Esfuerzo de Fluencia Estático, Alas	[6]	F_Y	1.05	0.10
Esfuerzo de Fluencia Estático, alma	[6]	F_Y	1.10	0.11
Módulo de Elasticidad	[6]	G, E	1.00	0.06
Esfuerzo de Fluencia Estático en corte	[6]	$F_Y/\sqrt{3}$	1.11	0.10
Módulo de Poisson	[6]	0.30	1.00	0.03
Resistencia Ultima en Tracción	[1]	F_U	1.10	0.11

También: $\bar{F} = 1.00$ $V_F = 0.05$

4.3. MODELOS EN LA RESISTENCIA DE ELEMENTOS DE ACERO

A continuación se describen brevemente algunos de los modelos de resistencia para distintos elementos, el objetivo fundamental es el de determinar los valores medios y los coeficientes de variación en cada uno de los casos, en la siguiente sección se presentará la información de los los parámetros más importantes.

La función de distribución de probabilidad para la Resistencia, independientemente de el modelo usado se asumirá como lognormal, pues la distribución para el valor de esfuerzo de fluencia sigue esta misma distribución, [6].

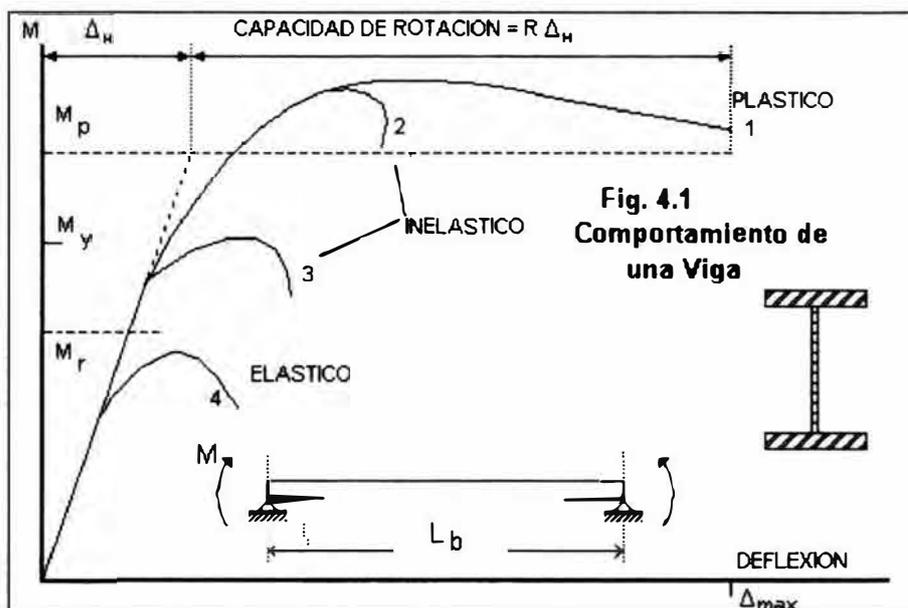
4.3.1. RESISTENCIA DE MIEMBROS EN FLEXION

El comportamiento generalizado de una viga doblemente simétrica flexionando alrededor de su eje más fuerte se muestra en la fig 4.1 [10]:

La viga finalmente falla por pandeo lateral torsional, por pandeo local debido a la compresión del ala superior o por pandeo del alma. Como los aceros poseen suficiente ductilidad, la falla por tracción es raro que ocurra antes que alguno de los tipos de falla mencionados anteriormente.

El comportamiento puede clasificarse en tres rangos:

1. El rango plástico, que se caracteriza por la capacidad de la sección recta, de alcanzar el momento plástico M_p y mantener su resistencia a lo largo de una capacidad de rotación suficiente para permitir la redistribución de esfuerzos en estructuras hiperestáticas.



2. El rango inelástico, donde la inestabilidad ocurre después que algunas o todas las porciones de la sección recta han fluido pero sólo una pequeña porción de deformación inelástica ocurre antes de la falla.
3. El rango elástico, donde el pandeo ocurre cuando la sección recta está elástica.

En la generalidad de los casos de diseño, las vigas se encuentran en los rangos 1 y 2; mientras que el 3 es importante durante la erección de la estructura, cuando aún no se han colocado los arriostramientos, [10].

Para poder determinar el momento último, se debe comparar la longitud libre de

arriostres del elemento, con los parámetros L_p , L_{bc} y L_u de acuerdo a lo siguiente:

- Si: $L_p \leq L \leq L_u \Rightarrow M_u = M_p$
- Si: $L_u \leq L \leq L_{br} \Rightarrow M_u = C_b \left[M_p - (M_p - M_o) \cdot \left\{ \frac{L - L_u}{L_{br} - L_u} \right\} \right]$
- Si: $L_{br} \leq L \Rightarrow M_u = \frac{C_b \cdot \pi}{k_y \cdot L} \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J + \frac{\pi^2 \cdot E^2 \cdot I_y \cdot C_w}{(k_z \cdot l)^2}}$

Siendo:

$$L_p = \frac{r_y}{F_y} \cdot \left[3600 + 2200 \frac{M}{M_p} \right]$$

$$L_u = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_{br} = \frac{\pi \cdot E}{\sqrt{2} \cdot k_y \cdot M_o} \cdot \sqrt{\frac{G}{E} \cdot J \cdot I_y} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4C_w \cdot M_o^2}{\left(\frac{G}{E}\right)^2 \cdot J^2 \cdot E^2 \cdot I_y}}}$$

donde:

$$M_o = S \cdot F_y$$

M = Mayor momento en el tramo.

L_u , L_{br} y L_p son valores calculados, con valores medios, para suponerlos determinísticos posteriormente.

4.3.2. RESISTENCIA DE MIEMBROS EN FLEXOCOMPRESION

La resistencia última de un elemento en flexocompresión está basada en las siguientes

hipótesis [7]:

1. Los procedimientos de diseño están basados en el comportamiento de miembros aislados, es decir la solución considera miembros con fuerzas y momentos aplicados en sus extremos.
2. Los miembros son proporcionados de tal modo que no ocurre pandeos locales antes de que se alcance la máxima resistencia.
3. La relación entre el máximo momento de extremo y la carga axial permanece constante en todo el rango de carga.

La relación entre la carga y el momento se expresa como una fórmula de interacción. Para secciones doblemente simétricas, flexionando alrededor del eje fuerte:

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{1.18 M_p} \leq 1.0$$

4.3.3. RESISTENCIA DE MIEMBROS EN TRACCION / COMPRESION

La resistencia última de miembros sometidos a cargas axiales depende únicamente de las propiedades de la sección y de la carga aplicada,[7].

4.3.3.1. TRACCION

La resistencia última es: $P_u = A_n \cdot F_y$

4.3.3.2. COMPRESION

La resistencia es,[2] Cap. 5:

$$R = \frac{\sigma_{cr}}{F_y} P \quad M \quad \bar{F}$$

donde :

σ_{cr} toma los siguientes valores, según el parámetro λ :
 F_Y

$$\begin{array}{ll}
 1.00 & \lambda \leq 0.15 \\
 1.035 - 0.202 \lambda - 0.222 \lambda^2 & 0.15 < \lambda \leq 1.00 \\
 -0.111 + \frac{0.636}{\lambda} + \frac{0.087}{\lambda^2} & 1.00 < \lambda \leq 2.00
 \end{array}$$

Siendo σ_{cr} el esfuerzo crítico con valor P_{cr}/A . P_{cr} es la carga crítica, y:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_Y}{E}}$$

4.4. ESTADISTICA DE LA RESISTENCIA DE ELEMENTOS DE ACERO

Considerando que los elementos de acero pueden ser laminados en caliente o formados en frío, se presenta a continuación los valores de la estadística para la Resistencia de ambos tipos de elementos, tal como se ha obtenido de la referencia [2] Cap. 5.

Para los elementos laminados en caliente:

Elemento Laminado en Caliente	R/R_n	V_R
Tracción, Esfuerzo de Fluencia	1.05	0.11
Tracción, Esfuerzo Ultimo	1.10	0.11
Flexión, Vigas Compactas	1.07	0.13
Flexión, Vigas Elásticas, PLT	1.03	0.12
Flexión, Vigas Inelásticas, PLT	1.11	0.14
Compresión	1.08	0.14
Flexocompresión	1.07	0.15
Trabes ("Plate Girders"), Flexión	1.08	0.12
Trabes, Corte	1.14	0.16

Para los elementos formados en frío:

Elemento Formados en Frío	R/R_n	V_R
Tracción	1.10	0.11
Flexión, Viga y Ala Arriostrada	1.17	0.17
Flexión, Viga Arriostrada, Ala Libre	1.60	0.28
Flexión, Viga sin Arriostrar	1.15	0.17
Columnas, Pandeo Elástico	0.97	0.09
Columnas, Compacta Pandeo Elástico	1.20	0.13
Columnas, Pandeo Torsional Elástico	1.11	0.13
Columnas, Pandeo Torsional Inelástico	1.32	0.18

BIBLIOGRAFIA

1. American Institute of Steel Construcción "LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS", Setiembre de 1986.
2. American Iron and Steel Institute "LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN SPECIFICATION FOR COLD - FORMED STEEL STRUCTURAL MEMBERS", Edición de Marzo de 1991.
3. Borges F. y Castanheta M. "STRUCTURAL SAFETY" Vol II, Lisboa , Enero de 1971.
4. Cooper P.B.; Galambos T.V. y Ravindra M.K. "LRFD CRITERIA FOR PLATE GIRDERS" Journal A.S.C.E. Structural D. Setiembre 1978.
5. Cornell C.A. "SOME COMMENTS ON SECOND MOMENT CODES AND ON BAYESIAN METHODS", Reliability Approach in Structural Engineering. Maruzen Co.Ltd. Tokio 1975.
6. Galambos T.V. y Ravindra M.K. "PROPERTIES OF STEEL FOR USE IN LRFD" Journal of A.S.C.E. Journal A.S.C.E. Structural D. Setiembre 1978.
7. Galambos T.V. y Ravindra M.K. "LRFD CRITERIA FOR STEEL BEAM-COLUMNS" (Bis)
8. Rao N.R. "EFFECTS OF STRAIN RATE ON YIELD STRESS OF STRUCTURAL STEEL" Lehigh University, Setiembre 1964.
9. Rojas Juan P. "INFORMACION PERSONAL" Sider Perú Chimbote.Laboratorio de control de calidad. Julio 1980.
10. Yena J.A. y Galambos T.V. "THE BENDING RESISTANCE OF STEEL BEAMS" Journal A.S.C.E. Structural D. Setiembre 1978.

Capítulo 5:

DETERMINACION

DE LOS

FACTORES DE CARGA

5.1. CALIBRACION E INDICES DE CONFIABILIDAD OBJETIVOS

Como paso previo, para la determinación de los Factores de Carga para el uso en los métodos probabilísticos de diseño a Estados Límite, se requiere la determinación de los Indices de Confiabilidad en base a los cuales se evaluarán dichos factores.

Con el fin de determinar estos Indices, es necesario establecer cuales son los valores que se encuentran inherentes en la práctica actual del diseño estructural. Teniendo en cuenta que los criterios de diseño serán los del AISC, se usará la información que se tiene disponible para la calibración según los distintos efectos de carga que se consideren, además de la Ecuación de Estado Límite que se use dependiendo de las cargas (del RNC) que intervengan en ella.

5.1.1. CARGAS DE GRAVEDAD

Las combinacion de Carga predominante que involucra Cargas de Gravedad es: (D + L). Cada situación de diseño es definida por un conjunto de valores nominales de Carga y Resistencia. En las especificaciones actuales de diseño por Esfuerzos Permisibles:

$$R_n = FS(D_n + L_n)$$

En el diseño Plástico de estructuras:

$$R_n = 1.7(D_n + L_n)$$

En el diseño de estructuras de concreto armado, normas ACI - 318-89:

$$\phi R_n = 1.4D_n + 1.7L_n$$

Los casos de Carga de Gravedad gobiernan el diseño en muchos casos y se consideran que tienen una importancia fundamental en el trabajo de Calibración.

Se muestra detalladamente el cálculo del Índice de Confiabilidad, en la Tabla 5.1, para un caso determinado y que servirá como muestra del trabajo realizado, para la Calibración.

Para el caso de diseño por Esfuerzos Permisibles en vigas de acero, que por sus características involucran un factor de seguridad de 1.70, se tiene que:

$$g(x) = R - D - L$$

sujeto a la restricción

$$R_n = 1.7(D_n + L_n)$$

La definición de la restricción es importante, pues para relaciones establecidas de Carga Viva a Carga Muerta es usando dicha restricción que se puede expresar al Valor Medio de la Resistencia, como una función del Valor Medio de la Carga Muerta y así evaluar el Índice de Confiabilidad.

Valores de β en función de la relación entre la Carga Viva y la Carga Muerta pueden verse en la siguiente figura:

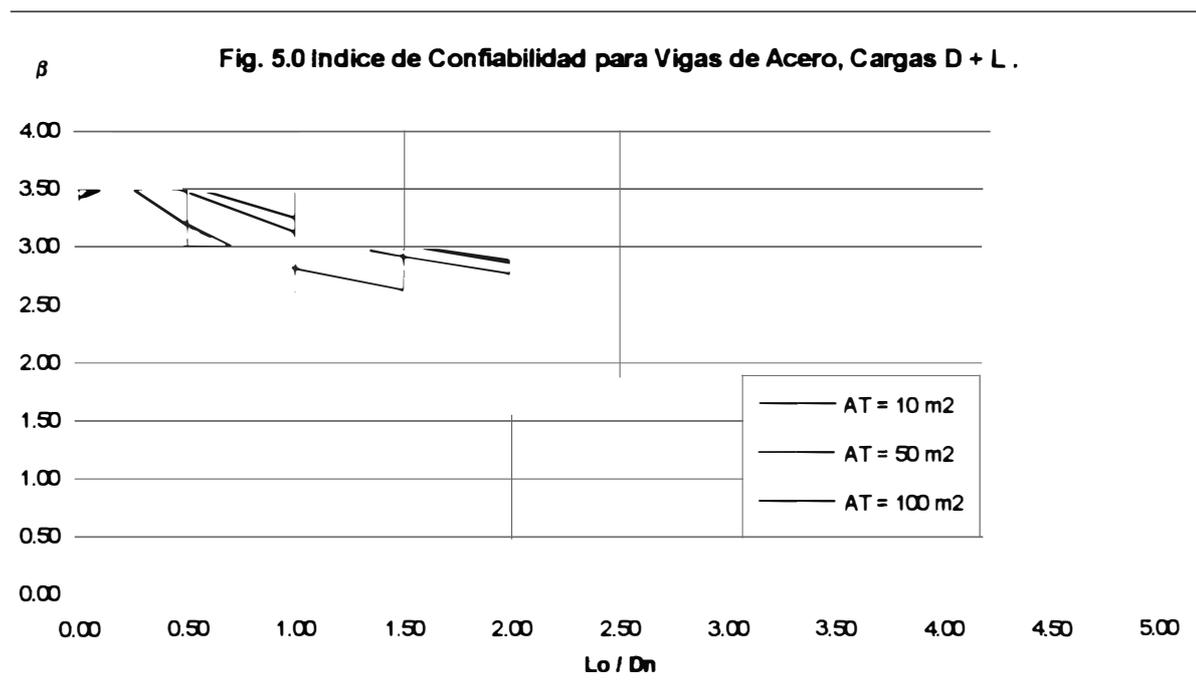
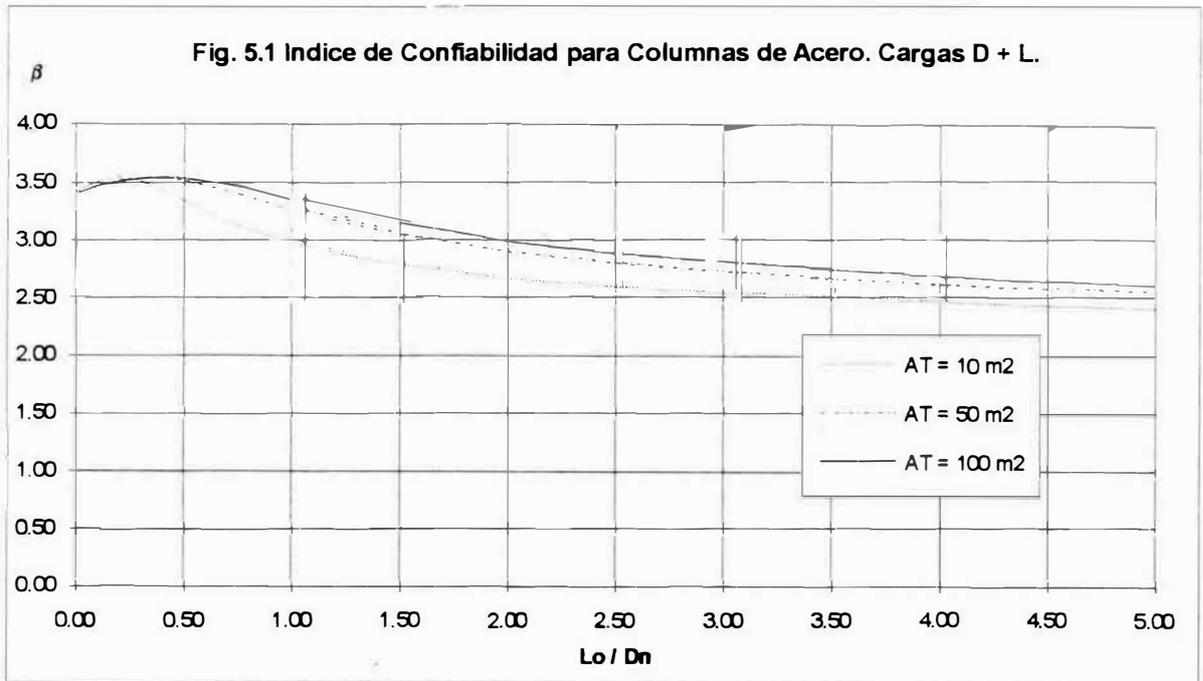


TABLA 5.1 CALCULO DEL INDICE DE CONFIABILIDAD. D+L.

Paso	Iteración	1	2	3	4	5	6					
1	$g(x) = R - D - L = 0$							sujeto a: $R_n = 1.7(D_n + L_n)$				
2	β							3.014	3.242	3.147	3.130	3.129
3	r^*	2.958	1.899	2.195	2.219	2.268	2.276					
	d^*	1.000	1.071	1.094	1.074	1.069	1.067					
	l^*	0.674	0.828	1.060	1.164	1.202	1.209					
4	Normaliz	0.065	-3.360	-2.241	-2.154	-1.986	-1.959					
	$F(r^*)$	0.526	0.000	0.013	0.016	0.024	0.025					
	$f(r^*)$	1.040	0.006	0.114	0.137	0.189	0.199					
	$SD(r^*)N$	0.383	0.246	0.284	0.287	0.294	0.295					
	$E(r^*)N$	2.933	2.724	2.831	2.838	2.851	2.853					
	$SD(d^*)$	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100					
	$E(d^*)$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000					
5	l^*	0.674	0.828	1.060	1.164	1.202	1.209					
	$F(l^*)$	0.570	0.841	0.971	0.987	0.990	0.991					
	$f(l^*)$	2.439	1.110	0.219	0.101	0.075	0.072					
	$SD(l^*)N$	0.161	0.218	0.304	0.339	0.352	0.354					
	$E(l^*)N$	0.645	0.610	0.485	0.412	0.383	0.378					
	DP r^*	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000					
	DP d^*	-1.000	-1.000	-1.000	-1.000	-1.000	-1.000					
6	DP l^*	-1.000	-1.000	-1.000	-1.000	-1.000	-1.000					
	alfa(r)	0.896	0.715	0.664	0.631	0.626	0.625					
	alfa(d)	-0.234	-0.291	-0.234	-0.219	-0.213	-0.212					
7	alfa(l)	-0.377	-0.636	-0.710	-0.744	-0.750	-0.751					
	Nuevo r^*	1.899	2.195	2.219	2.268	2.276	2.277					
	Nuevo d^*	1.071	1.094	1.074	1.069	1.067	1.066					
8	Nuevo l^*	0.828	1.060	1.164	1.202	1.209	1.211					
	G^*	0.00	0.04	-0.02	0.00	0.00	0.00					
	$G(n)$	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01					
Variable	β	3.014	3.242	3.147	3.130	3.129	3.13					
	Distrib.	E ()	C ()	a	u	l	z	E() / Nom.	Nominal			
R	Lognor	2.958	0.13			1.076	0.129	1.07	2.764			
D	Normal	1.000	0.10					1.05	0.952			
L	Ext. I	0.674	0.25	7.616	0.598			1.00	0.674			
Lo/Dn	1	$L_n = L_o [0.25 + 15 / \text{sqrt} (A_i)] = E(L)$				De aquí obtenemos E(L)						
At	537.92	sqf 50 m2										
Restricción	----->	$R_n - 1.7(D_n + L_n) = 0.00$			-----> Con la restricción = 0, obtenemos E(R)							

En la Figura 5.0 se debe recordar que L_o es la Carga Viva sin reducir, además para las estructuras metálicas el rango típico de Carga Viva a Carga Muerta se sitúa entre 1.0 y 2.0. En este caso se observa claramente que valores de alrededor de 3.0 para β son adecuados.

Dado que la estadística de la Resistencia de las Columnas de Acero es muy similar a la de las Vigas de Acero se puede esperar un comportamiento similar en los Indices de Confiabilidad. A continuación la Figura correspondiente:



En ambos casos AT es el área tributaria que se usa a para determinar la estadística de L.

Otro valor típico de β en la combinación D + L es para miembros en Tracción, Estado Límite: fluencia, (AISC), $Lo / Dn = 2.00$, $\beta = 2.5$

Se puede decir que para el caso de elementos de concreto armado los valores del Índice de Confiabilidad que se obtienen son bastante similares, para la combinación de cargas en estudio. Para elementos de Acero Formado en frío y aluminio, los valores de β están alrededor de 2.5; mientras que para el caso de Albañilería los valores son mayores, en el rango de 6, todo ello según [1].

5.1.2. CARGAS DE GRAVEDAD Y AMBIENTALES

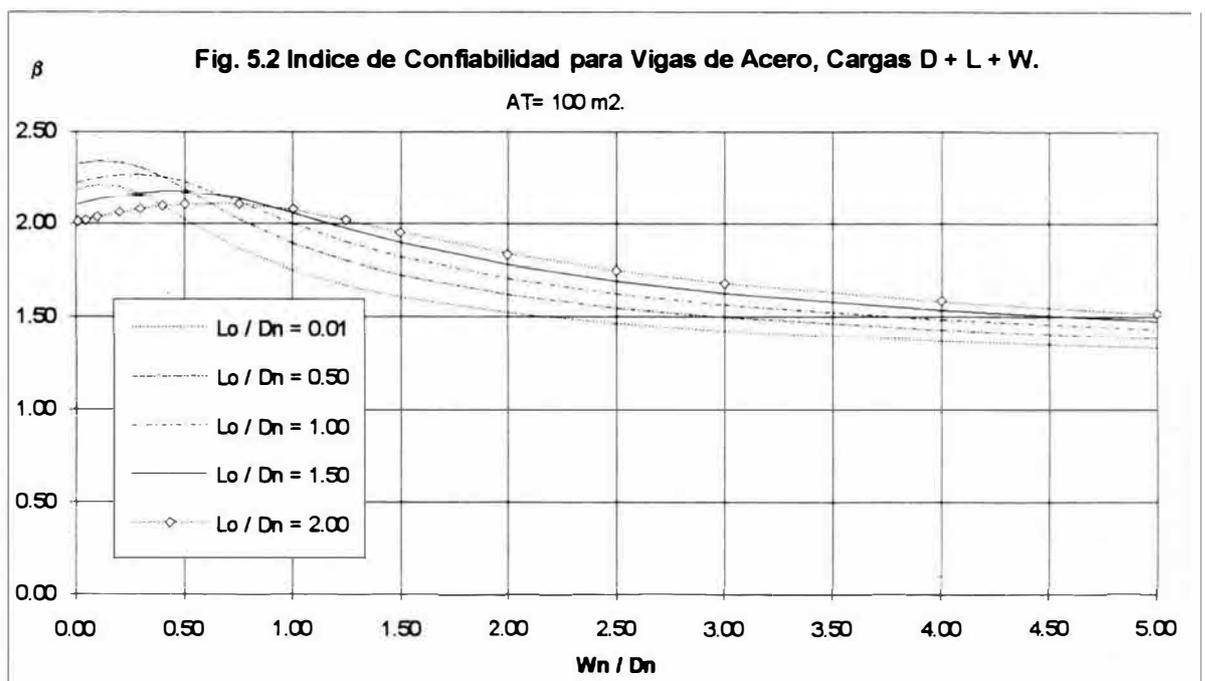
Las combinaciones de carga más importantes para estos casos son :Carga Muerta, Viva y Viento (D+L+W) además de Carga Muerta, Viva y Sismo (D+L+E). Para la Calibración el valor de la Resistencia Nominal se obtiene de:

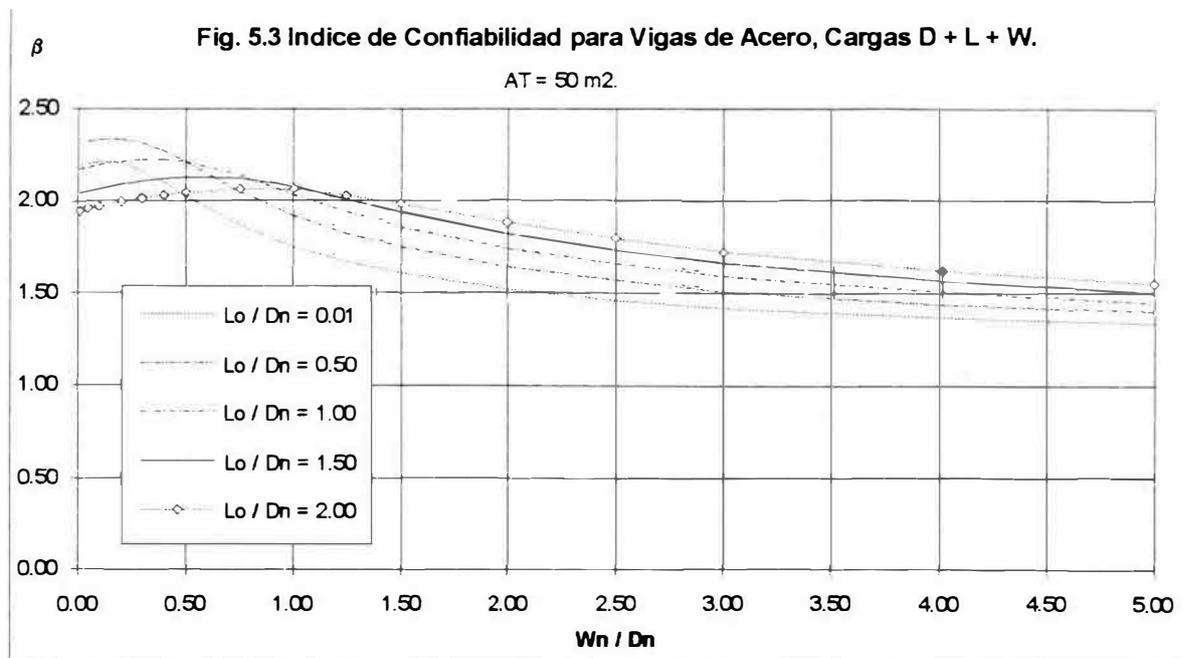
- Diseño por Esfuerzos Permisibles: $R_n = (FS)(D_n + L_n + W_n)^{3/4}$
- Diseño Plástico en Acero: $R_n = 1.3(D_n + L_n + W_n)$
- Diseño en concreto armado: $\phi R_n = 0.75(1.4D_n + 1.7L_n + 1.7W_n)$

El efecto de la velocidad de carga se toma en cuenta multiplicando R/R_n por 1.10 para elementos de acero, teniendo en cuenta que el efecto en las estructuras de acero se estima que es del mismo orden que la prueba ASTM en los prototipos de ensayo, [3].

En las figuras 5.2 y 5.3 se muestran los resultados de la Calibración para (D+L+W), β disminuye conforme W_n / D_n aumenta y su valor se incrementa al incrementarse L_o / D_n , todo ello en el rango de interés para las estructuras metálicas.

Si bien las curvas son para vigas, los resultados serán similares para elementos con estadística parecida. El Índice de Confiabilidad es menor en este caso. En general las combinaciones que incluyen el efecto del viento resultan en una confiabilidad menor, en los procedimientos de diseño actuales, que los casos de D+L.





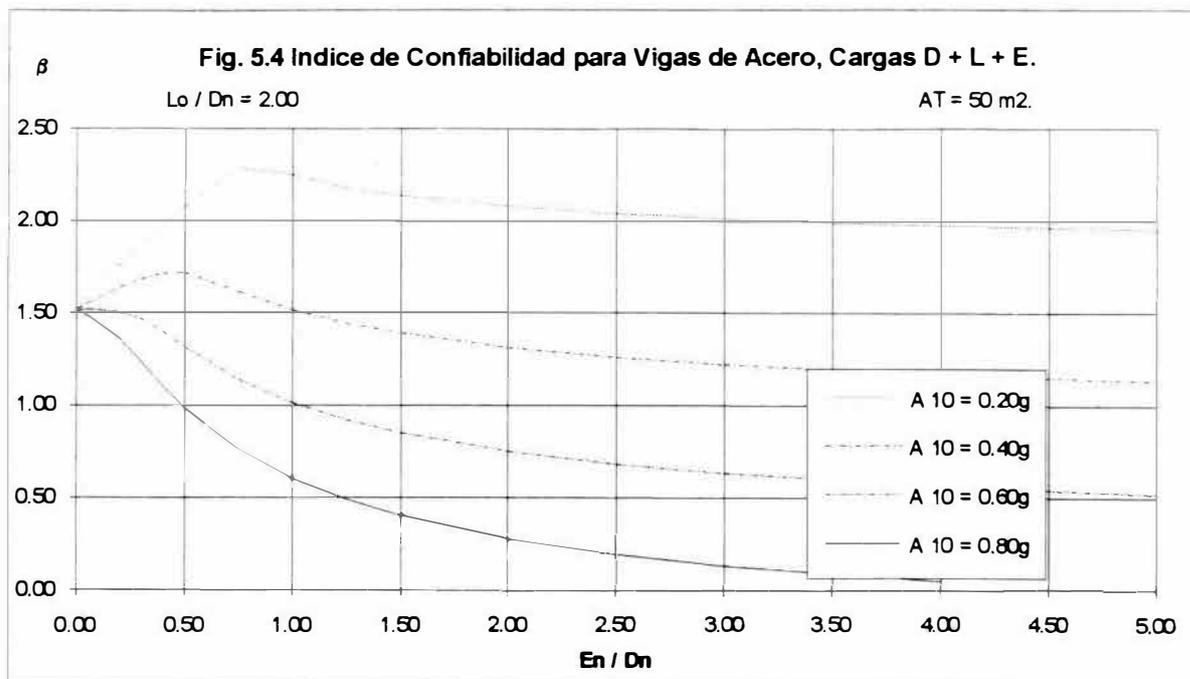
La reducción en el Índice de Confiabilidad podría ser causada por la reducción en las cargas o por el incremento en los esfuerzos permisibles.

También es posible que la Confiabilidad de las estructuras tan sólo sea aparentemente menor, pues factores como la redistribución de cargas entre los distintos elementos proporcionan un efecto de alivio y mitigación que no ha sido directamente incluido en el análisis.

Valores de β para el caso D+L+E se presentan en la figura 5.4. Efectos de la velocidad de carga han sido incorporados en el análisis.

Debido a la gran variabilidad de las fuerzas de sismo, comparadas con las de las cargas muertas, las curvas rápidamente son asintóticas a ciertos valores que reflejan principalmente la contribución del efecto sismo.

Con respecto a los bajos valores del Índice para los casos en que a_{10} es alto y cuando la relación E_N/D_N es grande, podría deberse al hecho de que los valores de E_N son poco probables y por lo tanto las Normas no contemplarían situaciones tan extremas no siendo práctico requerir una Confiabilidad alta en esos casos.



5.1.3. INDICES DE CONFIABILIDAD OBJETIVOS

Se ha examinado la confiabilidad en un Estado Límite, caracterizado por el Índice de Confiabilidad, β , para varias combinaciones de Cargas. Parece que los valores de β en el diseño actual son menores cuando se incluye los efectos de viento o sismo, que cuando se considera las cargas de gravedad exclusivamente.

Esta conclusión podría ser tan solo aparente. En el caso de las cargas vivas, las cargas consisten en múltiples fuentes discretas y el efecto en la estructura es generalmente local. Esto es muy diferente cuando las fuerzas de Viento o Sismo afectan a la estructura en su integridad.

Muchos efectos que alivian los esfuerzos no pueden ser expresados directamente en forma de cantidades definibles y como las estructuras no parecen mostrar problemas por esta aparente reducción de Confiabilidad, parece ser conveniente aceptar menores valores de β cuando las combinaciones de Cargas involucren Viento o Sismo, para la determinación de los Índices de Confiabilidad Objetivo, β_o , que calcularemos .

No es el objetivo del presente trabajo, la de hacer sugerencias específicas sobre cuales deben ser los Indices de Confiabilidad con los que distintos Comités podrían normar para los variados materiales que se usan en las estructuras, sino solamente sugerir los Factores de Carga que reflejen en cierto modo la práctica profesional vigente.

El hecho de sugerir los Factores de Carga no limita mayormente a otros grupos de trabajo, pues a través de los valores de ϕ , pueden ellos ajustar la Confiabilidad de los Diseños para distintos materiales y un solo conjunto de Factores de Carga y Combinaciones de Cargas.

Los valores de β_o derivados más adelante, son pues escogidos con el propósito de permitir que los Factores de Carga, sean derivados de una manera que garanticen que un Criterio de Diseño Probabilístico a Estados Límite nos de básicamente, en un sentido global, los mismos resultados que la práctica vigente.

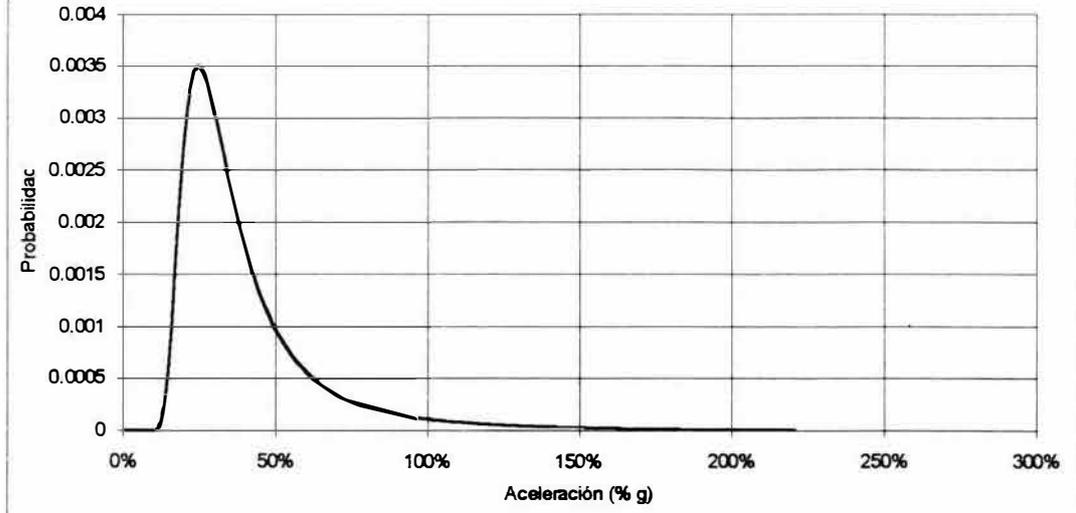
El criterio anterior es necesario por la naturaleza evolutiva de los Códigos de Diseño, que requieren que los cambios sean hechos de forma cauta y deliberada.

Con el fin de determinar los Indices objetivos se aceptará lo sugerido en [4], en el sentido que la frecuencia relativa de las diferentes situaciones de diseño para D, L, W y E son las siguientes:

Tabla 5.2 FRECUENCIAS RELATIVAS DE SITUACIONES DE DISEÑO						
	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00	5.00
Ln / Dn	10	20	25	35	7	3
Wn / Dn	25	25			25	25
En / Dn	25	25			25	25

Para el caso de la Calibración cuando interviene el sismo y dado que la definición de Distribución de Probabilidad involucra el factor a_{10} , se deben a encontrar las frecuencias relativas de dicho parámetro. La función de Densidad de Probabilidad de la Máxima Aceleración Esperada en 50 años permite evaluar la frecuencia relativa de a_{10} .

Fig. 5.4.1 PDF Máxima Aceleración Esperada en 50 Años.



a_{10}	0.20g	0.40g	0.60g	0.80g
Ponderación	0.52	0.33	0.12	0.03

El siguiente paso es determinar el β_0 para D+L.

Para distintos valores de L_n/D_n y distintos valores del Area Tributaria, se evalúan los valores de β en cada caso. Una vez calculados los distintos valores del Índice de Confiabilidad se usan las distribuciones de frecuencias relativas para ponderar el valor esperado que está inherente a toda esa gama de posibilidades.

En el caso de D+L los cálculos están en la tabla 5.3, donde se ve que el valor teórico es de 2.90, por lo que podría usarse un β_0 de 3.00. El anterior valor coincide plenamente con lo indicado en las referencias [3], [4] y en las Normas LRFD del ANSI.

No podía ser de otro modo pues las distribuciones de la Carga Muerta y de la Carga Viva son las mismas que las usadas en esas referencias. Será cuando se use W ó E que nuestros índices serán distintos, pues reflejarán la realidad local por medio de una estadística propia y específica del país.

		AT=10 m2	AT=50 m2	AT=100 m2	Parcial
Ln/Dn		20%	50%	30%	
0.50	10%	3.19	3.47	3.53	0.34
1.00	20%	2.81	3.13	3.25	0.62
1.50	25%	2.63	2.91	3.02	0.72
2.00	35%	2.53	2.76	2.87	0.96
3.00	7%	2.42	2.59	2.68	0.18
5.00	3%	2.32	2.44	2.50	0.07
					2.90
					3.00

Para el caso de D+L+W los cálculos se muestran en la Tabla 5.4.

AT=10 m2 20%		Lo/Dn=0.5	Lo/Dn=1.0	Lo/Dn=1.5	Lo/Dn=2.0	Lo/Dn=3.0	Lo/Dn=5.0		
Wn / Dn		10%	20%	25%	35%	7%	3%		
0.50	25%	2.22	2.07	1.95	1.88	1.78	1.69	0.49	
1.00	25%	2.02	2.07	2.00	1.93	1.83	1.73	0.49	
3.00	25%	1.58	1.70	1.80	1.86	1.90	1.84	0.45	
5.00	25%	1.44	1.53	1.61	1.68	1.78	1.86	0.41	
								1.83	0.37
AT=50 m2 50%									
Wn / Dn									
0.50	25%	2.21	2.21	2.13	2.04	1.92	1.80	0.52	
1.00	25%	1.92	2.03	2.08	2.06	1.98	1.85	0.51	
3.00	25%	1.51	1.59	1.66	1.73	1.82	1.90	0.42	
5.00	25%	1.40	1.45	1.50	1.55	1.64	1.76	0.38	
								1.83	0.92
AT=100 m2 30%									
Wn / Dn									
0.50	25%	2.19	2.23	2.18	2.10	1.99	1.85	0.53	
1.00	25%	1.89	2.00	2.06	2.08	2.02	1.90	0.51	
3.00	25%	1.50	1.56	1.63	1.68	1.77	1.88	0.41	
5.00	25%	1.38	1.43	1.48	1.52	1.59	1.71	0.37	
								1.82	0.55
								1.83	1.85

En los trabajos que se han realizado para el LRFD del ANSI el β_o objetivo aceptado era de 2.50, valor bastante superior a el de 1.85 planteado aquí. Se debe tomar en cuenta que nuestro W_n según el Reglamento Nacional de Construcciones aparentemente es poco conservador frente a las fuerzas W que se deben esperar según la estadística usada (Tabla 3.1). Además puede ser que los investigadores del AISC hayan sido demasiado conservadores en la elección de su valor. Cuando se disponga de más estadística con respecto a la distribución de frecuencia relativa de W_n/D_n podría modificarse el valor planteado aquí, caso contrario es nuestro parecer que un valor de 1.85 para β_o para cuando se involucre al viento, es razonable, bajo el supuesto que en la actualidad los diseños bajo el RNC son satisfactorios.

Para el caso D + L + E los cálculos se muestran en la tabla 5.5. El valor determinado para β_o es de 1.65, bastante cercano al de 1.75 usado en los estudios mencionados anteriormente.

Tabla 5.5 INDICE DE CONFIABILIDAD OBJETIVO. D + L + E.								
	En/Ln		a ₁₀ =0.2g	a ₁₀ =0.4g	a ₁₀ =0.6g	a ₁₀ =0.8g	Parcial	
			0.52	0.33	0.12	0.03		
Lo/Dn= .50 At=50 m2 0.10	0.50	0.25	2.24	1.53	1.03	0.62	0.45	
	1.00	0.25	2.08	1.32	0.76	0.29	0.40	
	3.00	0.25	1.94	1.11	0.49		0.36	
	5.00	0.25	1.90	1.07	0.43		0.35	
							1.56	0.16
Lo/Dn=1.0 At=50 m2 0.20	0.50	0.25	2.38	1.63	1.15	0.77	0.48	
	1.00	0.25	2.14	1.40	0.86	0.41	0.42	
	3.00	0.25	1.96	1.15	0.54	0.02	0.37	
	5.00	0.25	1.92	1.09	0.46		0.35	
							1.63	0.33
Lo/Dn=1.5 At=50 m2 0.25	0.50	0.25	2.24	1.70	1.25	0.89	0.48	
	1.00	0.25	2.19	1.46	0.94	0.51	0.44	
	3.00	0.25	1.99	1.19	0.59	0.08	0.37	
	5.00	0.25	1.94	1.11	0.49		0.36	
							1.65	0.41
Lo/Dn=2.0 At=50 m2 0.35	0.50	0.25	2.08	1.71	1.32	0.98	0.46	
	1.00	0.25	2.25	1.52	1.01	0.60	0.45	
	3.00	0.25	2.01	1.22	0.63	0.13	0.38	
	5.00	0.25	1.95	1.14	0.52		0.36	
							1.66	0.58
Lo/Dn=3.0 At=50 m2 0.07	0.50	0.25	1.86	1.64	1.38	1.11	0.43	
	1.00	0.25	2.19	1.60	1.13	0.75	0.46	
	3.00	0.25	2.06	1.28	0.71	0.23	0.40	
	5.00	0.25	1.98	1.18	0.58	0.06	0.37	
							1.65	0.12
Lo/Dn=5.0 At=50 m2 0.03	0.50	0.25	1.64	1.51	1.36	1.20	0.39	
	1.00	0.25	1.89	1.60	1.26	0.95	0.42	
	3.00	0.25	2.13	1.38	0.84	0.39	0.42	
	5.00	0.25	2.04	1.25	0.68	0.19	0.39	
							1.62	0.05
							1.64	1.65

En resumen los valores para el Índice de confiabilidad objetivo pueden verse en la siguiente tabla:

Cargas	Teórico	Propuesto	ANSI
D + L	2.90	3.00	3.00
D + L + W	1.83	1.85	2.50
D + L + E	1.64	1.65	1.75

5.2. DISEÑO BASADO EN LA CONFIABILIDAD

El Diseño Probabilístico a Estados Límites está basado en Cargas o efectos de Carga que son multiplicados por Factores de Carga, generalmente mayores que la unidad y Factores de Resistencia, menores que la unidad, de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$(5.1) \quad \text{Resistencia Factorada} \geq \text{Efecto de Cargas Factoradas.}$$

De los múltiples formatos que se usan para los Códigos de Diseño, el formato LRFD propuesto por Ravindra y Galambos, [2], es uno de los más prácticos, simple y exactos. Si bien ellos trabajaron con valores medios, parece que la propuesta desarrollada por ANSI A-58 de trabajar con valores nominales, tal como se ha desarrollado en este trabajo, es más adecuada.

Como información, el "National Building Code" de Canadá usa un formato del siguiente tipo:

$$(5.2) \quad \text{Efectos de Carga Factorados} = U \{ \gamma_D D_n + \psi (\gamma_L L_n + \gamma_W W_n + \gamma_T T_n) \}$$

donde U es el efecto de carga debido a las cargas involucradas, D_n, L_n , etc. son las cargas nominales (de código); γ_D, γ_L , etc. son los factores de carga; ψ es un factor de probabilidad de combinación de carga, con valores 1.0, 0.70 y 0.60, dependiendo del número de cargas que estén involucradas. El factor γ_D tiene un valor de 1.25 para cargas aditivas y de 0.85 cuando Viento/Sismo actúan en sentido contrario a la carga muerta.

El Comité Europeo de Concreto, usa un formato del siguiente tipo:

$$(5.3) \quad \text{Efectos de Carga Factorados} = U \left\{ \gamma_D D + \gamma_Q \left[Q_k + \sum_{i>1} (\psi_{oi} Q_{ik}) \right] \right\}$$

donde U es el efecto de carga causado por las cargas involucradas; Q_k, Q_{ik} son los valores característicos de la principal carga variable (Q_1) y otra carga variable menos importante (Q_{ik}) que se combina con esta. ψ_{oi} es la relación entre el valor arbitrario en un instante del tiempo al valor característico de la carga. El valor característico de la carga es un percentil alto, de la distribución arbitraria en el tiempo de la carga, equivalente aproximadamente a las

cargas nominales especificadas en ANSI A-58 y el RNC. Cuando se calcula el máximo efecto factorado para un diseño que involucra varias cargas, es necesario considerar varias combinaciones de carga, donde por turno cada una de ellas es la principal. Cuando se presenten situaciones que involucren efectos $P - \Delta$, (análisis de segundo orden) se usa un factor multiplicativo de Análisis, γ_f .

El formato LRFD mencionado anteriormente implica un conjunto de varias ecuaciones de Factores de Carga, que incluyen las combinaciones de cargas más comunes. En forma simple:

Para Carga Viva y Carga Muerta:

$$(5.4) \quad \text{Efectos de Carga Factorados} = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n$$

Para Carga Muerta, Viva arbitraria y Viento

$$(5.5) \quad \text{Efectos de Carga Factorados} = \gamma_D D + \gamma_{apt} L_{apt} + \gamma_W W$$

donde L_{apt} es el efecto de carga debido al valor medio de la Carga Viva arbitraria en un instante del tiempo, que como se explicó anteriormente, es diferente y menor que \bar{L} ; W es el efecto de carga causado por el valor medio de la máxima carga de viento en la vida útil de la estructura, que se asume de 50 años.

Para Carga Muerta y Viento:

$$(5.5.1) \quad \text{Efectos de Carga Factorados} = \gamma_W W - \gamma_{Dmin} D$$

La expresión (5.5) es sólo un rearrreglo de la (5.3), en la cual la Carga de Viento es la principal carga variable, siendo la carga viva la otra carga variable significativa.

El término $\gamma_{apt} \bar{L}_{apt}$ en (5.5) es equivalente a $U\{\gamma_Q \psi_{oi} Q_{ik}\}$ en (5.3) siendo su mayor diferencia que la carga es dada como un múltiplo de la máxima carga ($\psi_{oi} Q_{ik}$) en (5.3) y en forma separada con su propio factor de carga en (5.5).

Las ecuaciones (5.3), (5.5) parecen expresar mejor la combinación de cargas verdadera que (5.2). Por ejemplo, en una columna interior de un pórtico simétrico, con desplazamiento lateral, las cargas verticales son debidas a D y L, mientras que los momentos son causados principalmente por W. Si la condición crítica de carga implica fuerza axial y momento, la (5.2) diseñaría con un momento de 70% del momento causado por el viento, mientras que (5.3) y (5.5) usarían el total de dicho momento.

Si la metodología de (5.2) se aplica a cargas consistentes de Muerta, Viva, Viento, Nieve, [3]; se tendría un total de 14 combinaciones de carga (incluyendo cuando viento/sismo actúan en sentido contrario de D). Si usamos (5.3) un total de 32 combinaciones serían necesarias, mientras que con LRFD sólo requeriríamos cuatro combinaciones de carga. Cualquier ganancia en exactitud de (5.3) sobre LRFD es poco significativa, comparado con el hecho de la simplificación en los cálculos para la rutina de diaria diseño .

El conjunto de Factores de Carga y Combinaciones de Carga que se derivan en el presente estudio, combina las mejores características de (5.3) y LRFD. En general los Factores de Carga deben aplicarse a las cargas antes de efectuar el análisis correspondiente, que transforma las cargas a efectos de carga. Cuando la relación entre Carga-Efecto de Carga es lineal o casi, no hay mayor diferencia de cuando los Factores son aplicados, pero en ciertos problemas no-lineales está del lado no conservador el factorar al efecto de carga en vez de factorar la carga.

Si bien se pueden derivar distintos Métodos con niveles de sofisticación variables, para el desarrollo de Normas basadas en criterios de Confiabilidad, parece conveniente limitar el estudio a aquellos conocidos como los de primer y segundo nivel.

Los métodos de primer nivel, involucran la selección de Factores de Carga y Resistencia, únicos para todas las situaciones de diseño. Operacionalmente son prácticos y son los que se usan en la rutina diaria de diseño. Su mayor limitación estriba en que los verdaderos valores de β serán distintos de los Indices de Confiabilidad Objetivos, según las relaciones entre las cargas, para una situación de diseño determinada.

Los métodos de segundo nivel son de interés primordialmente para los comités técnicos encargados de elaborar Normas de Diseño. Para un Estado Límite dado, se determinan los Indices de Confiabilidad y los Factores de Carga y Resistencia en función de los valores de L_n/D_n , W_n/D_n , etc. Ejemplos de estos métodos los hemos mostrado en la tabla 5.1, para el cálculo del Índice de Confiabilidad.

Dada la estadística de los elementos en flexión, compresión, tracción, etc, para la selección de los Factores de Carga y Resistencia es suficiente trabajar con elementos en Flexión, manteniendo dentro de un rango los factores de resistencia.

5.2.1. FACTORES DE RESISTENCIA

El lado izquierdo de la expresión (5.1), Resistencia Factorada, también puede ser expresado de varias maneras. Es más familiar en nuestro medio mediante el uso de Factores de Resistencia, basados en las diferentes acciones estructurales. En este formato se expresa la Resistencia Factorada como ϕR_n , donde ϕ es un factor de reducción de resistencia o Factor de Resistencia que se aplica para una determinada acción estructural, tal como flexión, corte, compresión axial, etc. Este formato es el usado en ACI 318-89, AISC LRFD 1986 y AISI 1991.

Los factores propuestos no intenta reflejar el modo de falla y son distintos para cada Estado Límite, excepto para el caso de conexiones donde dada la relación costo-consecuencia de falla, se estipula un Índice de Confiabilidad mayor (4.5) lo que se traduce en un Factor de Resistencia menor.

El CEB calcula la resistencia de elementos de acero mediante una expresión del tipo f_y/γ_s donde el numerador toma en cuenta las características del material. Estos factores de seguridad parcial son los mismos para cualquier Estado Límite.

Los criterios usados para desarrollar y derivar los Factores de Resistencia podrían incluir:

1. Variabilidad en la resistencia del elemento, debido a la variabilidad en las propiedades del material. Para el caso de materiales compuestos dos o más variabilidades deberán considerarse.
2. Variabilidad en la resistencia del elemento debido a la variabilidad en sus dimensiones.
3. Variabilidad en la resistencia del elemento debido a las hipótesis simplificadoras en las ecuaciones de la resistencia, esto se conoce como error de modelaje.

4. Incremento del riesgo para los ocupantes de la estructura si la falla ocurre sin previo aviso o si la resistencia luego de la falla es mucho menor que antes de ella.
5. Importancia del elemento dentro de la estructura.
6. Familiaridad del diseñador con el método usado.

5.3. EVALUACION DE LOS FACTORES DE CARGA

Con los Indices de Confiabilidad Objetivo definidos anteriormente, usando el nivel II, como método de cálculo, con la estadística de Carga Muerta y Carga Viva definida en la bibliografía, además de usar la estadística derivada en la realidad del país para el caso de Viento y Sismo, (nieve no se considera, no se tiene ninguna estadística) se han derivado Factores de Carga para los Estados Límites definidos en el Capítulo II.

Antes de pasar al detalle de los resultados por cada Estado Límite, es conveniente hacer algunos comentarios acerca de los resultados. Primero que nada, los Factores de Resistencia son poco sensibles a las cargas que son función del tiempo en la combinación dada, cuando ésta carga es pequeña. Similarmente los Factores de Carga no son muy sensibles a la estadística de la resistencia; si bien, cierto grado de relación funcional o dependencia existe entre ellos, el hecho de que esta no sea grande va a tener una implicancia importante para la generalización de los Criterios de Diseño. El Factor de Carga determinado para Carga Muerta es bajo. La magnitud de γ_D parece ser independiente de la magnitud de las otras cargas, tal vez debido a que su coeficiente de variación es bastante menor. El Factor de Carga para la Carga Viva es menor que la unidad cuando se está estudiando la combinación donde su distribución es arbitraria en el tiempo.

Las observaciones anteriores implican que se puede mantener a γ_D como constante y desacoplar los Factores de Resistencia de los Factores de Carga, es más si bien ϕ es sensible a la estadística de la resistencia del material, los Factores de Carga no lo son, por lo que para distintos materiales, [1], llámense acero, concreto armado, madera, albañilería, adobe, aluminio, acero inoxidable, etc. los Factores de Carga pueden ser los mismos, manejándose las características de cada uno de ellos a través del Factor de Resistencia. Esto podría dar un marco muy adecuado para una nueva generación de Normas de Diseño.

Como se ha visto, en secciones anteriores, los Factores de Carga son dependientes de la relación que existe entre las Cargas Vivas, de Viento, Sismo con la Carga Muerta; para cada situación de diseño particular se tendrá un conjunto de factores único, siendo la evaluación de ellos una función directa del Índice de Confiabilidad y las distribuciones de las variables que definen el Estado Límite en cuestión; lo anterior es lo que se llama nivel II de diseño. Ahora bien para la rutina diaria de diseño, es decir lo que se dá en los Códigos, se usa un solo Conjunto de Factores de Carga para un Estado Límite dado, conociéndose esto como nivel I de diseño. Los diseños del nivel I, por lo tanto, son diferentes del Índice de Confiabilidad Objetivo por una cierta cantidad que será función de la relación entre cargas para esa situación particular de diseño.

En general, un conjunto óptimo de Factores de Carga podrá ser determinado si (1) definimos alguna función que mida la "distancia" entre β y β_0 asociada con el conjunto de Factores de Carga propuestos para el nivel I y los Factores de Carga evaluados con el nivel II para una cierta combinación de cargas dada y (2) seleccionamos los Factores de Carga de tal modo que se haga mínima esta relación funcional.

La selección de una función apropiada no es única, se puede por ejemplo penalizar los casos no conservadores, o incluir criterios económicos como el costo generalizado en la vida de la estructura (en ese caso se debe definir un factor de descuento apropiado). Es apropiado sin embargo que para una primera generación de Factores, es suficiente utilizar una función simple, [3]. Se debe observar primero que asociado con cada β_0 y un conjunto de cargas nominales para un cierto Estado Límite, existe una Resistencia Nominal, llamémosla $R_{n,II}$, esta es calculada por el método del nivel II a través de sus Factores de Carga y Resistencia que son funciones de las relaciones entre cargas y de las combinaciones de cargas. Por otro lado una ecuación de diseño que prescribe un conjunto de Factores de Carga que son constantes para todas las relaciones de cargas dadas para una combinación de cargas específica, proporcionará una Resistencia Nominal que llameremos $R_{n,I}$. Por ejemplo si se está estudiando el Estado Límite D + L , siendo la relación de Carga Viva a Carga muerta, L_n/D_n para un factor de resistencia especificado, se tendría:

$$R_{n,I} = \frac{D_n \left(\gamma_D + \gamma_L \frac{L_n}{D_n} \right)}{\phi}$$

Seleccionaríamos entonces un conjunto de γ y ϕ que minimise,

$$(5.6) \quad M(\phi, \gamma_i) = \sum [R_{n,II} - R_{n,I}]^2 p_i$$

sobre un conjunto predeterminado de combinaciones de cargas y relaciones de cargas; p_i es el peso relativo asignado a la i -ésima combinación de carga. La implicancia de minimizar el cuadrado de la diferencia entre $R_{n,I}$ y $R_{n,II}$ es que las desviaciones con respecto a β_o que están del lado conservador y las que no lo están, son penalizadas igualmente.

Las relaciones entre las cargas nominales Vivas, Viento, Sismo y Muertas y la frecuencia relativa de las diferentes situaciones comunes de diseño, difieren según que material se use. Los pesos relativos indicados en la Tabla 5.2 representan los mejores estimados, [3], disponibles, pero no tienen un soporte muy extenso de datos estadísticos; sin embargo estudios de sensibilidad realizados demuestran que los factores óptimos son sensibles al rango de las relaciones de cargas y no a los pesos relativos dentro de ese rango, [4].

5.3.1. CARGA MUERTA

En la tabla 5.6 se presentan los cálculos, a nivel II, para la obtención de los Factores de Carga y Resistencia para el caso del Estado Límite expresado como:

$$g(x) = R - D = 0$$

Como se ve los valores teóricos para ϕ y γ_D son 0.72 y 1.22. Sin embargo como se considera un Estado Límite de flexión, es razonable esperar que el rango del Factor de Resistencia esté entre 0.8 y 0.9, cubriendo materiales tales como acero y concreto armado, entre otros; es más para el acero si se asume $\phi = 0.90$ se obtiene $\gamma_D = 1.53$, según la ecuación (5.6). Similarmente si $\phi = 0.80$ se obtiene $\gamma_D = 1.35$. Dado que este Estado Límite se usa para garantizar que la ecuación D+L se ajuste al Índice Objetivo cuando los valores de L_n/D_n son bajos, se encuentra que el planteamiento de ANSI - A58 de aceptar un valor de 1.4, [2] para el Factor de Carga es razonable, por lo que será usado.

Tabla 5.6 FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA. D.

Iter	Var	xi* sup	xi*	F(xi*)	f(xi*)	SD(xi*)N	E(xi*)N	b	E(R,Beta)	Alfa(xi*)	xi* Nuevo	LRF
1	R	1.000	0.065	0.526	3.075	0.129	0.992	-0.051	1.762	0.916	0.636	0.69
	D	1.000				0.10	1.00			-0.402	1.120	1.18
2	R	0.636	-3.432	0.000	0.013	0.082	0.918	-0.629	1.643	0.804	0.720	0.73
	D	1.120				0.10	1.00			-0.594	1.178	1.24
3	R	0.720	-2.474	0.007	0.201	0.093	0.950	-0.363	1.626	0.835	0.717	0.72
	D	1.178				0.10	1.00			-0.551	1.165	1.22
4	R	0.717	-2.504	0.006	0.187	0.093	0.950	-0.370	1.626	0.834	0.717	0.72
	D	1.165				0.10	1.00			-0.552	1.166	1.22
5	R	0.717	-2.501	0.006	0.188	0.093	0.950	-0.369	1.626	0.834	0.717	0.72
	D	1.166				0.10	1.00			-0.552	1.166	1.22
6	R	0.717	-2.501	0.006	0.188	0.093	0.950	-0.369	1.626	0.834	0.717	0.72
	D	1.166				0.10	1.00			-0.552	1.166	1.22

	Dist.	E()	C()	l	z	a	u	E() / Nom.	Nominal
R	Lognor	1.000	0.13	-0.008	0.129			1.07	0.935
D	Normal	1.000	0.10					1.05	0.952
b	3								

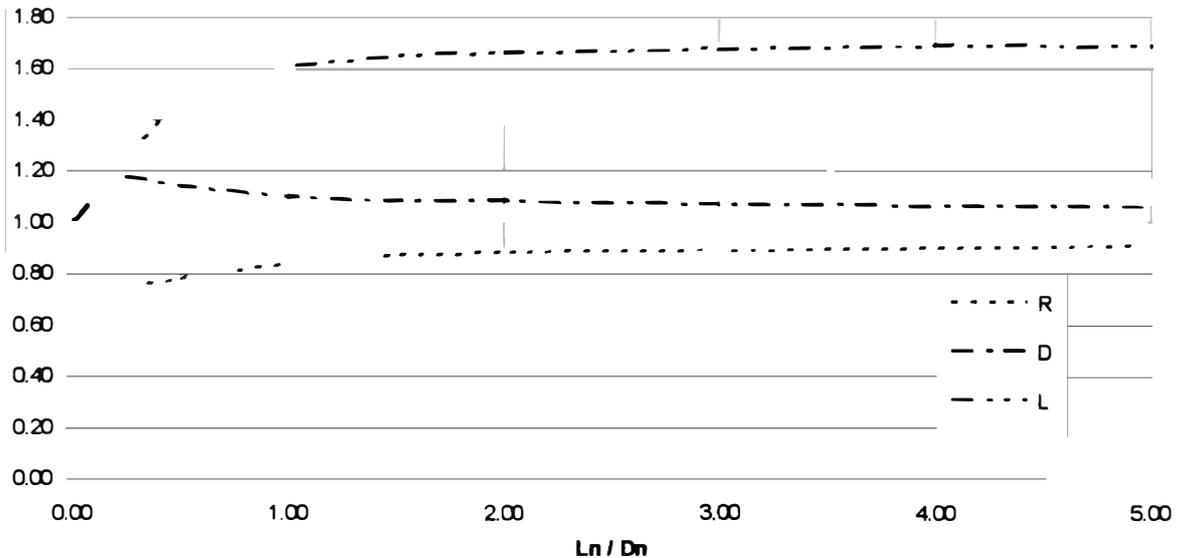
5.3.2. CARGA MUERTA Y CARGA VIVA

Para el Estado Límite definido como

$$g(x) = R - D - L = 0$$

se puede ver en la figura 5.5 los valores de los Factores de Carga y Resistencia, obtenidos según el nivel II de cálculo.

Fig 5.5 Factores de Carga y Resistencia. Flexión. D + L



Estos Valores se obtienen para un valor de $\beta_o = 3.00$, además de usar distribuciones de probabilidad definidas, para R, D y L. Por ejemplo L es la máxima carga viva esperada en 50 años de vida útil de la estructura, si se usa otro período de vida útil, caso de obras provisionales para períodos más cortos o de períodos mayores para, por ejemplo, Centrales Nucleares, los valores de los Factores de Carga y Resistencia serían distintos, aunque la confiabilidad siga siendo la misma.

5.3.3. CARGAS MUERTA, VIVA Y VIENTO

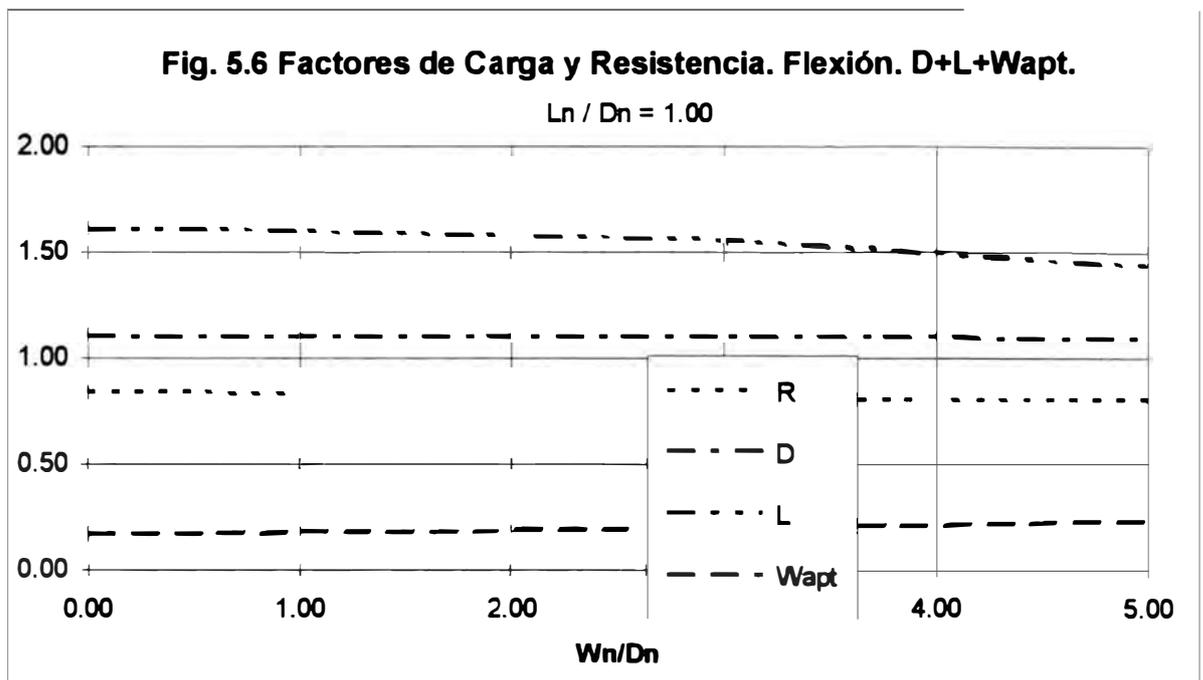
Cuando se incluye el efecto del Viento a la acción de la Carga Muerta y de la Carga Viva, además de usar un Índice de Confiabilidad distinto, se deben de considerar dos combinaciones de carga distintas, según lo explicado en el Capítulo II.

La primera combinación considera a una de las cargas, Carga Viva, como alcanzando su máximo, mientras que la otra carga, Carga de Viento, actúa con una distribución arbitraria en el tiempo, supuesta acá como la distribución máxima anual, W_{an} . Por otro lado para compatibilizar este Estado Límite con el caso de bajos valores de W_n/D_n , situación en la que se estaría en el Estado Límite del artículo anterior, la confiabilidad de los Factores de Carga y

Resistencia la obtendremos para un valor de $\beta_o = 3.00$. Se tiene entonces que para el Estado Límite definido como:

$$g(x) = R - D - L - W_{apt} = 0$$

los valores de los Factores de Carga y Resistencia son los mostrados en las Figuras 5.6, 5.7 y 5.8 para distintas relaciones, seleccionadas, de L_n/D_n .



Debe notarse que los Factores de la Carga Muerta son prácticamente constantes, los Factores de Resistencia son similares sin variar con las relaciones de Carga Viva a Carga Muerta y evidentemente los Factores de la Carga de Viento son menores que la unidad pues reflejan el hecho de que esta Carga no está actuando en su valor máximo.

Fig. 5.7 Factores de Carga y Resistencia. Flexión. D+L+Wapt.

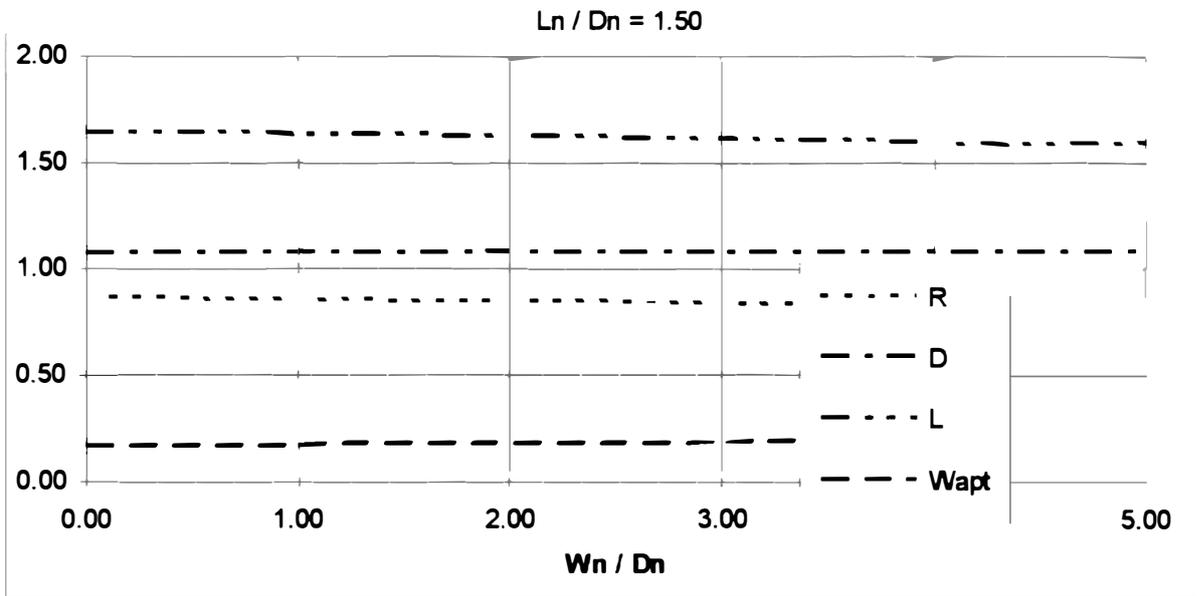


Fig. 5.8 Factores de Carga y Resistencia. Flexión. D+L+Wapt.

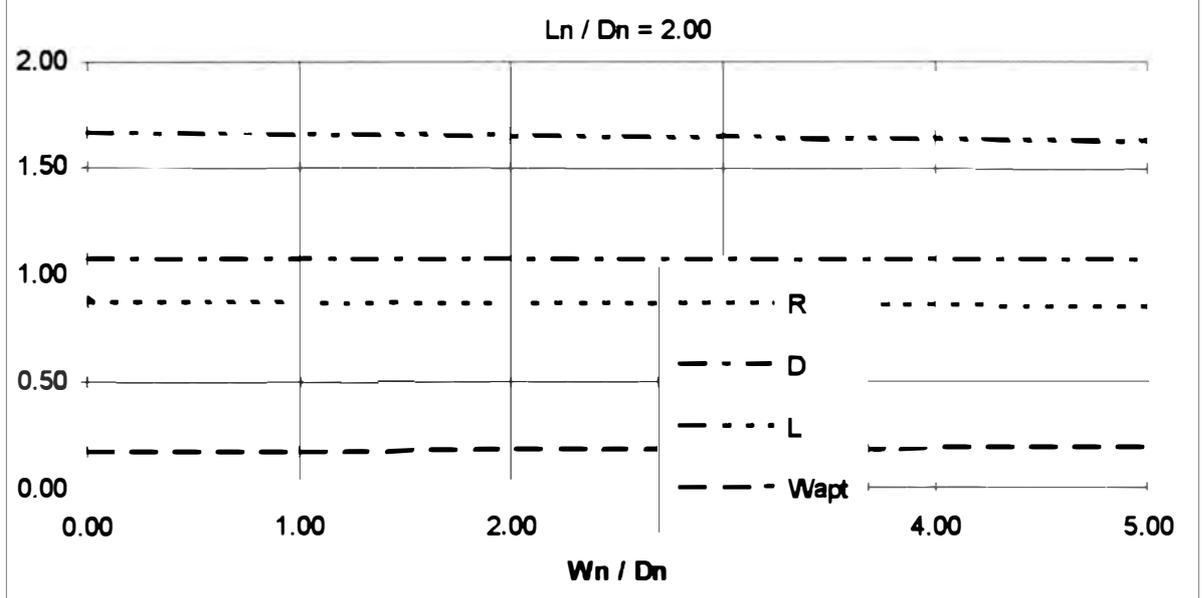


Fig. 5.10 Factores de Carga y Resistencia. Flexión. D+Lapt+W.

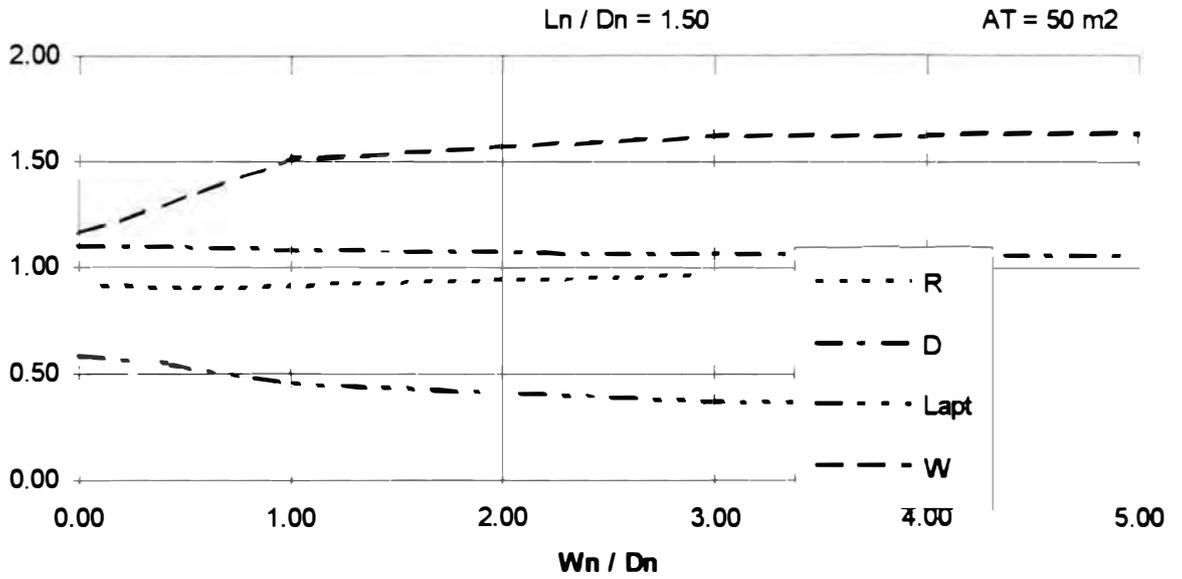
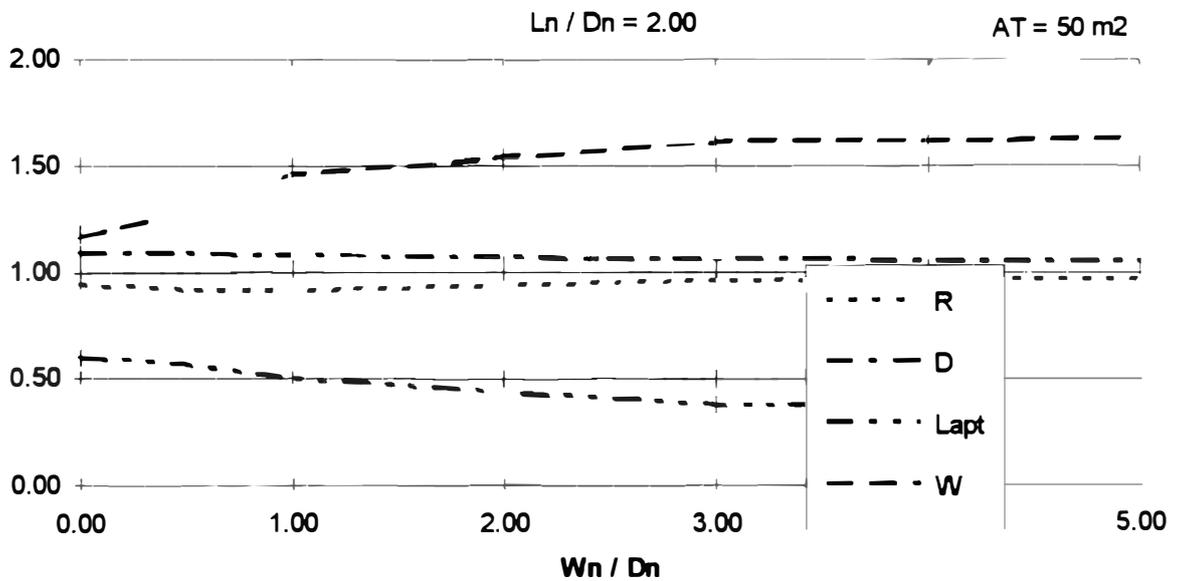


Fig. 5.11 Factores de Carga y Resistencia. Flexión. D+Lapt+W.



5.3.4 CARGAS MUERTA, VIVA Y SISMO

El caso en que se involucra al Sismo, tiene como característica singular la de ser función de la variable a_{10} . El hecho de incluir esta variable en el diseño facilitará la aplicación de los Factores de Carga propuestos, pues los hace independientes de la Zonificación Geográfica, no sería práctico tener distintos factores para distintas zonas.

No existe contradicción en incluir la variable y no hacer los factores función de ella, ya que al llevar a cabo la optimización en la determinación de los Factores de Carga, a través de la ponderación para cada valor de a_{10} , se está tomando en cuenta a la variable y simultáneamente determinando un solo conjunto de factores. La expresión de Estado Límite es la siguiente:

$$g(x) = R - D - L_{apt} - E = 0$$

Los valores de los Factores de Carga y Resistencia obtenidos para ciertas combinaciones de cargas y aceleraciones se muestran en las figuras 5.12 y 5.13. Los cálculos se han realizado para todas las combinaciones de carga y todas las relaciones de carga-variable a carga-muerta, definidas en las tablas de frecuencias y ponderaciones mostradas anteriormente, por razones obvias no se presentan todos los gráficos que podrían derivarse.

Los valores del Factor de Resistencia (ϕ) que resultan mayor de la unidad no deben preocupar pues durante el proceso de optimización de los demás factores "se obligan" a que el rango en que estos se encuentren sean compatibles con los valores esperados para este Estado Límite y los materiales en estudio, es decir 0.80 - 0.90 para el caso de acero.

Cuando se estudie otro material, mediante los procesos de optimización mencionados, se pueden ajustar los valores de los Factores de Resistencia de tal modo que el Índice de Confiabilidad objetivo se mantenga en un rango aceptable.

Los Factores de carga que se deriven, se harán compatibles con los de otros Estados Límites, de tal modo de no tener una gran dispersión de valores.

Fig. 5.12 Factores de Carga y Resistencia. Flexión. D+Lapt+E.

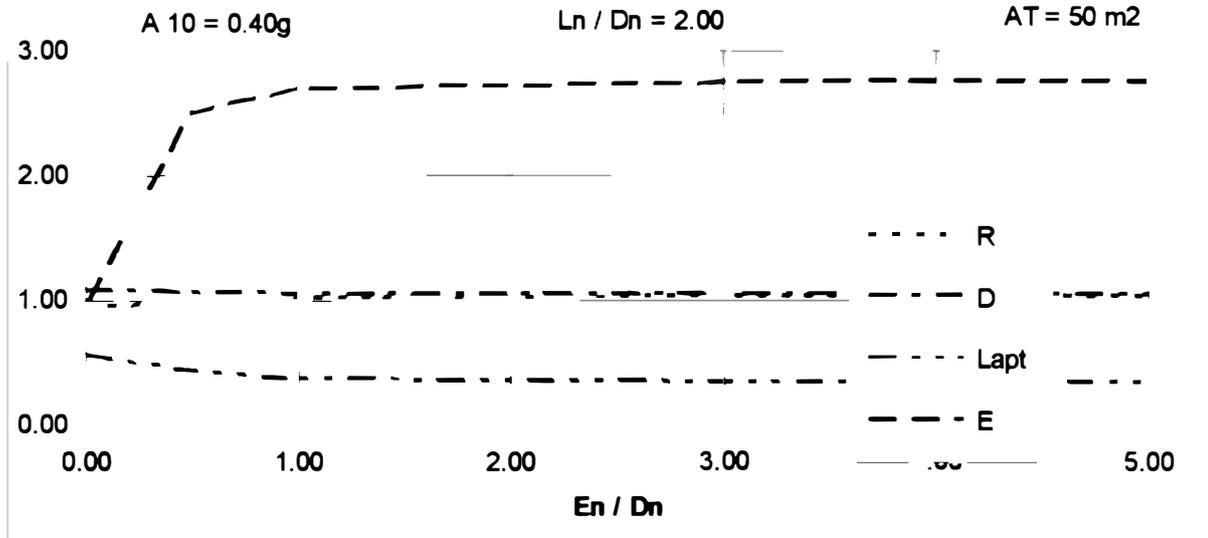
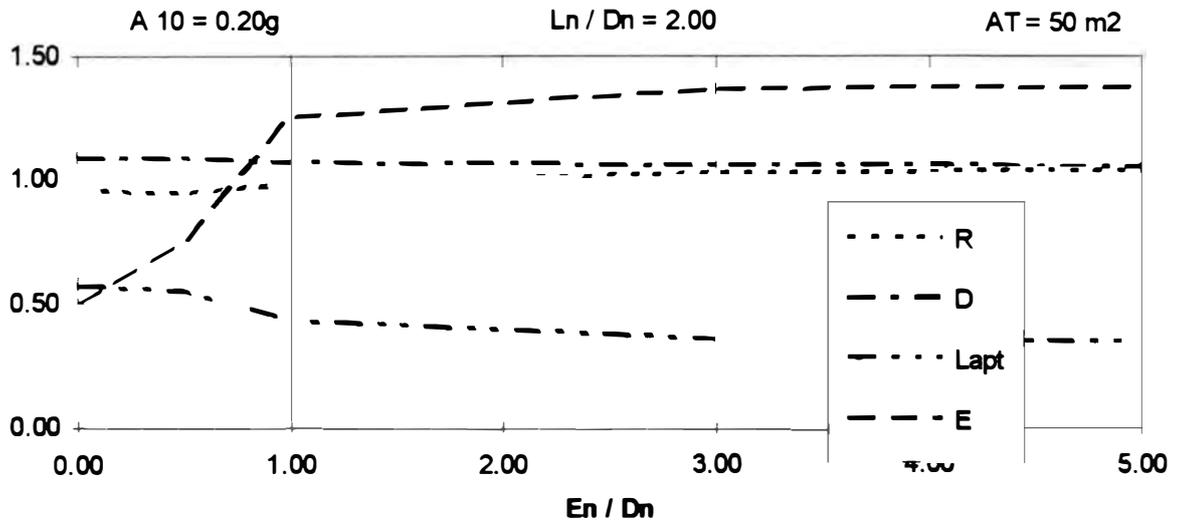


Fig. 5.13 Factores de Carga y Resistencia. Flexión. D+Lapt+E.



5.3.5. CARGAS MUERTA Y VIENTO/SISMO

El caso en que las cargas de viento o sismo se combinan solamente con la carga muerta, tal como ocurre en problemas de estabilidad, solía ser muy complicado de estudiar cuando los métodos que se usaban suponían que la superficie de falla estaba comprendida por los valores medios de las variables, presentándose problemas de convergencia. Con los

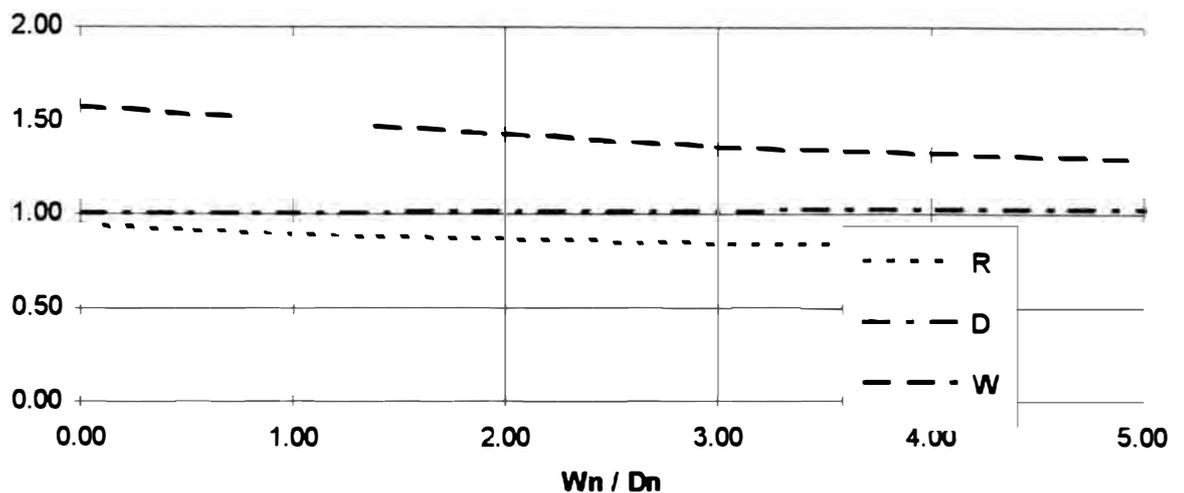
métodos avanzados, presentados en el Capítulo II el tratamiento es similar a cualquiera de los otros casos estudiados.

El primer Estado Límite es:

$$g(x) = W - D = 0$$

Los resultados de los Factores de Carga y Resistencia, calculados para un $\beta_o = 1.85$ se muestran en la figura 5.14.

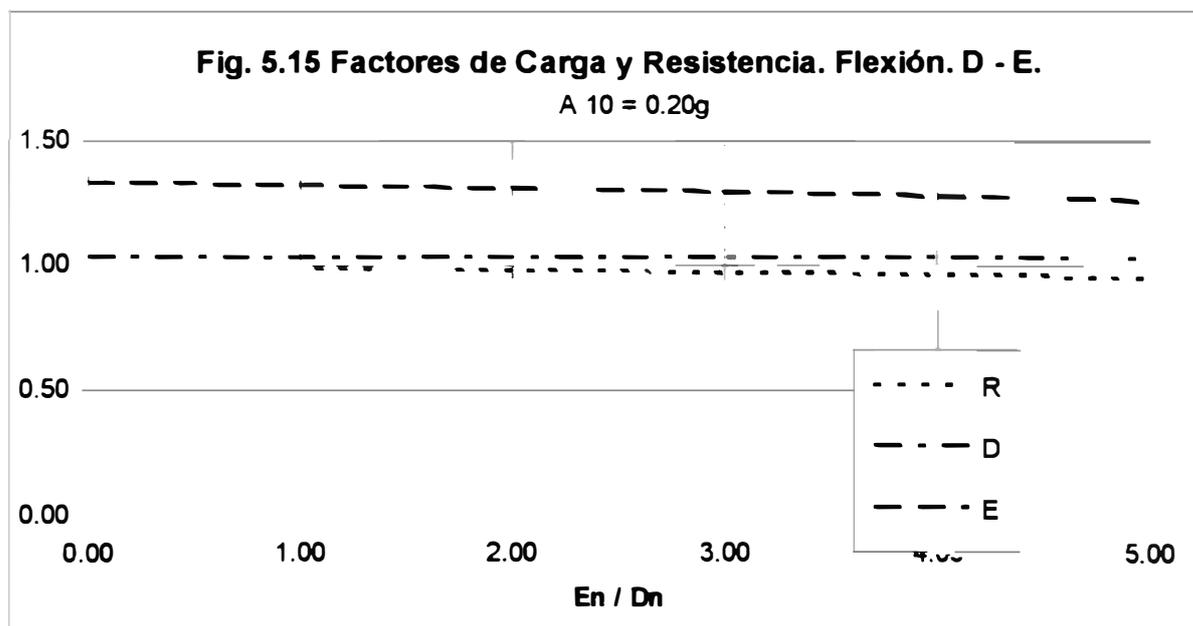
Fig. 5.14 Factores de Carga y Resistencia. Flexión. D - W.



El siguiente Estado Límite de interés es:

$$g(x) = D - E = 0$$

Para este caso se usa un Índice de Confiabilidad Objetivo de 1.65, los resultados para los Factores de Carga y Resistencia están en la Fig. 5.15.



5.4. FACTORES DE CARGA PROPUESTOS

Como se mencionó anteriormente, los gráficos presentados muestran algunos de los valores de los Factores de Carga seleccionados para ciertas relaciones de la carga variable a la carga muerta, ciertos valores del área tributaria o ciertas aceleraciones. Los cálculos para la selección final de los Factores de Carga y resistencia se efectuaron para todas las combinaciones de L_n/D_n , W_n/D_n , E_n/D_n y a_{10} cuyas ponderaciones se aceptaron o determinaron en la sección 5.1.3 y que a su vez permitieron evaluar los Índices de Confiabilidad Objetivos.

La metodología usada para seleccionar los factores, para cada Estado Límite, ha consistido en la siguiente:

- Aplicar el nivel II de cálculo para valores seleccionados de la relación carga variable - carga muerta.
- Definir la función $M(\phi, \gamma_i) \rightarrow \text{Mín.}$

- Calcular los valores de la función para los factores de Carga definidos al nivel I de cálculo que hacen mínima a la función; para valores con los Factores a nivel I, que son los que se obtienen de ponderar las distintas relaciones de carga variable - carga muerta, usando las frecuencias establecidas en la sección 5.1.3. para valores usados en ANSI A-58, con fines de comparación y para los valores determinados.
- Seleccionar los valores con el fin de mantener la función en un mínimo y al mismo tiempo tener el menor número posible de Factores distintos en las distintas combinaciones; la razón de mantener al mínimo el número de factores distintos es la de simplificar la aplicación en caso de incorporarse a un Código de Diseño.

En la tabla 5.7 se puede observar los resultados de la anterior metodología. Como un ejercicio adicional se muestran los Factores de Carga para dos Estados Límites que son de interés en el diseño de coberturas metálicas.

Las ecuaciones de diseño propuestas son las siguientes:

1.- $1.40D_n$

2.- $1.10D_n + 1.70L_n$

3.- $1.10D_n + 1.70L_n + 0.25W_n$

4.- $1.10D_n + 0.45L_n + 1.45W_n$

5.- $1.10D_n + 0.45L_n + 1.85E_n$

6.- $0.90D_n - 1.45W_n$

7.- $0.90D_n - 1.85E_n$

Las ecuaciones obtenidas para el diseño de coberturas metálicas son las siguientes:

8.- $1.10D_n + 0.80L_n$

9.- $1.10D_n + 1.40W_n$

Cuando la combinación de cargas considere carga viva y viento puede usarse la ec.
(4)

Otros Estados Límites podrían definirse, para empujes laterales de suelos y fluidos, cambios de temperatura, asentamientos diferenciales, etc. Las limitaciones de aplicación y los factores a usarse pueden encontrarse en ANSI / ASCE 7-88 " Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", sección 2.4 y siguientes.

5.5. DISEÑO ACTUAL VS. PROPUESTO

A continuación se compara las Resistencias Nominales que se obtienen del uso de las Ecuaciones derivadas con los Factores de Carga determinados y las Normas ANSI A-58, con respecto de la práctica presente de diseño, para valores de $\phi = 0.90$.

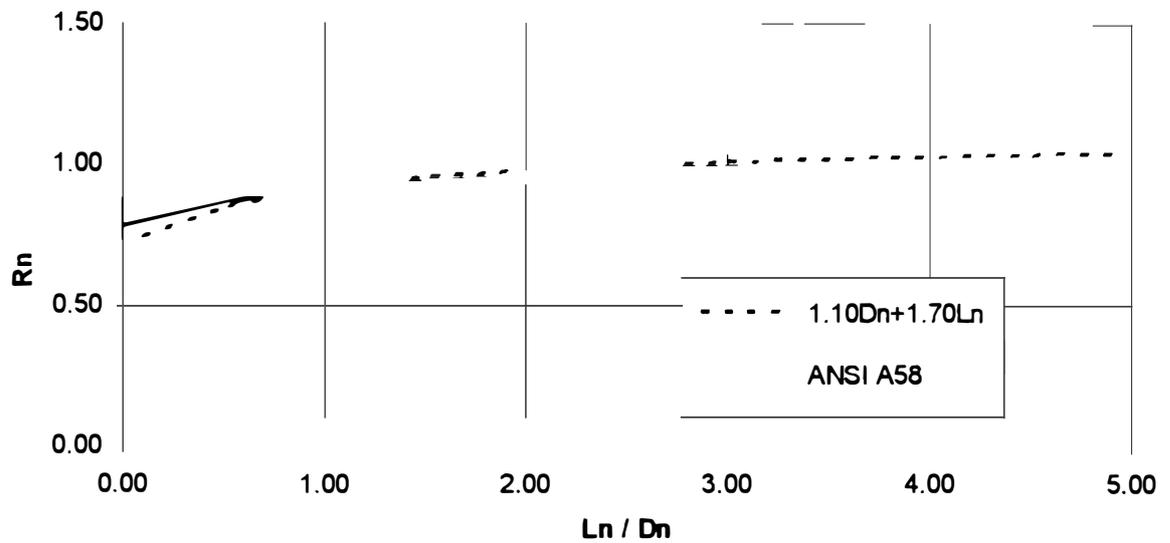
En la fig. 5.16 están los resultados de los cálculos respectivos. Las ecuaciones usadas, para flexión, son las siguientes:

- $R_{na} = 1.7(D_n + L_n)$ para la Resistencia actual.
- $R_n = (1.10D_n + 1.70L_n) / \phi$ usando los hportes del presente estudio.
- $R_n = (1.20D_n + 1.60L_n) / \phi$ para las Normas ANSI A-58.

Tabla 5.7 DETERMINACION DE FACTORES DE CARGA

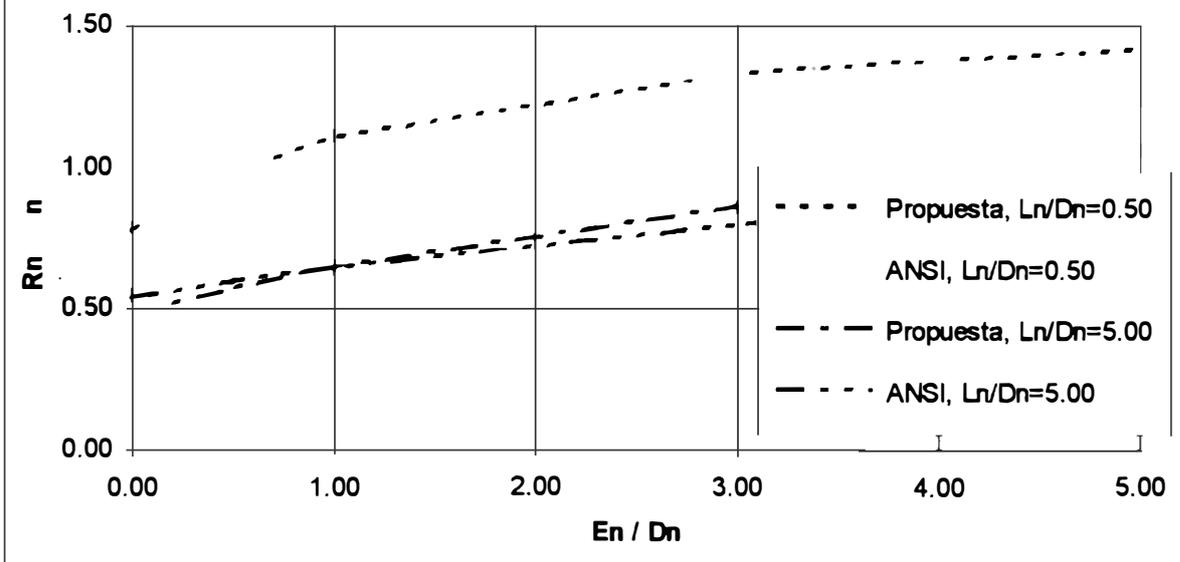
	F(R)	F(D)	F(L)	F(W)	F(E)		M()	Ref.
D+ L	0.84	1.20	1.51				0.001	Optimo
	0.90	1.31	1.60				0.002	
	0.90	1.30	1.60				0.002	
	0.86	1.09	1.63				0.009	Ponder.
	0.90	1.10	1.70				0.010	
	0.90	1.20	1.60				0.016	ANSI
	0.90	1.10	1.60				0.056	
D+ L+ Wapt	0.85	1.24	1.49	0.21			0.003	Optimo
	0.90	1.30	1.60	0.25			0.010	
	0.85	1.09	1.60	0.19			0.018	Ponder.
	0.90	1.10	1.70	0.25			0.018	
	0.90	1.10	1.60	0.20			0.089	
	0.90	1.20	1.60	0.10			0.260	ANSI
D+ Lapt+ W	0.93	1.22	0.46	1.48			0.009	Optimo
	0.90	1.10	0.45	1.45			0.011	
	0.90	1.30	0.40	1.40			0.013	
	0.90	1.10	0.45	1.40			0.029	
	0.94	1.07	0.43	1.52			0.032	Ponder.
	0.90	1.20	0.50	1.30			0.115	ANSI
D+ Lapt+ E	0.98	1.08	0.41		2.10		9.786	Optimo
	0.90	1.10	0.34		1.92		9.788	
	0.90	1.10	0.40		1.90		9.796	
	1.01	1.06	0.39		2.17		9.800	Ponder.
	0.90	1.30	0.38		1.93		9.803	
	0.90	1.10	0.45		1.85		9.819	
	0.90	1.30	0.40		1.85		9.839	
	0.90	1.20	0.50		1.50		11.004	ANSI
E - D	1.03	0.94			2.14		7.884	Optimo
	0.90	0.78			1.85		7.885	
	0.90	0.90			1.90		7.889	
	0.90	0.90			1.85		7.902	
	0.97	1.03			2.09		7.908	Ponder.
	0.90	0.90		1.50		9.518	ANSI	
W - D	0.91	0.89		1.38			0.002	Optimo
	0.90	0.90		1.40			0.007	
	0.87	1.10		1.42			0.039	Ponder.
	0.90	0.90		1.45			0.059	
	0.90	0.90		1.30			0.067	ANSI
	0.90	0.80		1.45			0.112	
D + W.	0.92	1.00		1.42			0.002	Optimo
	0.90	1.10		1.40			0.010	
	0.87	1.09		1.42			0.036	Ponder.
	0.90	1.30		1.50			0.058	
D+ Lapt	0.89	1.21	0.70				0.177	Optimo
	0.90	1.09	0.78				0.182	Ponder.
	0.90	1.30	0.70				0.184	
	0.90	1.10	0.80				0.187	

Fig. 5.16 Comparación Propuesta vs. ANSI. Flexión. D + L.



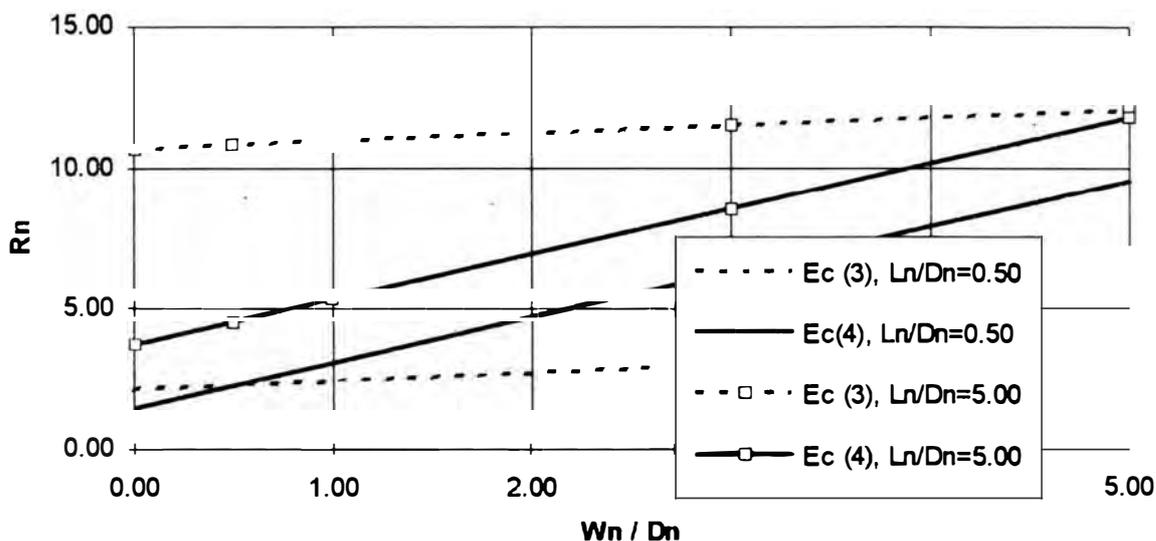
En el caso de la presencia de sismo, tendremos lo siguiente:

Fig. 5.17 Comparación Propuesta vs. ANSI . Flexión. D+L+E.



Cuando intervenga el Viento, la figura 5.18 muestra los rangos en los cuales gobierna cada una de las dos ecuaciones que se deben verificar, sea cuando la Carga Viva es máxima o cuando la Carga de Viento es máxima. Es interesante notar que contrariamente a lo que ocurrió en el desarrollo de las Normas ANSI, [2], donde la ecuación (3) tenía un factor de carga para viento de 0.10 y por lo tanto no gobernaba el diseño en casi ninguna situación, motivo por el cual fue descartada, en nuestro caso para valores pequeños de W_n/D_n y L_n/D_n , gobierna la Ec (3); mientras que para valores mayores de L_n/D_n lo hace también la Ec (3), siendo evidente que para valores intermedios lo hace la Ec (4), razón por el cual deben mantenerse ambas ecuaciones .

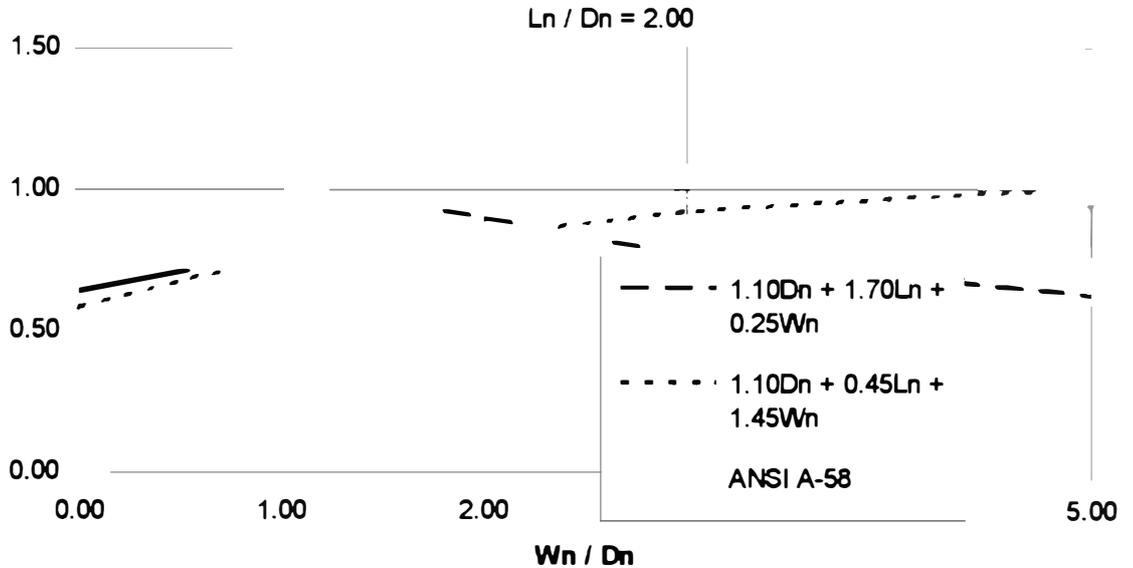
Fig. 5.18 Propuesta de Cargas. Ec (3) vs. Ec (4) . D+L+W.



En la fig. 5.19 se ve la comparación de las propuestas de carga, para el caso de viento, incluyendo ANSI.

Como se ha podido observar, para la verificación de los Estados Limite que involucran Viento, se deben usar ambas ecuaciones, de este modo el conjunto de Ecuaciones de Diseño derivadas, tendrá una ecuación más que las del ANSI.

Fig. 5.19 Propuesta vs. ANSI. Flexión. D+L+W.



5.6. VALORES DE β PARA LA PROPUESTA DE CARGAS

Como complemento del presente trabajo, se procede a calcular el Índice de Confiabilidad, β , que resulta para cada una de las Ecuaciones de Diseño derivadas.

Para el caso de D + L, se usael Estado Límite siguiente:

- ANSI: $U_{ANSI} = \max\{1.40D_n, 1.20D_n + 1.60L_n\}$
- PROPUESTA: $U_{PROP.} = \max\{1.40D_n, 1.10D_n + 1.70L_n\}$

Se ve en la fig. 5.20 que el Índice de Confiabilidad, β , es dependiente del Factor de Resistencia que usemos, así para un valor de $\phi = 0.80$ ambas expresiones, ANSI y las Ecuaciones sugeridas arrojan valores muy cercanos a $\beta = 3.00$, pero lo más importante, los valores del Índice de Confiabilidad se encuentran condensados, comparado con la fig. 5.0, es evidente que la Confiabilidad es más uniforme con las Ecuaciones derivadas que con el diseño por Esfuerzos Permisibles, mientras que comparado con las Normas ANSI se es

similar, siendo los resultados de este estudio más cercanos al valor objetivo en los rangos para L_n/D_n de 1.50 a 5.00.

Cuando el valor de $\phi = 0.90$, los valores de β están mostrados en la fig. 5.21, donde se ve que están en el rango de 2.50, coincidente con los valores extremos mostrados en la fig. 5.0, es decir para el rango esperado de valores de ϕ , para flexión, se pueden esperar valores de β que dan confiabilidades similares a las inherentes en la práctica actual, pero con una dispersión mucho menor.

Teniendo en cuenta que la combinación de cargas $D + L$ es normalmente la más importante en el diseño, siendo la que controla la mayoría de las veces, aún en aquellas situaciones cuando no controla, casi siempre es usada como el primer dimensionamiento en el proceso iterativo del análisis y diseño estructural, se podría interpretar que las metas propuesta en el presente trabajo han sido alcanzadas.

Para la combinación $D + L + W$, los Estados Límites están definidos por:

- ANSI: $U_{ANSI} = \max\{1.2D_n + 1.6L_n, 1.2D_n + 0.5L_n + 1.30W_n\}$
- PROP.:
 $U_{PROP} = \max\{1.1D_n + 1.7L_n, 1.1D_n + 1.70L_n + 0.25W_n, 1.1D_n + 0.45L_n + 1.45W_n\}$

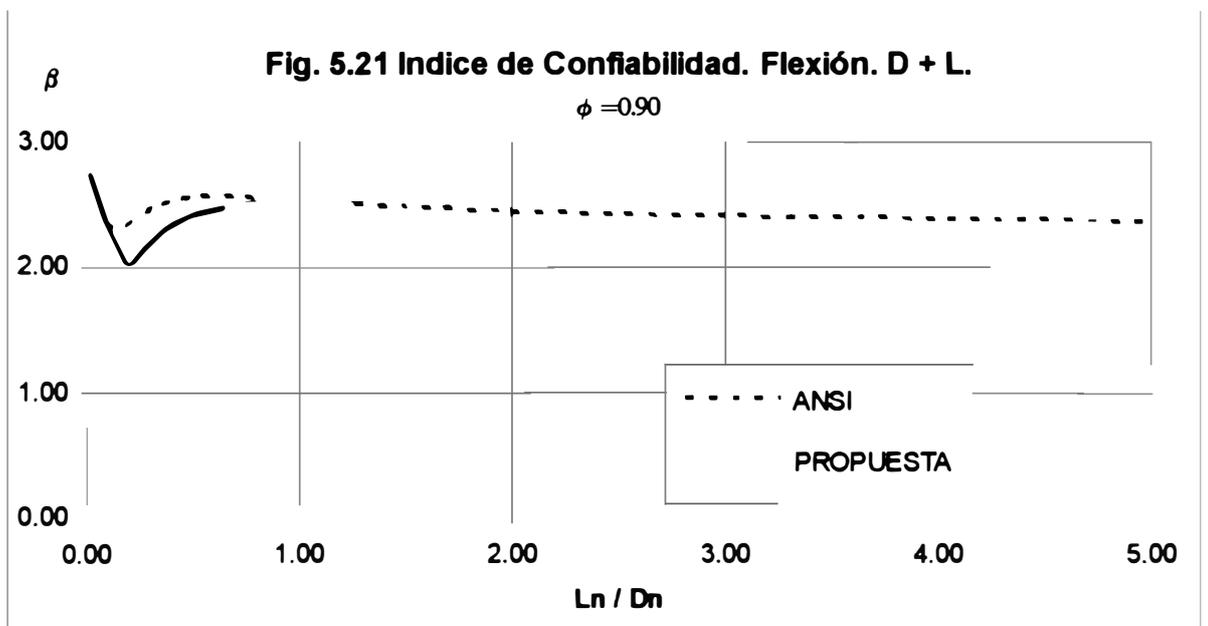
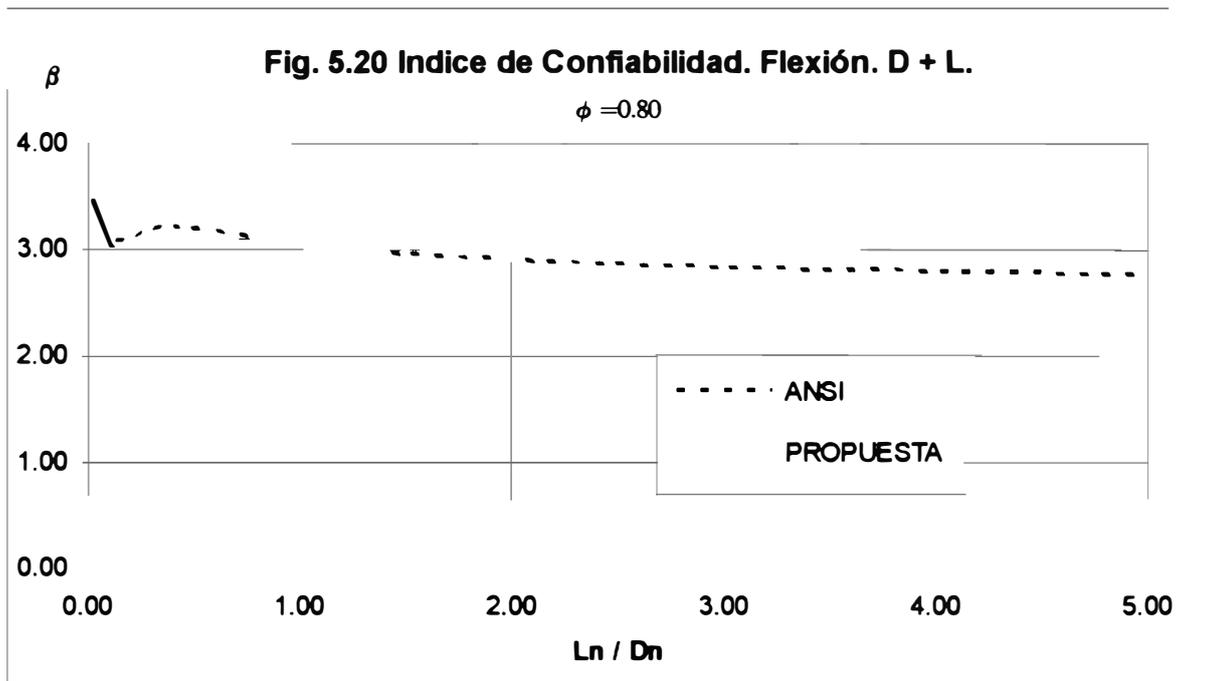
Los resultados están en las figuras 5.22 y 5.23, nuevamente los valores son dependientes de ϕ y están menos desperdigados que con la práctica actual de Esfuerzos Permisibles.

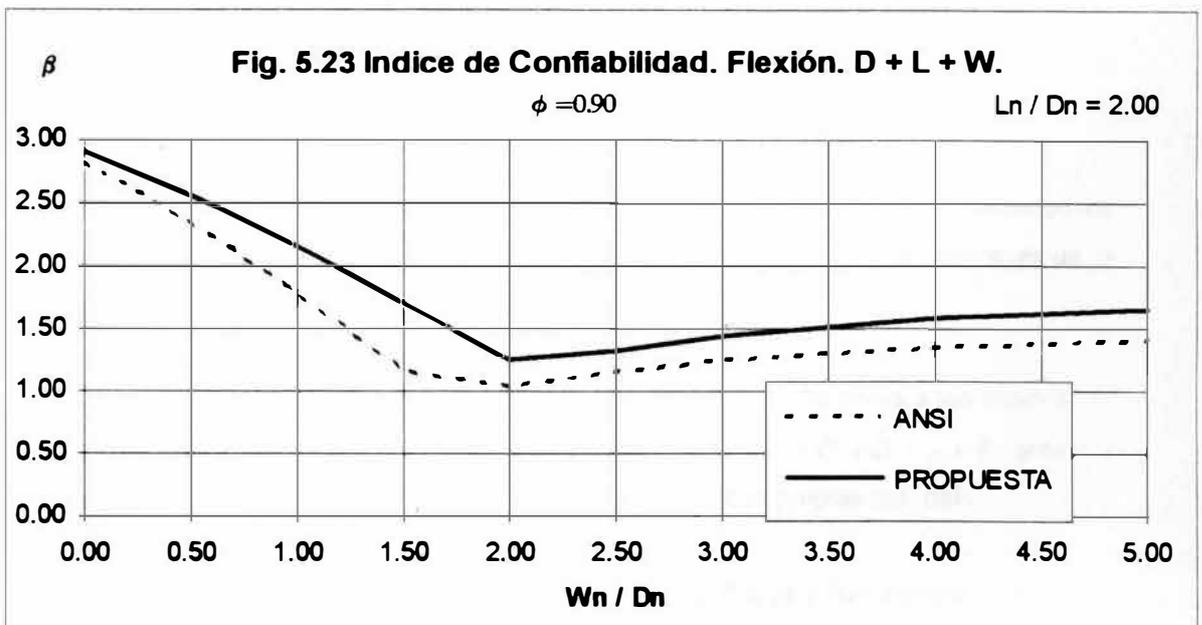
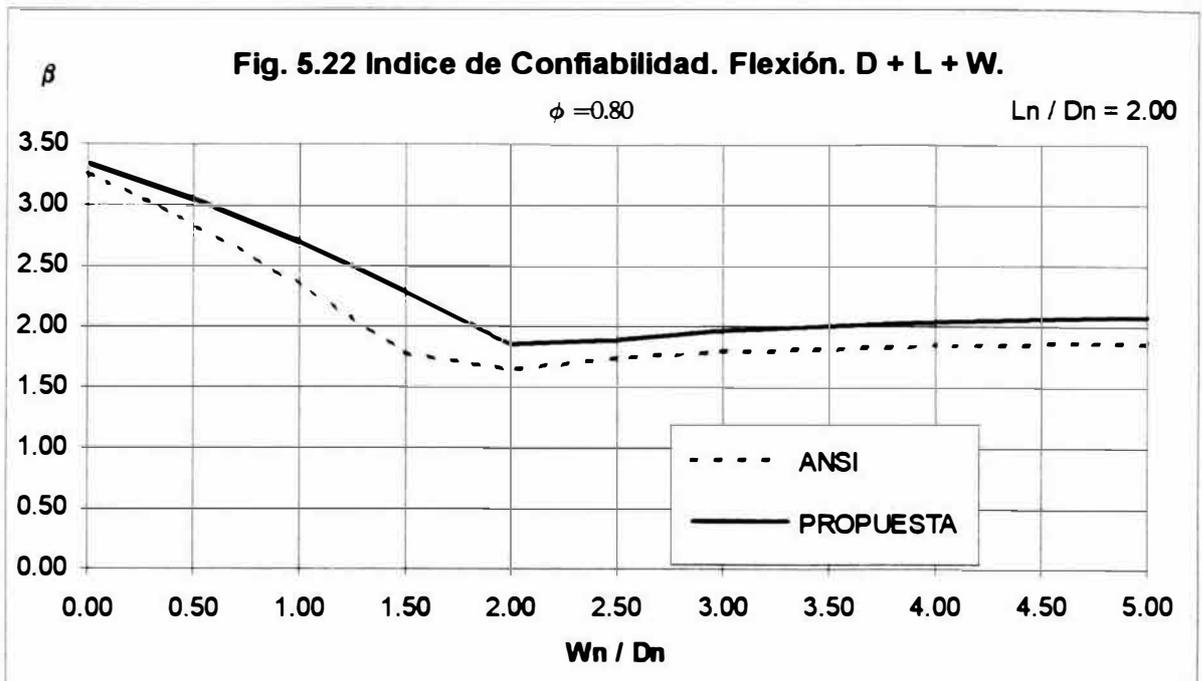
Cuando se trata del caso que contempla sismo, el Estado Límite es el siguiente:

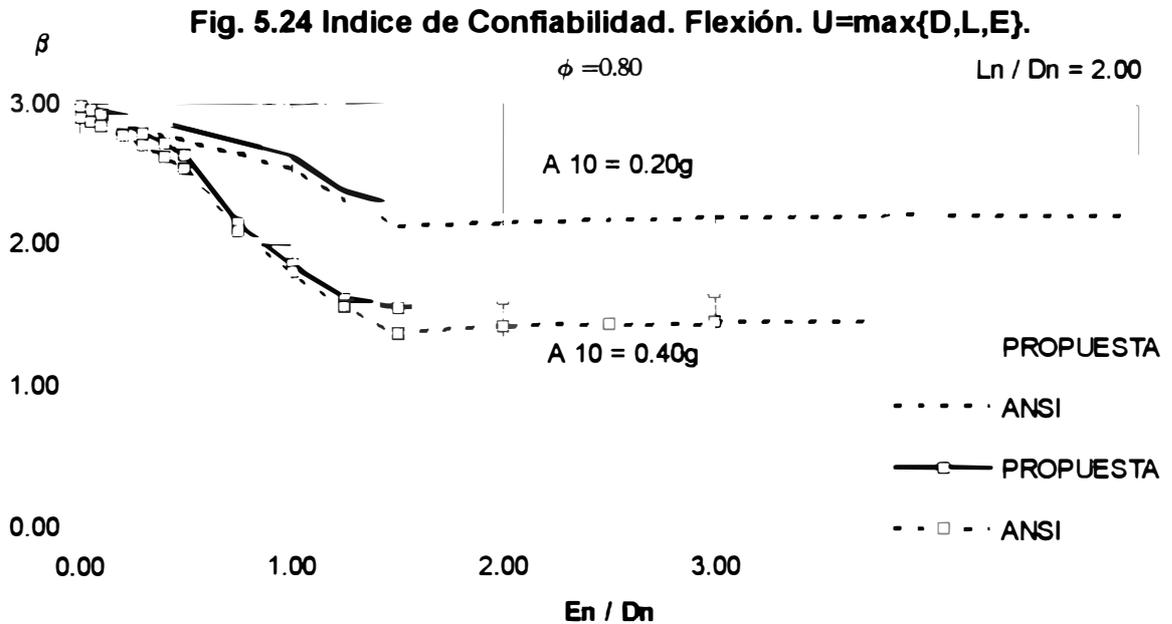
- ANSI: $U_{ANSI} = \max\{1.2D_n + 1.6L_n, 1.2D_n + 0.5L_n + 1.5E_n\}$
- PROPUESTA: $U_{PROP.} = \max\{1.1D_n + 1.7L_n, 1.1D_n + 0.45L_n + 1.85E_n\}$

Los resultados pueden verse en la fig. 5.24, para valores seleccionados del Factor de Resistencia y de la aceleración.

Como se ha podido ver a lo largo de esta última sección, el conjunto de Ecuaciones de Diseño desarrolladas es más confiable que las Normas ANSI, los valores de los Indices de Confiabilidad están igual de condensados en ambas alternativas y si revisamos la sección anterior veremos dan resultados más económicos que ANSI.







A continuación, algunas características de los Factores de Carga derivados en el presente trabajo:

1. Las expresiones han sido desarrolladas aceptando las distribuciones de probabilidad de ANSI para la Carga Muerta y la Carga Viva, pero usando distribuciones derivadas de la estadística nacional para el Viento y el Sismo.
2. Los Indices de Confiabilidad Objetivos, β_o , determinados, son diferentes a los usados por ANSI, coinciden en el caso $D + L$, pero son menores en $D + L + W$ y $D + L + E$, debido a que las distribuciones de Viento y Sismo tienen características propias del país.
3. La función usada para la optimización de los Factores de Carga y Resistencia es similar a la de ANSI, sin embargo los Factores de Carga son mas óptimos que los de ANSI, dando por lo tanto estructuras más confiables.
4. De la comparación de las resistencias nominales, se deduce que con los Factores de Carga sugeridos los diseños serían, en términos generales, más económicos que usando procedimientos por esfuerzos permisibles o las Normas ANSI A-58.

5. De los gráficos de los Índices de Confiabilidad donde se compara lo desarrollado y las Normas ANSI, se observa que aparentemente las expresiones desarrolladas son más confiables, pues en casi todos los casos tiene valores de β mayores.

6. Se reitera que si bien se ha trabajado mayormente con elementos en flexión y de acero, dadas las características de la estadística de la Resistencia Nominal para otras acciones estructurales, tal como se puede observar en el Capítulo 4, los resultados se pueden hacer extensivos a esas acciones estructurales, con variaciones en el valor de ϕ , pero manteniendo constantes los Factores de Carga.

También se debe dejar sentado que variando adecuadamente el valor de ϕ , pueden aceptarse estos Factores de Carga para otros materiales,

BIBLIOGRAFIA

1. Cornell, C. A., "A PROBABILITY BASED STRUCTURAL CODE," American Concrete Institute, Journal December 1969, pp. 974 - 985.
2. Ellingwood, et al., "DEVELOPMENT OF A PROBABILITY BASED LOAD CRITERIA FOR AMERICAN NATIONAL STANDARD INSTITUTE, COMMITTEE A 58," National Bureau of Standards Special Publication SP - 577, National Bureau of Standards, Washington, D.C., JH June, 1980.
3. Galambos, T. V., Ellingwood, B., MacGregor, J. G., Cornell, C. A., "PROBABILITY BASED LOAD CRITERIA: ASSESMENT OF CURRENT DESIGN PRACTICE," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, Proc. Paper 17067, pp. 959-977.
4. Galambos, T. V., Ellingwood, B., MacGregor, J. G., Cornell, C. A., "PROBABILITY BASED LOAD CRITERIA: LOAD FACTORS AND LOAD COMBINATIONS," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, Proc. Paper 17068, pp. 979-995.

Capítulo 6:

CONCLUSIONES

Y

RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

Las Conclusiones a las que se llegan en el presente trabajo son las siguientes:

1. La metodología de diseño por Esfuerzos Permisibles, así como la de Resistencia Última podría ser reemplazada por la de Diseño Probabilístico a Estados Límite.
2. Los procedimientos matemáticos para la evaluación de la Confiabilidad Estructural, podrían ser los llamados de Dos Momentos y Primer Orden.
3. Las distribuciones de probabilidad, a usarse en la evaluación de la Confiabilidad, para las Cargas y la Resistencia, podrían en lo posible ser Normales, cuando exista evidencia suficiente para optar por otro tipo de distribución se puede usar una Normal equivalente.
4. La Carga Muerta sigue una distribución Normal; la Carga Viva en un instante del tiempo sigue una distribución Gamma al igual que la Carga Viva Extraordinaria, mientras que la Carga Viva Máxima en la vida de la estructura sigue una Extrema tipo I; la Carga de Viento, sea diaria, anual o máxima sigue una Extrema tipo II; la Carga de Sismo sigue una Extrema tipo II.
5. Las Cargas se combinan suponiendo que la probabilidad de que dos de ellas estén tomando sus valores máximos simultáneamente es despreciable.
6. De los procedimientos de Calibración podría inferirse que los valores del Índice de Confiabilidad, inherentes en las prácticas actuales de diseño, en el país, son los siguientes: Para el caso de Carga Muerta y Carga Viva, β_o , es de 3.00; cuando se trata de Carga Muerta, Viva y Viento, $\beta_o = 1.85$; mientras que cuando se trata de Carga Muerta, Viva y Sismo el valor es de 1.65.
7. De la metodología de cálculo de los Factores de Carga y Resistencia se desprende que: Los Factores de Carga son poco sensibles a la estadística de la Resistencia; la correlación entre los Factores de Carga y el Factor de Resistencia es pobre, pudiendo suponerse que son independientes.
8. Conforme estudios complementarios mejoren la estadística de las Cargas que se ha supuesto en el presente trabajo, se puede usar la metodología desarrollada para reevaluar los

Factores de Carga definidos anteriormente.

6.2. RECOMENDACIONES

1. Las estructuras convencionales podrían ser diseñadas para una vida útil de 50 años
2. Para efectos de calcular la Carga Viva que actúa en una estructura, podría reconocerse que los Valores de Norma, L_o , deben ser reducidos, para obtener el Valor Nominal, L_n , por medio de un Factor de Reducción que es función del Area de Influencia, en reemplazo de lo indicado en el RNC podría usarse la siguiente expresión, que al aplicarse sobre los valores de Norma produce el valor medio de la Máxima Carga Viva esperada en 50 años de vida útil en las estructuras:

$$FR = \left[0.25 + \frac{4.27}{\sqrt{A_i}} \right]; \text{ donde } A_i \text{ es el Area de Influencia, en m}^2; A_i \leq 30.$$

3. Los Factores de Carga y las Combinaciones de Carga que podrían usarse en un Código de Diseño Probabilístico a Estados Límite son los siguientes:

- a. $1.40 D_n$
- b. $1.10 D_n + 1.70 L_n$
- c. $1.10 D_n + 1.70 L_n + 0.25 W_n$
- d. $1.10 D_n + 0.45 L_n + 1.45 W_n$
- e. $1.10 D_n + 0.45 L_n + 1.85 E_n$
- f. $0.90 D_n - 1.45 W_n$
- g. $0.90 D_n - 1.85 E_n$

donde las variables con subíndice "n" representan los valores nominales, de Código o Norma.

4. Para el diseño de Coberturas Metálicas, podrían aplicarse las siguientes dos Ecuaciones de Estado Límite, en lugar de las (b), (c) y (d) del artículo anterior, considerando a la Carga Muerta y la Carga Viva arbitraria por un lado, mientras que se usa la Carga Muerta y la Carga Máxima de Viento para el otro caso:

a. $1.10 D_n + 0.80 L_n$

b. $1.10 D_n + 1.40 W_n$

5. Los Factores de Carga podrían ser usados para el diseño con distintos materiales, tales como Concreto Armado, Albañilería, Madera, Adobe y otros. Diversos Comités Técnicos podrían determinar los valores de β_0 , mediante la Calibración correspondiente, para posteriormente, usando los Factores de Carga desarrollados mediante la metodología presentada en el presente estudio determinar los ϕ que implican la Confiabilidad requerida.

6. Debe tenerse en cuenta que los Factores de Carga sugeridos en el presente estudio tienen la limitante que han sido desarrollados suponiendo una cierta estadística para las Cargas de Viento y Sismo. Lamentablemente los resultados están por lo tanto limitados a la confiabilidad de esa información, sin embargo la metodología de evaluación sí es aplicable en forma inmediata y podría servir para que cuando se disponga de una información más completa se proceda a la elaboración de una Propuesta de Normas de Diseño modernas.

7. Como recomendación final: debe tenerse cautela al usar los métodos LRFD en nuestro país con los Factores de Carga indicados por ANSI, pues ellos han sido desarrollados para otra realidad, no estando necesariamente los resultados del lado de la seguridad, posiblemente esta situación no ha sido cuantificada, difundiéndose su uso y aplicación sin tener en cuenta las reservas del caso, por ejemplo no es aplicable la reducción de cargas del RNC con métodos LRFD. De lo estudiado en el presente trabajo parece inferirse que los Factores de Viento y Sismo para el país podrían ser mayores a los del ANSI, esto se deduce del hecho que la sensibilidad de dichos Factores a variaciones en los valores medios y coeficientes de variación de las Distribuciones de Probabilidad del Viento y el Sismo, es pequeña, por lo que una mayor estadística no necesariamente implicaría una gran diferencia entre los Factores derivados en éste trabajo y trabajos futuros. Esta sugerencia devendría en crítica si, como parece, el ACI adopta un modelo de Código que sea congruente con los del AISC y AISI, ambos bajo el campo de las Normas ANSI-ASCE de 1990.

A.1 COMPARACION DE NORMAS EN CONCRETO ARMADO

En este Apéndice se comparan las Normas que están indicadas en el Reglamento Nacional de Construcciones, RNC, con las definidas por el American Concrete Institute, ACI y las Ecuaciones de Diseño desarrolladas en el presente trabajo.

Primeramente se debe definir la estadística aplicable a los elementos de Concreto Armado. Según la referencia ([3], Capítulo 5), la Distribución de Probabilidades es Normal para la Resistencia; para Estados Límites de Flexión, con acero de refuerzo de grado 60, el coeficiente de variación es de 0.11 y la relación del valor medio de la Resistencia a su valor nominal es de 1.05. Además para efectos de calcular los Indices de Confiabilidad la relación de Resistencias se afectará por el factor 1.05, para tomar en cuenta la velocidad de aplicación de las cargas ambientales de Viento y Sismo.

A continuación se mencionan las ecuaciones de diseño que están vigentes para cada caso, expresiones que se tomarán como la restricción que nos permite evaluar el valor de β , mediante procedimientos de Calibración.

1. El Reglamento Nacional de Construcciones incorporó en 1970 las siguientes expresiones para el diseño en Concreto Armado:

- $U = 1.50 D_n + 1.80 L_n$
- $U = 1.25(D_n + L_n + W_n)$
- $U = 1.25(D_n + L_n + E_n)$

Posteriormente, en el año de 1977, se modificó las expresiones a las siguientes:

- $U = 1.50 D_n + 1.80 L_n$
- $U = 1.65(D_n + L_n)$
- $U = 1.25[D_n + L_n + (W_n \text{ ó } E_n)]$

2. El ACI usa las siguientes relaciones:

- $U = 1.40 D_n + 1.70 L_n$
- $U = 0.75(1.40D_n + 1.70L_n + 1.70W_n)$
- $U = 0.75(1.40D_n + 1.70L_n + 1.70 \times 1.10E_n)$

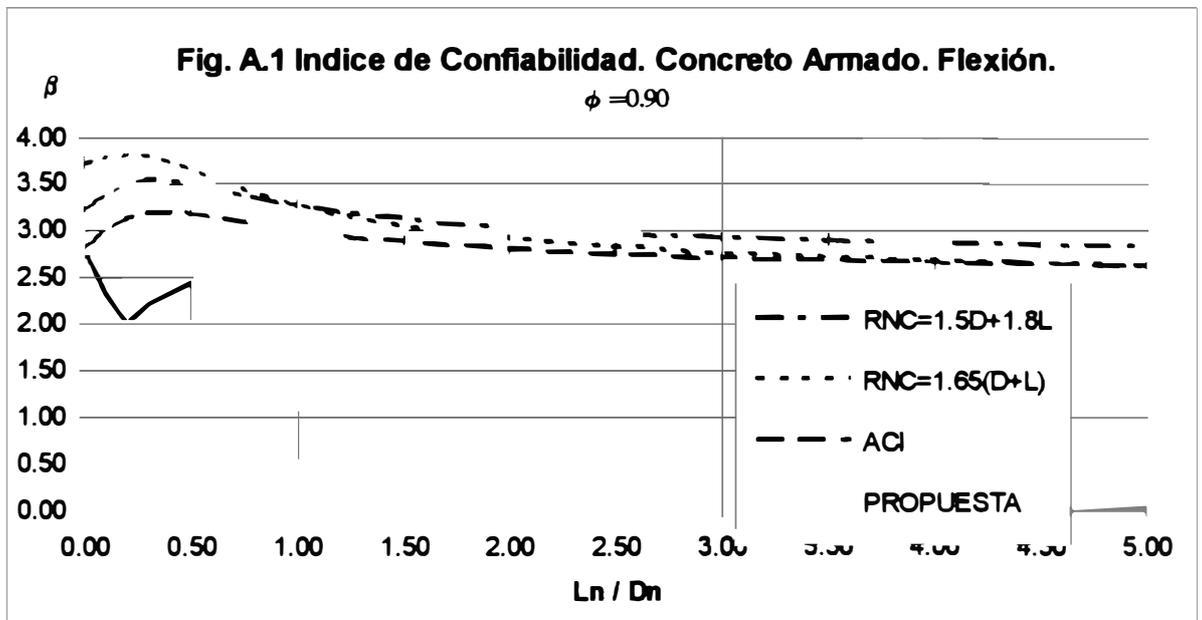
3. Las Ecuaciones de Diseño desarrolladas en este trabajo son:

- $U = 1.10D_n + 1.70L_n$
- $U = 1.10D_n + 1.70L_n + 0.25W_n$
- $U = 1.10D_n + 0.45L_n + (1.45W_n \text{ ó } 1.85E_n)$

4. Las Normas ASCE / ANSI estipulan lo siguiente:

- $U = 1.20D_n + 1.60L_n$
- $U = 1.20D_n + 0.50L_n + (1.30W_n \text{ ó } 1.50E_n)$

En la Figura A.1 vemos la Calibración entre el RNC, el ACI y este estudio, para Estados Límite de Flexión y diversas combinaciones de cargas.

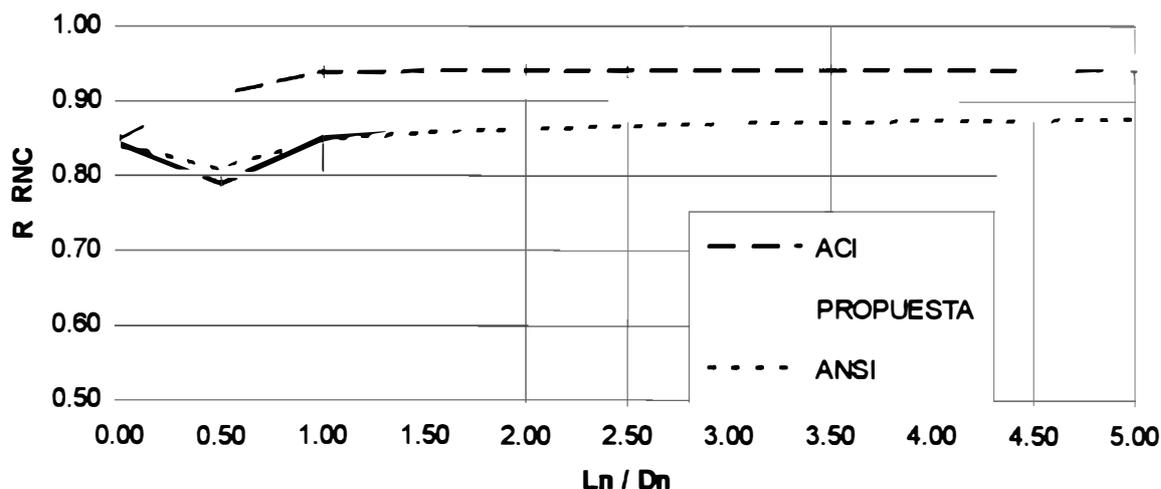


Para la Combinación D+L en el rango de L_n/D_n que es típico en Concreto Armado, esto es entre 0.50 y 1.50, se ve que las Ecuaciones brindan aparentemente una Confiabilidad uniforme, adecuada para un valor de $\phi = 0.90$. Tanto el RNC como el ACI son conservadores en valores bajos de L_n/D_n , tendiendo a las Ecuaciones para mayores valores.

Si ahora se comparan las Resistencias nominales para el mismo Estado Límite, según vemos en la Fig. A.2, se ve que los resultados de este estudio podrían ser más económicos

que el RNC, (representado por la línea recta de ordenadas = 1.00), dando menores secciones que el ACI y algo más conservadora que ANSI.

Fig. A.2 Comparación de Normas. Concreto Armado. D+L.



Como se ha podido ver, para D + L la Ecuación derivada parece ser ampliamente superior al RNC y al ACI. Cuando se estudie D +L + W, de la Fig. A.3 se aprecia nuevamente la bondad en la Confiabilidad del resultado del presente estudio, es más Confiable que el ACI, sus valores son más uniformes y en el rango de W_n/D_n mayor a 1.00 es más Confiable que el RNC.

Ahora al comparar las Resistencias, (ver Figuras A.4 y A.5), para valores de L_n/D_n de 0.50 y 1.00, rango que comprende al 75% de las situaciones de diseño en Concreto Armado, se observa que para valores bajos de W_n/D_n el estudio y ANSI son casi equivalentes, pero los Factores de Carga reflejan la realidad local y los de ANSI no, es decir la el presente trabajo podría ser más confiable que ANSI; también se ve que se es más económico que el ACI en casi todo el rango, y se es ligeramente más conservador que el RNC para valores altos del rango y valores bajos de L_n/D_n .

Fig. A.3 Índice de Confiabilidad. Concreto Armado. D+L+W.

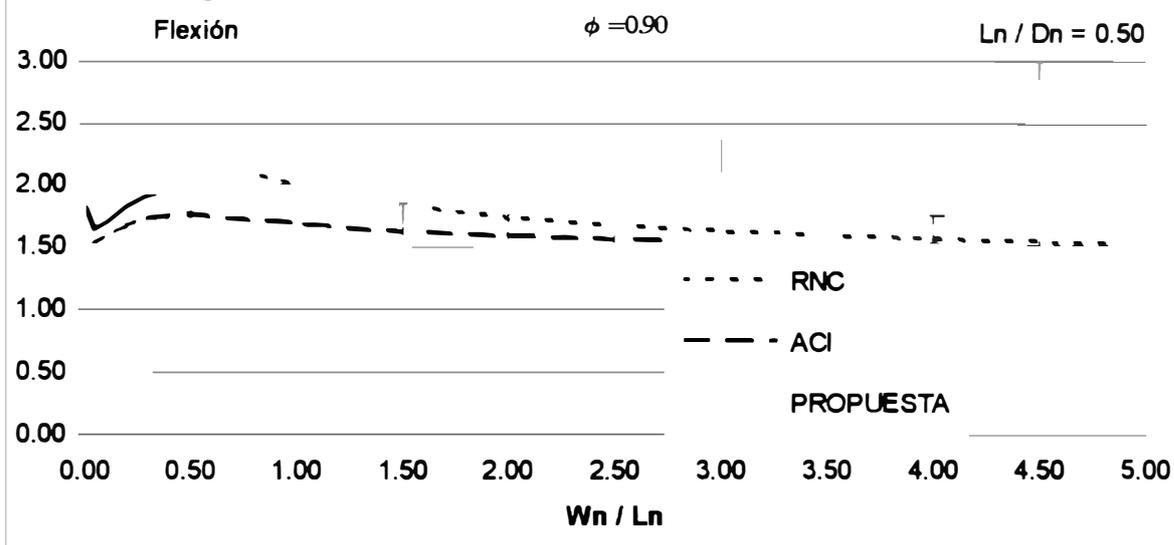
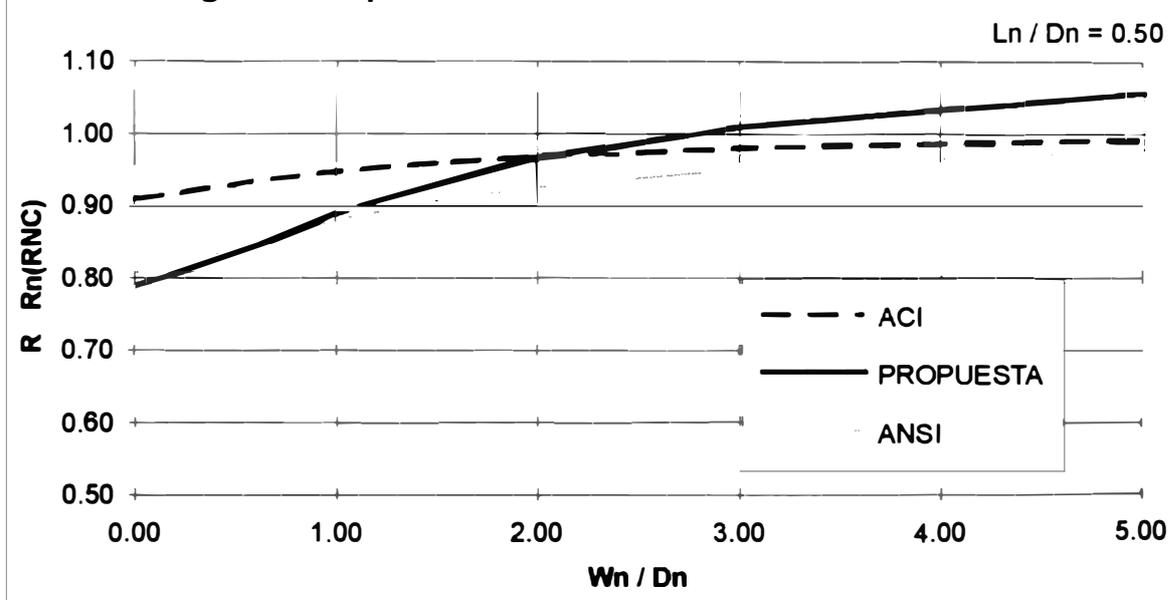
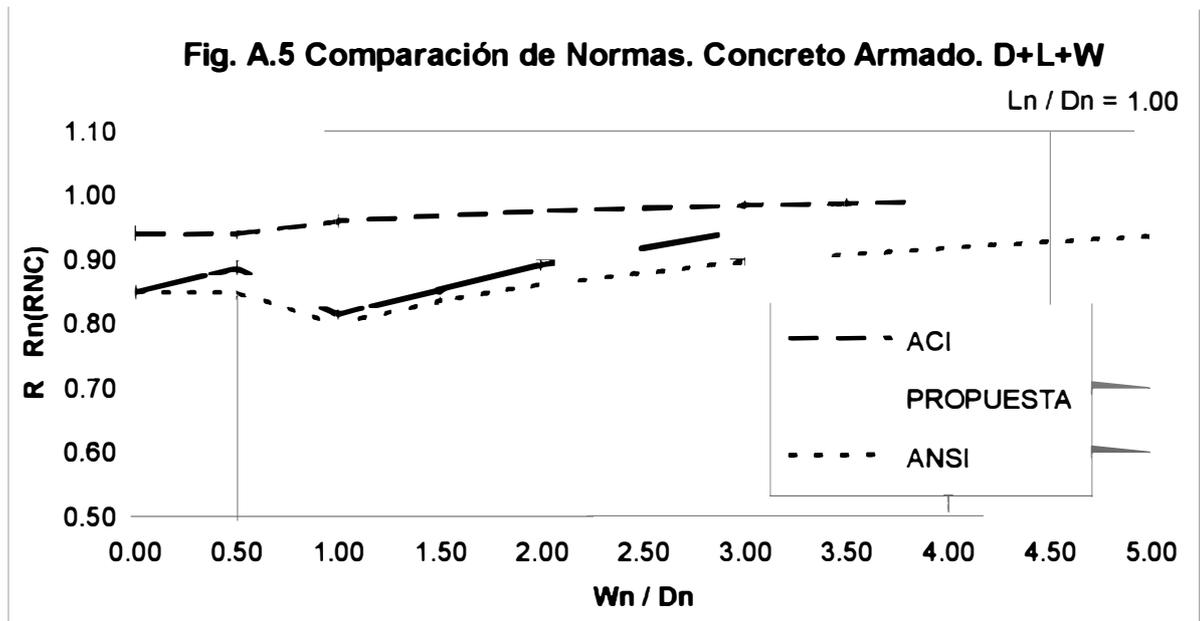
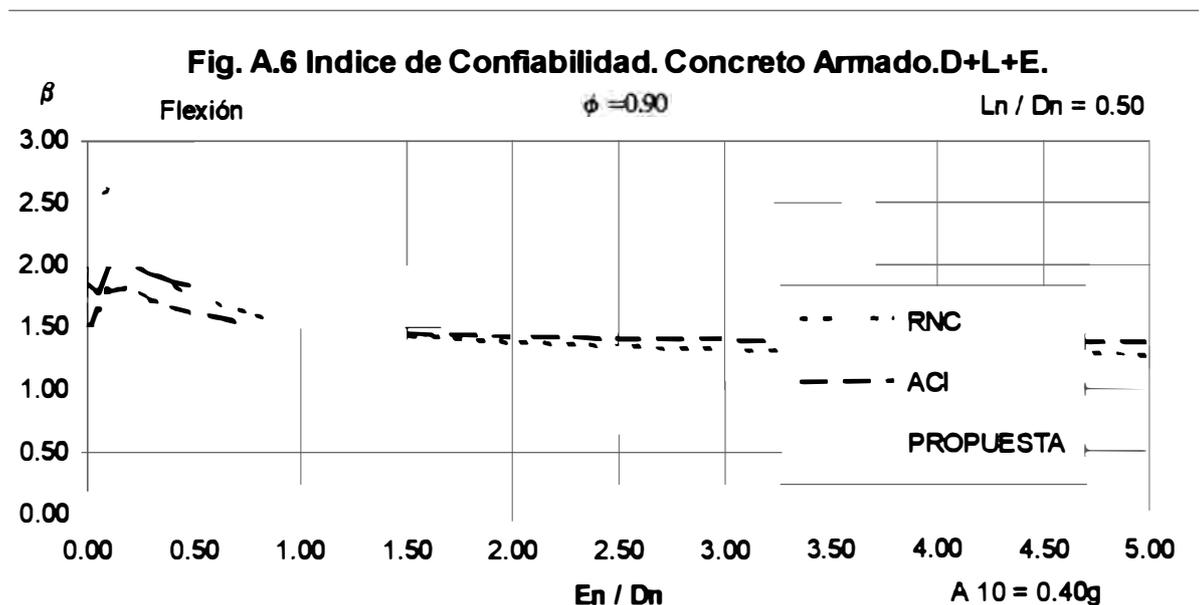


Fig. A.4 Comparación de Normas. Concreto Armado. D+L+W.





Finalmente cuando se compara el caso que involucra al Sismo, los Indices de Confiabilidad correspondientes están en la Fig. A.6:



Como se ve, nuevamente las Ecuaciones desarrolladas son más Confiables, excepto para valores pequeños de E_n / L_n , donde el RNC es muy conservador.

Ahora , la relación de Resistencias, en las Figuras A.7 y A.8:

Fig. A.7 Comparación de Normas. Concreto Armado. D+L+E.

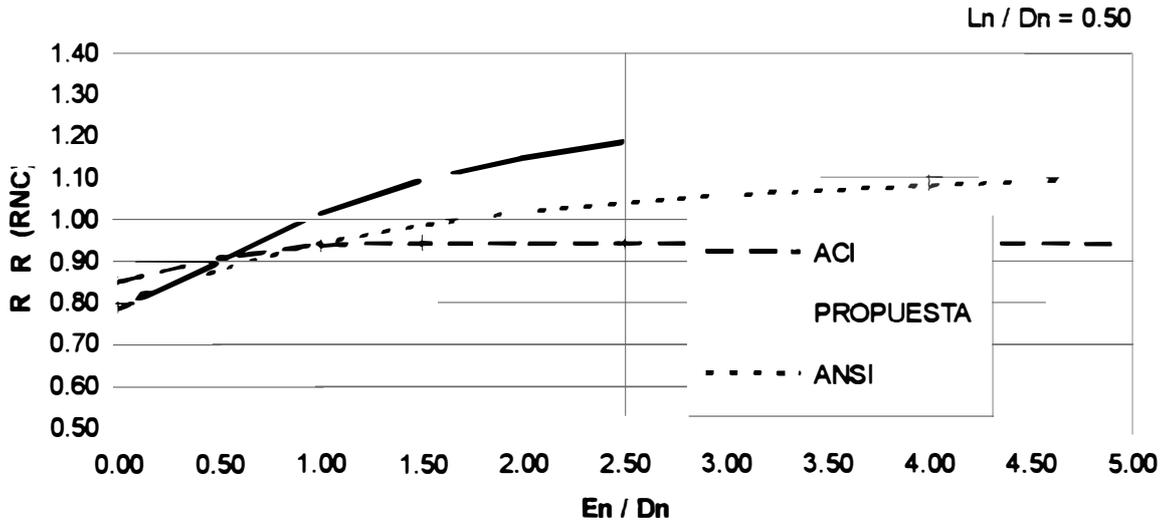
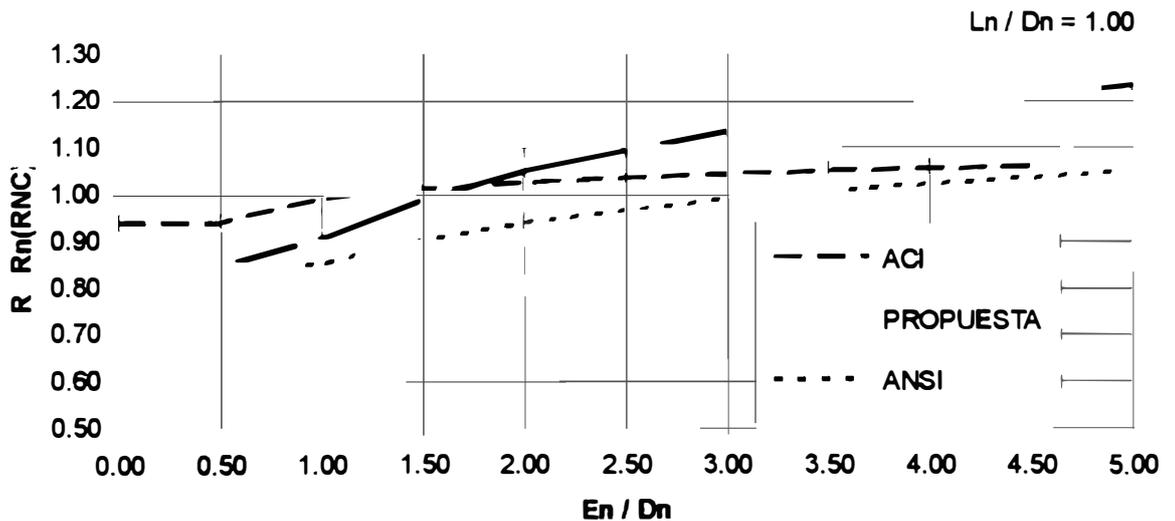


Fig. A.8 Comparación de Normas. Concreto Armado. D+L+E



En esta ocasión las Ecuaciones sugeridas son más conservadora que ANSI, ACI y que el RNC para E_n/D_n mayor que 1.00; si se ha desarrollado para Sismos en el país y su Confiabilidad es adecuada, lo probable es que tanto el RNC, cuanto ANSI y ACI no sean adecuados en cierto rango de E_n/D_n

B.1 EJEMPLO DE APLICACION.

Determinar la Carga Ultima que solicita a un elemento estructural , debido a las acciones de cargas siguientes:

Carga Muerta	100 u.
Carga Viva	150 u.
Carga de Viento	35 u.
Carga de Sismo	30 u.

De acuerdo al RNC:

$$U = 1.50 \times 100 + 1.80 \times 150 = 420.00 \text{ u}$$

$$U = 1.65 (100 + 150) = 412.50 \text{ u}$$

$$U = 1.25 (100 + 150 + 35) = 356.25 \text{ u}$$

$$U = 1.25 (100 + 150 + 30) = 350.00 \text{ u}$$

De acuerdo al ACI:

$$U = 1.40 \times 100 + 1.70 \times 150 = 395 \text{ u}$$

$$U = 0.75 (1.40 \times 100 + 1.70 \times 150 + 1.70 \times 35) = 340.88 \text{ u}$$

$$U = 0.75 (1.40 \times 100 + 1.70 \times 150 + 1.70 \times 1.10 \times 30) = 338.33 \text{ u}$$

De acuerdo a ANSI/ ASCE:

$$U = 1.20 \times 100 + 1.60 \times 150 = 360.00 \text{ u}$$

$$U = 1.20 \times 100 + 0.50 \times 150 + 1.30 \times 35 = 240.50 \text{ u}$$

$$U = 1.20 \times 100 + 0.50 \times 150 + 1.50 \times 30 = 240.00 \text{ u}$$

De acuerdo con las Ecuaciones de Diseño planteadas:

$$U = 1.10 \times 100 + 1.70 \times 150 = 365 \text{ u}$$

$$U = 1.10 \times 100 + 1.70 \times 150 + 0.25 \times 35 = 373.75 \text{ u}$$

$$U = 1.10 \times 100 + 0.45 \times 150 + 1.45 \times 35 = 228.25 \text{ u}$$

$$U = 1.10 \times 100 + 0.45 \times 150 + 1.85 \times 30 = 233.00 \text{ u}$$

Fig. A.9 Ejemplo de Aplicación.

