

Diseño alternativo de cimentaciones superficiales por estado límite.
Alternative design of shallow foundations by limit state.



Lic. Ing. Pedro A. Hernández Delgado

Director Técnico y Desarrollo

Empresa de Proyectos de Arquitectura e Ingeniería. EMPAI. Matanzas.
Cuba

Profesor Instructor de la Carrera de Ingeniería Civil de la UMCC. Cuba

Telf: (45) 291802, Ext. 210 Email: Pedro-Hernandez@empai.co.cu

Recibido: 14-07-14

Aceptado: 08-09-14

Resumen:

El diseño de cimentaciones superficiales tradicionalmente se ha realizado por el método de los esfuerzos admisibles (EA) garantizando la seguridad mediante el empleo de un factor de seguridad (FS) que generalmente ha adoptado un valor de 3. Para los elementos estructurales hoy se ha generalizado en el mundo el diseño por estado límite (EI), aplicado en Cuba desde la década del 70 del pasado siglo, garantizando la seguridad mediante el empleo de factores de mayoración para las cargas y de minoración para las resistencias. La diferencia de filosofía entre ambos métodos dificulta la aplicación de los nuevos conceptos de confiabilidad aplicados a las estructuras.

Para las cimentaciones existen dos enfoques diferentes para el empleo de los EI: el europeo y el norteamericano. El primero, aplica factores de reducción parciales a los parámetros resistentes del suelo; y el segundo aplica un solo factor de reducción al valor de la resistencia nominal.

En este trabajo se desarrolla el enfoque norteamericano y como podría ser aplicado en Cuba.

Palabras clave: Cimentaciones, Diseño por estado límite, Elementos estructurales

Abstract:

The design of shallow foundations traditionally been performed by the method of the allowable stresses (EA) ensuring security by using a safety factor (FS) which has generally adopted a value of 3 to the structural elements is widespread today in the world by limit state design (EI), applied in Cuba since the early 70s of last century, ensuring safety by using majorization factors for loads and Deduction for resistors. The difference in philosophy between the two methods difficult to apply the new concepts of reliability applied to structures.

For foundations there are two different approaches to the use of EL: European and American. The first, partial factors applied to reduction of soil strength parameters; and the second applies a single reduction factor to the value of the nominal strength. In this work, the American approach is developed and how it might be applied in Cuba.

Keywords: Foundations, Limit state design, Structural elements

Introducción:

La mecánica de suelos se conforma como teoría en la primera mitad del siglo pasado, reconociéndose como padres de ella a Terzagui en América y a Caquot Kerisel en Europa. Desde sus orígenes se caracterizó por su alto grado de empirismo y su dependencia de la experiencia local y del juicio ingenieril. El diseño de cimentaciones se basó en garantizar una presión de contacto entre el cimiento y el suelo que no superara su resistencia mecánica y al mismo tiempo se obtuviera una deformación, es decir, un asentamiento, que fuera tolerado por la estructura. Para satisfacer las condiciones anteriores se calcula una presión admisible (p_{ad}) a partir del cálculo de una resistencia teórica o empírica (p_{ult}), determinada por diferentes métodos, mediante el empleo de un único factor de seguridad (FS). Lo anterior se ilustra a continuación:

$$p_{ad} = \frac{p_{ult}}{FS} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (1.1)$$

El diseño por esfuerzos admisibles (MEA) considera las cargas de diseño (Q) reales que se aplican a una estructura o a parte de ella y las compara con las resistencias nominales de los materiales (R_n) empleando un factor de seguridad (FS):

$$\sum Q_i = Q \leq R_{ad} = \frac{R_{ult}}{FS} \quad (1.2)$$

El FS recomendado generalmente es 3, con un rango de variación entre 2.5 y 3.5 en dependencia de las características y conocimiento del terreno. En realidad, este valor no es un factor de seguridad de la resistencia del suelo, sino que es un factor que limita el asentamiento basado en la experiencia de muchos tipos de suelos relativamente rígidos y con comportamiento lineal. (Atkinson, 2007)⁽¹⁾.

Esta filosofía de diseño de las cimentaciones es similar a la empleada para los elementos de la superestructura en la época, denominada esfuerzos admisibles (EA).

El diseño del área de las cimentaciones se realiza a partir de la relación de las cargas actuantes calculadas teóricamente (Q_{act}) y las presiones admisibles (p_{ad}):

$$A_0 = \frac{Q_{act}}{p_{ad}} \quad (\text{m}^2) \quad (1.3)$$

En 1926 Max Meyer enunció por primera vez los conceptos de estados límites y la seguridad por métodos probabilísticos en una tesis publicada. Aunque el concepto estaba bien expresado, no fue hasta mediados de la década del 40 que el método de los estados límites fue introducido en un código de diseño en la Unión Soviética, siendo este el primer intento de unir todos los aspectos del análisis estructural, incluyendo las especificaciones de cargas y el análisis de la seguridad.

A finales de la década del 70, fue emprendido por el Comité para la seguridad estructural (Joint Committee on Structural Safety, JCSS) el primer intento internacional de unificación de los reglamentos de los diferentes tipos de materiales. (Hormigón, acero, madera, aluminio, etc.). Este comité preparó "Los Principios Generales sobre la Confiabilidad para el Diseño Estructural (General Principles on Reliability for Structural Design)", posteriormente empleado por la

Organización Internacional para las Normas (ISO) en la revisión de la ISO 2394 en el año 1998. Este documento es un código modelo para el diseño estructural y su última actualización corresponde al año 2010.

Internacionalmente, el empleo de los EL en el diseño de cimentaciones ha sido un proceso lento y en la actualidad aún no ha sido adoptado de forma general. En Europa el MEL ha tenido amplia aceptación y esta aplicado en los Eurocódigos. Son países pioneros en su empleo Dinamarca y Rusia. Australia es otro país pionero entre los países anglófonos, seguido de Canadá que en la actualidad realiza importantes investigaciones en su implementación. En los Estados Unidos, el MEL, ha comenzado a implantarse en la última década y ya es reconocido como un método alternativo por las principales instituciones que rigen las políticas de diseño, como son el UBC y la ASSHTO.

La evolución de las normativas de diseño desde el punto de vista de los análisis de confiabilidad se resume en la siguiente figura ⁽²⁾:

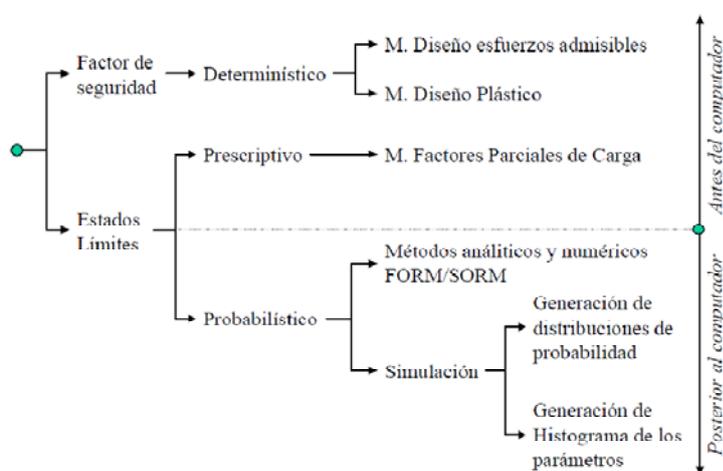


Figura 1: Alternativas para el desarrollo de normativas con base en la evaluación de la confiabilidad (Marek et.al. 2001).

Al analizar la figura anterior se observa que el diseño por estado límite (DEL) tiene dos etapas, la primera, la del método de los factores parciales de carga (DEL-MFPC) determinados prescriptivamente y la segunda basada en métodos probabilísticos (DEL-MP). Estos últimos se han desarrollado después de la aparición de las computadoras y son los que la mayoría de los códigos de diseños líderes emplean en la actualidad. Es importante señalar que todos los códigos en la actualidad coinciden en el empleo de factores parciales para la determinación de las cargas, conocidos en Cuba como coeficientes de mayoración.

Sin embargo, para la determinación de las resistencias existen dos tendencias ⁽³⁾: Una, es la europea, la cual aplica factores o coeficientes de minoración a los valores nominales de las resistencias; estos coeficientes, originalmente determinados por una forma prescriptiva, en la actualidad son fijados por métodos probabilísticos. Esta tendencia predomina en Europa y es la adoptada en los Euro-códigos y la denominaremos método por factores parciales (DEL-FP). La otra tendencia es la norteamericana, en la cual los cálculos de la resistencia se realizan con los valores nominales y los resultados son afectados por factores de reducción. Este método es denominado LRFD: Diseño por factores de carga y resistencia. Más adelante profundizaremos esta diferencia respecto al suelo.

En Cuba desde inicios de la década del 70 se ha aplicado en el hormigón el diseño por el método de los estados límites (MEL), mediante el empleo de factores de mayoración para los estados de cargas y factores de minoración para la resistencia de los materiales. En el acero la norma actualmente vigente desde el año 1983 (NC 53-94.1983) aplica también el método de

los estados límites (MEL). En la década del 90 se estableció una norma para el cálculo de las combinaciones de carga única para el diseño del hormigón y del acero. En el diseño de puentes la primera norma cubana se editó en el año 1984 (NC-53-125-1984) estableciendo el valor de los coeficientes parciales para la determinación de las diferentes combinaciones de los estados de carga y remitiendo el diseño a las normas de hormigón y acero vigentes. La norma actual vigente la NC-73302009 se fundamenta en la AASHTO 2002, la cual a su vez se basa en los factores de carga establecidos en la versión de 1997. La AASHTO vigente en la actualidad se fundamenta en las cargas establecidas en la versión del 2007, la cual introdujo importantes cambios en los factores de carga al reconsiderar el realizar un nuevo análisis de confiabilidad.

Incidido por el desarrollo de diseño estructural, en los últimos años se ha realizado un intenso desarrollo de las metodologías de EL para la ingeniería geotécnica. Ya hay algunas normas o códigos geotécnicos basados en EL con el mismo formato que los de estructura; p.ej., Eurocódigo 7, el Manual de Ingeniería de Cimentaciones de Canadá, la AASHTO y es aplicado en países como Dinamarca, Australia, China y otros.

El diseño de cimentaciones en Cuba tradicionalmente se ha realizado por el método de los esfuerzos admisibles (EA). En la década del 80 del pasado siglo, se desarrolló por el Dr. en C. Gilberto Quevedo, el método de los estados límites (DEL) aplicado al diseño de cimentaciones superficiales y se elaboró una propuesta de norma, que aún no ha sido aprobada, a pesar de los múltiples esfuerzos realizados. Esta propuesta, para la determinación de las resistencias, se basa utilizando valores característicos y factores parciales de reducción aplicados a los parámetros nominales descriptores de los suelos, por ejemplo la cohesión (C) y el coeficiente de fricción (ϕ), empleando un factor adicional de seguridad.

En geotecnia el diseño de las cimentaciones por EL debe satisfacer, al menos, dos estados límites:

1. Estado límite de resistencia (DEL-R),
2. Estado límite de servicio (DEL-S).

1. Diseño para el estado límite por resistencia (DEL-R).

1.1. Enfoques de diseño.

El diseño por estado límite por resistencia (DEL-R) se fundamenta en el cumplimiento de la siguiente ecuación:

$$\sum_i \psi_i Q_i = Q^* \leq R_{ult}^*, \quad (2.1)$$

Donde:

ψ_i = coeficientes de mayoración de las cargas.

Q_i = Cargas nominales.

Q^* = Cargas mayoradas.

R_{ult}^* = Resistencia última del suelo minorada.

Para el cálculo de la resistencia última del suelo minorada R_{ult}^* existen dos enfoques ⁽⁴⁾:

- a) Enfoque europeo. La capacidad última del suelo, es calculada mediante el empleo de factores de reducción parciales aplicados a los parámetros resistentes del suelo:

$$R_{ult_FP}^* = R_{ult_FP}. \quad (2.2)$$

Fenton⁽⁴⁾ realiza los siguientes comentarios sobre este enfoque:

- No linealidad en el resultado: la resistencia sobre la base de los factores de resistencia parciales no es igual a la resistencia sobre la base de los parámetros del suelo no factorizados.
- No refleja el mecanismo verdadero de falla cuando depende de los cambios en las resistencias de los materiales.
- Considera solamente las incertidumbres relacionadas con los parámetros que caracterizan la resistencia explícitamente (por ejemplo, no considera el error del modelo).
- Implementada a menudo con innumerables factores parciales para considerar todas las fuentes de incertidumbre, perdiéndose el verdadero sentido del comportamiento del suelo.

Este enfoque es el adoptado en la propuesta actual de norma cubana para el diseño geotécnico por estado límite.

- b) Enfoque norteamericano. La capacidad última del suelo, es calculada sin el empleo de factores de reducción de los parámetros resistentes del suelo, empleándose un sólo factor (Φ) que minorra la resistencia última.

$$R_{ult}^* = \Phi R_{ult} \quad (2.3)$$

Fenton⁽⁴⁾ realiza los siguientes comentarios sobre este enfoque:

- La resistencia se calcula con el enfoque de DEA (la mejor representación del, verdadero mecanismo de falla).
- La resistencia es factorizada una sola vez.
- Es muy similar al método de DEA, al permitir a los ingenieros calcular la resistencia trabajando con valores reales hasta el final, cuando el resultado es factorizado
- El enfoque es consistente con el código estructural, donde cada material tiene su propio factor de resistencia.
- Permite una más suave transición del DEA al DEL.

Este es el enfoque adoptado en este trabajo.

El Eurocódigo 7 es el documento de referencia para la realización del dimensionamiento de los aspectos geotécnicos de los proyectos de ingeniería civil y edificación en Europa. Con objeto de dar cabida a las diferentes maneras de abordar el dimensionamiento geotécnico existentes en los distintos países de Europa que lo han aceptado, el EC-7-2007 define tres Enfoques de Proyecto distintos que se diferencian básicamente en los parámetros a los que se aplican simultáneamente los coeficientes parciales de seguridad: acciones, materiales o resistencias, tal como se muestra simplificada en la tabla siguiente⁽⁵⁾.

Tabla 1. Uso de los coeficientes parciales de seguridad en los diferentes Enfoques de Proyecto

Enfoque de proyecto	Mayoración de acciones	Minoración parámetros geotécnicos	Minoración de resistencias
1	Comb. 1	X	
	Comb. 2		X ^(a)
2	X ^(b)		X
3	X ^(b)	X	

Notas: ^(a) (sólo pilotes cargados axialmente y anclajes)
^(b) (o efectos de las acciones)

El análisis de esta tabla permite realizar las siguientes consideraciones:

- En el Enfoque de Proyecto 1 se deben realizar dos cálculos complementarios: en la Combinación 1 únicamente se mayoran las acciones, mientras que en la Combinación 2, las acciones se mantienen con su valor representativo y se minoran los parámetros geotécnicos y las resistencias.
- En el Enfoque de Proyecto 2 se mayoran las acciones (o los efectos de las acciones) y se minoran las resistencias, dejando sin minorar los valores de los parámetros geotécnicos.
- En el Enfoque de Proyecto 3 se mayoran las acciones (o los efectos de las acciones) y se minoran los valores de los parámetros geotécnicos.

El Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7 ⁽⁵⁾ ha optado por el Enfoque de Proyecto 2 para el diseño de las cimentaciones. Este enfoque coincide con el desarrollado en este trabajo.

1.2. Análisis de las cargas.

La NC 450: 2006: Edificaciones. Factores de Carga o Ponderación. Combinaciones, ⁽⁶⁾ tiene por objeto, establecer el factor de carga o de ponderación para cada tipo de carga en cada una de las siete combinaciones simultáneas que se establecen y los requisitos básicos para estas combinaciones posibles. En el §01 plantea: “Al decidirse por el NC/CTN 38 tomar la regulación ACI-318-02, Regulaciones de las Construcciones del Hormigón Estructural, como documento base para la normalización del hormigón...”, establece el basamento para los coeficientes parciales que rigen la determinación de las cargas mayoradas. Es importante destacar que los coeficientes adoptados en la ACI-318-02 son los establecidos en la ASCE-07 vigente en el año 2006 y que en la actualidad, con algunas modificaciones, se conservan. Esta norma rige el cálculo de las cargas, no sólo para el hormigón, sino también para todos los materiales de construcción, con la excepción del diseño de puentes de carreteras y ferrocarriles y obras marítimas. Los coeficientes establecidos por la ASCE-07 ⁽⁷⁾ han sido establecidos en base a los criterios del JCCS para el índice de confiabilidad estructural o de Cornell (β), el cual está correlacionado con la probabilidad de excedencia de falla anual (P_f), adoptándose la establecida por Ellingwood et al. (1982) y Galambos et. al. (1982) y que mostramos en la siguiente tabla:

Valores del índice de confiabilidad β , según Ellingwood, para las cargas.	
Permanente	3.00
Accidentales	2.75
Viento	2.50
Sismo	1.75

Cualquier modificación de estos coeficientes implica variaciones en los niveles de confiabilidad.

1.3. Calibración por resistencia.

El proceso de determinación de los valores de los factores de carga y resistencia es denominada calibración. Para su realización la AASHTO ⁽⁸⁾ plantea cuatro maneras de realizar este proceso por:

1. Criterio ingenieril.
2. Ajustes con MEA.
3. La teoría de la confiabilidad.
4. Combinación de los métodos anteriores.

El autor ha considerado emplear el método de ajuste a partir de los coeficientes de mayoración de las cargas prescritos en las normativas vigentes y obtener un coeficiente de reducción de las resistencias a partir de la experiencia con el factor de seguridad empleado en el MEA y posterior correlación con los criterios de confiabilidad estructural.

Si consideramos solamente la acción de las cargas gravitatorias (G) y de uso (Q) las combinaciones de cargas aplicables según la NC 450-06 son la 1 y la 2:

- 1) $1.4(G + Q)$
- 2) $1.2G + 1.6Q$

Estas ecuaciones pueden ser escritas en forma general: $S^* = \Psi_G G + \Psi_Q Q$, donde Ψ_G y Ψ_Q son los coeficientes de mayoración respectivos. Con esta consideración podemos escribir la siguiente ecuación a partir de las ecuaciones 2.1 y 2.3:

$$\sum_i \psi_i Q_i = \Psi_G G + \Psi_Q Q = Q^* \leq R_{ULT}^* = \phi R_{ult} \quad (2.4)$$

Simplificando,

$$\Psi_G G + \Psi_Q Q = \phi R_{ult} \quad (2.5)$$

Definamos la relación: $\Omega = \frac{Q}{G}$, (2.6). Despejando $Q = \Omega G$ (2.7) y sustituyendo en (2.5), obtenemos:

$$\Psi_G G + \Psi_Q \Omega G = G(\Psi_G + \Omega \Psi_Q) = \phi R_{ult} \quad (2.8)$$

Según el MEA la

$$G + Q = \frac{R_{ult}}{FS} \quad (2.9) \text{ y sustituyendo (2.7) en (2.9) obtenemos:}$$

$$G + \Omega G = G(1 + \Omega) = \frac{R_{ult}}{FS} \quad (2.10)$$

Dividiendo la ecuación (2.8) por (2.10) obtenemos:

$$\frac{G(\Psi_G + \Omega\Psi_Q)}{G(1+\Omega)} = \frac{\phi R_{ult}}{\frac{R_{ult}}{FS}} \quad (2.11); \text{ simplificando y despejando:}$$

$$\Phi = \frac{\Psi_G + \Omega\Psi_Q}{FS(1+\Omega)} \quad (2.12)$$

La ecuación anterior establece una relación entre el factor de reducción de la resistencia (Φ), según el DEL, y el factor de seguridad (FS) de acuerdo con el DEA, el cual consideraremos como FS=3.

Con el objetivo de acotar el valor de Φ estudiamos los límites de la relación obtenidas para valores de Ω tendiendo a cero y al infinito para los valores de $\psi_G=1.2$ y $\psi_Q=1.6$ para los respectivos factores de mayoración de las cargas:

$$\phi_{max} = \lim_{n \rightarrow \infty} \phi = \lim_{n \rightarrow \infty} \left(\frac{\Psi_G + \Omega\Psi_Q}{FS(1+\Omega)} \right) = \lim_{n \rightarrow \infty} \left(\frac{\frac{\Psi_G}{\Omega} + \Psi_Q}{FS\left(\frac{1}{\Omega} + 1\right)} \right) = \frac{\Psi_Q}{FS} = \frac{1.6}{3} = 0,533 \quad (2.13)$$

$$\phi_{min} = \lim_{n \rightarrow 0} \phi = \lim_{n \rightarrow 0} \left(\frac{\Psi_G + \Omega\Psi_Q}{FS(1+\Omega)} \right) = \frac{\Omega\Psi_Q}{FS} = \frac{1.2}{3} = 0.400 \quad (2.14)$$

Para la relación $\Omega = \frac{Q}{G} = 0.333$ el valor de Φ es:

$$\Phi_s = \frac{1,2+0,333*1,6}{3(1+0,333)} = 0.433 \quad (2.15)$$

Para estudiar mejor el comportamiento de la relación entre Φ y el FS se elaboró la tabla 1 con los valores máximos y mínimos del primero y una variación entre 2,45 y 3.1 del segundo, obteniéndose un valor mínimo de 0.39 y uno máximo de 0.65.

Tabla 1			
Rango de variación de Φ_s en función de FS			
Ω (CU/CP)	0.333		
Ψ_D =	1.2		
Ψ_L =	1.6		
FS	Φ_{min}	Φ	Φ_{max}
3.10	0.39	0.42	0.52
3.00	0.40	0.43	0.53
2.75	0.44	0.47	0.58
2.45	0.49	0.53	0.65

Analizando los resultados obtenidos se concluye que si empleamos un coeficiente de reducción $\Phi=0.433$ para el diseño por DEL obtenemos un resultado similar al calculado por DEA, como ilustramos en el siguiente ejemplo:

Sea un suelo cuya capacidad de carga última determinada por la formula de Brinch – Hansen es de 606.9 kN/m². La carga vertical actuante en la base del cimiento se calcula mayorando las cargas para los DEL y sin mayorar para los DEA.

Tabla 2						
Tabla comparativa entre los métodos de EL y EA para un $\Phi=0.433$						
Cargas para el EL	Q*=	Ψ_p	CP	Ψ_u =	CU	
	1040	1.2	600	1.6	200	kN
Cargas para el EA	Q=		CP		CU	
	800	1	600	1	200	kN
$\Omega=LL/DL=$			0.333			
q_u (kN/m ²)=			606.9			
Q* (kN)=			1040			
Q (kN)=			800.0			
Método	Estado Límite			Esfuerzos Admisibles		
Factores	$\Phi=0.433$			FS=3		
Presión de contacto en kN/m ²	$q^*_u=\Phi \times q_u$			$q_a=q_u / FS$		
	263.0			202.3		
Área del cimiento (m ²)	$A= Q^* / q^*_u$			$A= Q / q_u$		
	3.95			3.95		
Lado del cimiento (m)	1.99			1.99		

El resultado anterior nos permite conocer el grado de conservatismo del diseño propuesto por DEL respecto a los DEA.

1.4. Determinación del coeficiente de reducción Φ del suelo por ajuste con el FS del método de los EA.

Teniendo en cuenta la experiencia de otras normativas hemos considerado conveniente determinar el coeficiente de reducción Φ como el producto de dos coeficientes:

$$\Phi = \Phi_i \Phi_s \quad (2.16)$$

Donde:

Φ_i : Coeficiente que considera la clase de la investigación.

Φ_s : Coeficiente que considera la complejidad geológica.

Se definen tres clases de investigaciones:

- Clase A:** Comprende las investigaciones que caracterizan el suelo por medio de un conjunto de métodos: ensayos de laboratorio, ensayos de penetración dinámica (SPT) y estática (CPT), pruebas "in situ" ensayos físicos. Es obligatorio la determinación de los parámetros deformacionales del suelo.
- Clase B:** Comprende las investigaciones que caracterizan el suelo mediante ensayos de penetración dinámica (SPT), ensayos físicos y datos de archivo.
- Clase C:** Cuando se caracteriza el suelo en base a datos de archivo y criterio ingenieril.

Internacionalmente los criterios de confiabilidad se reflejan en la mayoría de los códigos asociados a la categoría de importancia de las estructuras. En general se dividen en cuatro categorías (p. ej.: ASCE-7-10⁽⁷⁾, ISO 2394-10⁽⁹⁾, Propuesta NC Diseño de cimentaciones⁽¹⁰⁾). Las categorías de las ASCE-7-10 son las que fundamentan los factores de mayoración que establece esta norma en función del nivel de riesgo y son los adoptados por extrapolación en la NC-450-2006 las cuales se resumen a continuación:

Categoría del riesgo 1: Falla leve.

Categoría del riesgo 2: Normal.

Categoría del riesgo 3: Falla grave.

Categoría del riesgo 4: Falla muy grave.

El tipo de investigación a emplear para cada obra se establece en la siguiente tabla en función de la categoría del riesgo:

Tabla 3	
Relación entre la clase de investigación y la categoría de la obra	
Categoría de la obra	Clase de investigación
I	B, C
II	A, B y C
III	A y B
IV	A

En función de la clase de investigación se proponen los valores siguientes para el factor de Investigación (Φ_i):

Tabla 4	
Factor de Investigación Φ_i	
Clase de investigación	Φ_i
C	0.44
B	0.47
A	0.5

El coeficiente de complejidad geológica del suelo (Φ_s) tiene en cuenta la homogeneidad del suelo. Se determina de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 5	
Coeficiente de complejidad geológica Φ_s	
Complejidad geológica	(Φ_s)
Alta	0.95
Media	1
Baja	1.05

De acuerdo con la ecuación 2.16 se confeccionó una matriz con el rango de valores posible de Φ :

Tabla 6			
Matriz del rango de valores de $\Phi = \Phi_i \Phi_s$			
Φ_i	Φ_s		
	0.95	1	1.05
0.44	0.42	0.44	0.46
0.470	0.45	0.47	0.49
0.5	0.48	0.50	0.53

De acuerdo con la tabla 1 el valor más bajo de Φ (0.42) se corresponde con un FS=3.10 y el máximo (0.53) corresponde a un FS=2.45

1.5. Comparación con otra normativas.

Como ejemplo comparativo con la tendencia internacional mostramos una tabla propuesta para el código de cimentaciones de Canadá (Fenton ⁽⁴⁾) en la cual se puede observar como el factor de reducción Φ depende del grado del conocimiento del suelo.

ϕ_{gr}

Limit State	Degree of Understanding		
	Low	Typical	High
Shallow Foundations			
Bearing resistance	0.45	0.5	0.6
Passive resistance	0.4	0.5	0.6
Horizontal resistance (sliding)	0.75	0.8	0.85
Ground Anchors			
Static analysis – tension	0.3	0.4	0.5
Static test – tension	0.55	0.6	0.65
Deep Foundations – Piles			
Static analysis			
Compression	0.35	0.4	0.5
Tension	0.35	0.4	0.45
Static test			
Compression	0.5	0.6	0.7
Tension	0.3	0.4	0.5
Dynamic analysis – compression	0.3	0.4	0.5
Dynamic test – compression (field measurement and analysis)	0.4	0.5	0.6
Horizontal passive resistance	0.4	0.5	0.6

(for illustration only – factors are not finalized)

En la tabla anterior podemos observar cómo se plantean tres grados de conocimiento del suelo (*Degree of Understanding*), equivalentes a los denominados en este artículo como grado de complejidad geológica. Además el rango de valores para Φ varía entre 0.45 y 0.6, mientras que el propuesto está en el rango de 0.42 a 0.53. Es importante considerar que los medios de investigación en Cuba permiten un nivel de caracterización del suelo inferior al de Canadá, razón por la cual los resultados deben ser más conservativos. En aquellos casos que se logre un nivel superior de caracterización puede analizar un coeficiente de reducción Φ superior.

Otro ejemplo, tomado de Riseborough, By Jim⁽¹¹⁾ muestra una tabla con los coeficientes de reducción recomendados por la AASHTO:

Method / Soil / Condition	Resistance Factor ϕ_b
Theoretical Method <i>(Munfakh et al, 2001)</i>	
In Clay	0.50
In Sand Using Cone Penetration Test (CPT)	0.50
In Sand Using Standard Penetration Test (SPT)	0.45
Semi-Empirical Methods <i>(Meyerhof, 1957)</i>	
All Soils	0.45
Footings on Rock	0.45
Plate Load Test	0.55

Table 1: Factors for Strength Limit States (AASHTO BDS 2012)

(AASHTO BDS, 2012) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012.

- q_m : Capacidad soportante del suelo. Capacidad soportante no factorizada del suelo, generalmente similar a la capacidad definida por el diseño de esfuerzo admisibles. (MEA)
- Φ_b : Factor de resistencia. De acuerdo con AASHTO BDS en la tabla 10.5.5.2.2-1 (tabla 1) es empleado factores de resistencias para el estado limite de resistencia

comprendidos en el rango de 0.45 a 0,55 dependiendo del tipo de suelo y del método para determinar su capacidad. (Este rango también coincide con el propuesto).

- q_r : Resistencia nominal multiplicada por el factor de resistencia, empleada para chequear el estado limite: $q_r = \Phi_b q_{nn}$.

El especialista en geotecnia debe al menos proporcionar dos de los parámetros anteriores; el tercero puede ser calculado.

2. Estado límite de servicio (ELS):

En el diseño estructural los estados límites de servicio son calculados sin factorizar las cargas y las resistencias. Algunas normativas geotécnicas aplican un factor de reducción a las cargas vivas de hasta 0.4 como plantea la norma de Australia⁽¹⁾. En el diseño de cimentaciones debe satisfacerse que las deformaciones no superen los límites tolerables, los cuales son establecidos por criterios operacionales, durabilidad o estéticos y se especifican en las normativas de estructuras o por el usuario o el proyectista.

Respecto a la evaluación de las propiedades deformacionales del suelo, la mayor dificultad en Cuba consiste en la muy poca información de laboratorio de los parámetros que describen el comportamiento deformacional de los suelos. A lo anterior se agrega, las dificultades para la realización de ensayos de campo, tales como ensayo de penetración estática mediante el cono y pruebas de cargas, además, la obsolescencia y la inadecuación de los equipos y medios de perforación actuales introducen un nivel de incertidumbre grande en los resultados obtenidos. Internacionalmente existen dos tendencias, una es no afectar el suelo por un factor de reducción, caso que considera una exacta valoración de las propiedades deformacionales del suelo y la otra afecta el suelo por un valor que oscila en un rango entre 0.7 (Meyerhof,1982⁽¹²⁾) a 0.9. De acuerdo con las consideraciones anteriores el autor propone un valor de $\Phi_d=0.9$ para el segundo EL, debiéndose satisfacer las siguientes dos inecuaciones:

$$S_{abs_max} \leq \Phi S_{abs} = \Phi_i \Phi_{sd} S_{abs} \quad (3.1)$$

$$S_{rel_max} \leq \Phi S_{rel} = \Phi_i \Phi_{sd} S_{rel} \quad (3.2)$$

Donde,

S_{abs_max} : Asentamiento máximo absoluto permisible.

S_{rel_max} : Asentamiento máximo relativo o por distorsión angular.

S_{abs} : Asentamiento absoluto promedio.

S_{rel} : Asentamiento relativo o por distorsión angular.

El rango de variación del coeficiente de reducción se expone en la siguiente tabla:

Tabla 7			
Rango de valores de $\Phi = \Phi_s \Phi_d$			
Φ_d	Φ_i		
	0.95	1	1.05
0.9	0.86	0.90	0.95

Del análisis de la tabla anterior se concluye que la variación de este coeficiente está comprendida entre 0.86 y 0.95.

3. Análisis de la confiabilidad.

Cualquier intento de aplicación de los principios de confiabilidad al suelo tiene que cumplimentar su consistencia con los criterios aplicados al diseño estructural, para lo cual

deberá satisfacer iguales modelos de distribución, factores y combinaciones de cargas. Por lo anterior, es fundamental que las distribuciones estadísticas que describen las cargas y las resistencias, en nuestro caso el suelo, sean compatibles.

3.1. Modelación de las cargas y de las resistencias.

Las cargas pueden no estar representadas por la distribución lognormal; en realidad la distribución exacta que garantiza las cargas nunca es conocida exactamente. Para determinar cuál es la distribución más apropiada para la descripción de ellas emplearemos el principio de la entropía máxima, el cual establece que el modelo más real es aquel que satisface el mencionado principio a partir de las restricciones impuestas por la información obtenida, es decir la distribución que tiene el menor sesgo y por lo tanto la más exacta. Esta información es generalmente la media y la varianza. Para una distribución continua ($f(x)$) este principio se expresa por la ecuación (Harr 1987)⁽¹³⁾:

$$H = - \int_a^b f(x) \ln f(x) dx$$

Donde a y b son los límites inferiores y superiores, respectivamente, de las variables. El signo menos (-) significa que la entropía es positiva. Es importante señalar que la entropía es una medida de la incertidumbre.

En ingeniería geotécnica, la información acerca de la media y la varianza de una carga o resistencia están disponibles, aún cuando se desconozca su distribución exacta. Si los únicos datos conocidos de las variables son sus valores extremos, es decir, sus valores máximos y mínimos, el principio de entropía máxima establece que la distribución de mejor ajuste es la uniforme, es decir, aquella en que todos los valores dentro de un rango de valores posibles son igualmente probables (Harr 1987). Si los valores extremos de las variables son desconocidos la distribución de mejor ajuste es la normal. Tanto para el diseño estructural como para el geotécnico, los valores de las cargas y de las resistencias no pueden adoptar valores negativos, estableciéndose un límite inferior para ellos. El límite superior es generalmente desconocido y esta determinado por las cargas transitorias, por ejemplo, las sobrecargas vivas, de viento y terremotos, las cuales pueden asumir valores extremadamente grandes, es decir, extraordinarios, pero completamente improbables. Estas cargas son modeladas específicamente por distribuciones más precisas denominadas de valores extremos del tipo I y II (Ellingwood et al. 1980), pero que requieren más información que la simple media, la varianza y los valores mínimos. Por lo tanto, estas distribuciones no representan la distribución menos sesgada para las cargas transitorias. En consecuencia, la distribución lognormal modela mejor las cargas transitorias, ya que queda plenamente caracterizada por sus dos primeros momentos, permitiendo una implementación más sencilla en un análisis de confiabilidad. Las cargas ordinarias se corresponden con distribuciones caracterizadas por sus primeros momentos, como son la normal y lognormal.

Otra característica importante de la distribución lognormal es la función que mejor describe la combinación lineal de varias variables aleatorias positivas, aún cuando no estén caracterizadas por una distribución lognormal.

En el diseño de las cimentaciones, la ecuación clásica de Brinch Hansen para el cálculo de la capacidad soportante de los suelos, puede ser interpretada como una combinación lineal de los parámetros que la describen, afectadas por un conjunto de factores que tienen en cuenta la incertidumbre, como se observa a continuación:

$$q_{br} = 0.5\gamma_2 B' s_{\gamma} i_{\gamma} d_{\gamma} g_{\gamma} N_{\gamma} + s_c i_c d_c g_c C N_c + q' s_q i_q d_q g_q N_q$$

Por lo anterior, podemos considerar que caracterizar la resistencia total del suelo por una distribución lognormal, independientemente de las distribuciones que caracterizan las variables descriptoras de la resistencia del suelo, es totalmente correcto. La incertidumbre adicional introducida por la propia ecuación debe ser determinada por medio de un análisis de la incertidumbre, es decir, mediante una calibración.

Para la calibración de los factores de resistencias, estas son modeladas como el producto de una resistencia nominal y varios parámetros que tienen en cuenta las diferentes fuentes de incertidumbres. Por ejemplo, según la ASSHTO ⁽¹³⁾, en la evaluación de la capacidad de carga de un puente, su rating, la resistencia total (R) se modela como el producto de la resistencia nominal (R_n) multiplicada por factores que caracterizan la incertidumbre: de construcción (η_c), del material (η_m) y de modelación analítica (η_a), según la siguiente expresión:

$$R = R_n \eta_c \eta_m \eta_a$$

Una vez demostrado que la modelación de las cargas de la estructura y la resistencia del suelo pueden ser modeladas por una misma distribución de carga, podemos aplicar el análisis de confiabilidad al diseño de las cimentaciones.

3.2. Análisis de confiabilidad.

Uno de los objetivos de los EL es separar las incertidumbres de las cargas y las resistencias, para asegurar un nivel de seguridad prescrito. La ecuación básica de diseño por EL puede ser escrita de forma general según la siguiente expresión, para cualquier tipo de material incluyendo el suelo:

$$\sum (LF)_i S_{ni} \leq RF \cdot R_n \quad (4.1),$$

Donde:

$(LF)_i$: Factor de mayoración de las cargas, S_{ni} : Carga nominal,
 RF : Factor de reducción de las resistencias R_n : Resistencia nominal del material.

3.2.1. Modelación de la falla.

De acuerdo con la ISO 2394⁽⁹⁾, la confiabilidad o probabilidad de supervivencia (P_s) es definida en función de la probabilidad de falla o de excedencia anual (P_f) por la expresión:

$$P_s = 1 - P_f \quad (4.2)$$

La probabilidad de falla (P_f), en general, es definida matemáticamente por una integral multi-dimensional:

$$P_f = P[Z \leq 0] = \int_{Z \leq 0} f_x(x) dx \quad (4.3)$$

Donde, Z es el criterio de falla o función de falla, algunas veces denominadas función de estado límite o función de desempeño, para el evento considerado; $f_x(x)$ es la función de distribución de probabilidad para la variable normalizada X que describe las cargas y las resistencias conjuntamente.

Si la incertidumbre en la resistencia (R) y en la carga (S) es modelada por una única variable r y s, respectivamente, y si ambas variables son independientes la función de distribución $f_x(x)$ que las describe conjuntamente puede ser escrita como ⁽¹⁴⁾:

$$f_x(x) = f_{R,S}(r,s) = f_R(r) f_S(s) \quad (4,4)$$

Como las dos variables son independientes la ecuación (4.3) puede ser escrita como una doble integral

$$P_f = \int_{Z \leq 0} f_x(x) dx = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{s \geq r} f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (4.5)$$

La función de distribución acumulativa para un variable está dada por la integral:

$$F_x(x) = P[X \leq x] = \int_{-\infty}^x f_x(y) dy \quad (4.6)$$

La ecuación 4.5 puede ser escrita como una integral simple, o la integral de la convolución:

$$P_f = P[R - S \leq 0] = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(y) f_S(y) dy \quad (4.7)$$

El integrando resultante de las dos últimas ecuaciones es representado en la siguiente figura (no a escala), y el área sombreada bajo la curva representa la probabilidad de falla ⁽¹⁴⁾.

In many reliability texts and papers the probability density function for the load and resistance are illustrated together on a single axis in a figure similar to Figure 4.3.

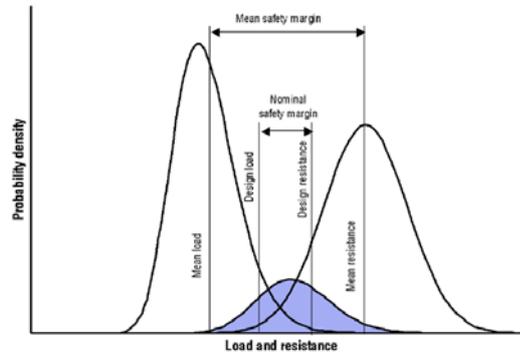


Figure 4.3 Conventional illustration of probability of failure

En la figura también se ilustra el margen de seguridad de las medias o margen central, que en este simple caso es la diferencia entre las resistencias y las cargas medias. El margen de seguridad del diseño es menor que el margen de seguridad central debido al empleo de cargas y resistencias características y el empleo de factores de mayoración y minoración que incrementan las cargas y disminuyen las resistencias respectivamente.

Las dificultades para conocer los límites y solucionar las integrales anteriores ha motivado que surjan métodos alternativos para evaluar la confiabilidad, siendo el más difundido el índice de confiabilidad β , definido por:

$$\beta = -\phi^{-1}(P_f)^{(7) \text{ y } (9)} \quad (4.8)$$

En la ISO 2394 ⁽⁹⁾ se establece la siguiente relación entre la probabilidad de falla (P_f) y el índice de confiabilidad (β) para una distribución normal:

Table E.1 — Relationship between β and P_f

P_f	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷
β	1,3	2,3	3,1	3,7	4,2	4,7	5,2

En el manual de referencia de la AASHTO para el Diseño por Factores de Carga y Resistencia para Subestructura de Puentes de Carreteras ⁽⁸⁾, se establecen las siguientes tablas relacionando P_f y β para una distribución lognormal:

Table 3-3
Relationship Between Probability of Failure
and Reliability Index for Lognormal Distribution

Reliability Index β	Probability of Failure p_f	Probability of Failure p_f	Reliability Index β
2.5	$0.99 \cdot 10^{-2}$	$1 \cdot 10^{-1}$	1.96
3.0	$1.15 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-2}$	2.50
3.5	$1.34 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-3}$	3.03
4.0	$1.56 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-4}$	3.57
4.5	$1.82 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-5}$	4.10
5.0	$2.12 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-6}$	4.64
5.5	$2.46 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-7}$	5.17

Tomado de: Development of Geotechnical Resistance Factors and Downdrag Load Factors for LRFD Foundation Strength Limit State Design. Reference Manual. National Highway Institute. 2005.

Asumir una distribución lognormal tanto para las cargas como para las resistencias, nos permite considerar que ambas se pueden tratar como el producto entre varias variables aleatorias. Por lo tanto, los efectos de las cargas y las resistencias de un sistema estructural o geotécnico se pueden expresar como se indica en la siguiente figura ⁽¹⁵⁾ en la cual la P_f está representada por el área sombreada:

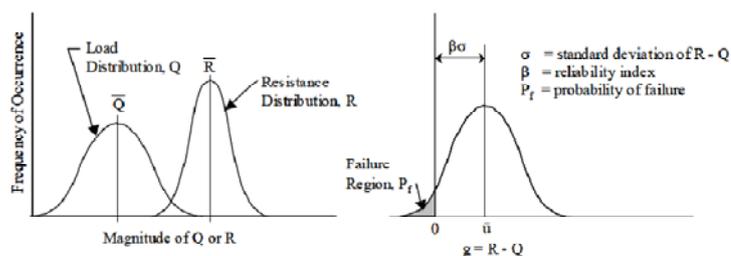


Figure 1. Probability of failure and reliability index (adapted from Withiam, et al. 1998).

El empleo de un método simple de confiabilidad para determinar los valores de los factores de carga, es decir, su calibración, emplea el método del FOSM (first-order second-moment) suponiendo una distribución lognormal para las variables de diseño, es decir, para las cargas y las resistencias. Este método fue desarrollado por Cornell (1969) y Lind (1971) ⁽¹³⁾ y es el adoptado por las normas ISO 2394 y la ASC E 7-10.

Sean el efecto de las cargas S y la resistencia R variables aleatorias; entonces la falla (alcanzar un estado límite último) ocurre cuando:

$$\text{Sea, } g = \ln R - \ln S < 0, \quad (4.9) \text{ donde } g \text{ es la función de falla.}$$

La probabilidad de falla P_f para una distribución lognormal de las cargas y de las resistencias se puede expresar como:

$$P_f = [g \leq 0] = [(\ln R - \ln S) < 0] \quad (4.10)$$

Como $\ln R$ y $\ln S$ son estadísticamente independientes la media \bar{g} y la desviación estándar σ_g están dadas por las ecuaciones:

$$\bar{g} = \overline{\ln R} - \overline{\ln S} \quad (4.11)$$

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (4.12)$$

El índice de seguridad o índice de confiabilidad β , el cual es una medida relativa de la seguridad para un sistema dado, se puede expresar en función de la media y la desviación estándar de g :

$$\beta = \frac{\bar{g}}{\sigma_g} = \frac{\overline{\ln R} - \overline{\ln S}}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2}} \quad (4.13)$$

Para una distribución lognormal:

$$\sigma_{\ln S}^2 = \ln(1 + V_S^2) \quad (4.14)$$

$$\sigma_{\ln R}^2 = \ln(1 + V_R^2) \quad (4.15)$$

Donde, $V_S = \frac{\sigma_S}{\bar{S}}$ (4.16) y $V_R = \frac{\sigma_R}{\bar{R}}$ (4.17), son los coeficientes de variación de S y R , respectivamente, definidos como la relación entre la desviación estándar y la media.

MacGregor (1976)⁽¹³⁾ demostró que para valores pequeños de V_S o V_R (digamos menor que 0.6), las siguientes expresiones constituyen aproximaciones aceptables dentro de un rango del 2 al 10%:

$$V_S^2 \cong \sigma_{\ln S}^2 \quad (4.18) \quad \text{y} \quad V_R^2 \cong \sigma_{\ln R}^2 \quad (4.19)$$

A título de comparación, los valores medios de V_R informados para diferentes propiedades geotécnicas y resistencias están comprendidos en un rango entre alrededor de 0.1 y 0.5. Esta hipótesis sobrestima la incertidumbre de la resistencia, y por lo tanto es ligeramente conservadora (Becker 1996)⁽¹³⁾.

A partir de la ecuación 4.13 obtenemos la expresión:

$$\overline{\ln R} - \overline{\ln S} \geq \beta \sqrt{V_S^2 + V_R^2} \quad (4.20)$$

Lind demostró en 1971 la siguiente expresión:

$$\sqrt{V_S^2 + V_R^2} \cong \alpha V_S + \alpha V_R \quad (4.21)$$

donde: α es el coeficiente de separación cuyo valor está comprendido entre 0.707 y 0.85 dependiendo del valor de la relación V_R/V_S , según se ilustra en la siguiente gráfica⁽¹³⁾:

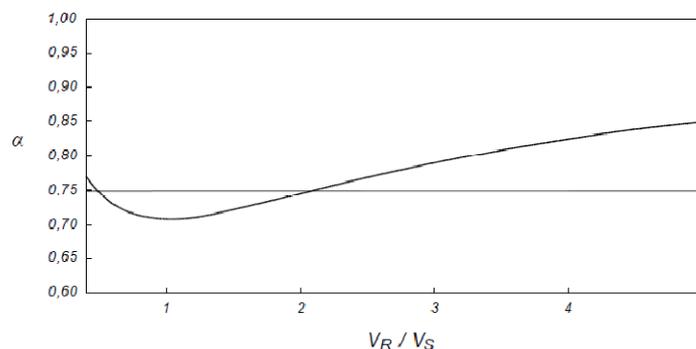


Figura 2.5.1. Variación del coeficiente de separación. α

MacGregor (1976)⁽¹³⁾ demostró:

$$\overline{\ln R} - \overline{\ln S} \cong \ln \frac{\bar{R}}{\bar{S}} \quad (4.22)$$

Sustituyendo 4.22 en 4.21 obtenemos:

$\ln \frac{\bar{R}}{\bar{S}} \geq \beta \alpha V_S + \beta \alpha V_R$ (4.23), escribiendo esta expresión en forma exponencial se obtiene:

$$\frac{\bar{R}}{\bar{S}} = e^{\beta \alpha V_S + \beta \alpha V_R} \quad (4.24)$$

Y reordenando:

$$\bar{R}(e^{-\beta \alpha V_R}) \geq \bar{S}(e^{\beta \alpha V_S}) \quad (4.25)$$

La relación para la carga y la resistencia entre los valores medio y los nominales, se establece mediante la utilización de los coeficientes de ajustes o calibración k_R y k_S , respectivamente: $\bar{R} = k_R R_n$ (4.26) y $\bar{S} = k_S S_n$ (4.27). Si adoptamos las cargas definidas por la norma de estructuras, es decir para edificio, puentes, etc., se puede considerar $k_S=1$. El coeficiente k_R considera los siguientes factores:

1. Error del modelo: Atribuible a la desviación del modelo de pronóstico.
2. Error sistemático: Por ejemplo, el error en la medición del número de golpes (SPT) atribuible al equipo o a procedimiento.
3. Variabilidad espacial inherente al suelo.
4. Incertidumbre estadística atribuible a un número insuficiente de pruebas.

Sustituyendo 4.26 y 4.27 en 4.25 se obtiene:

$$(k_R e^{-\beta \alpha V_R}) R_n \geq (e^{\beta \alpha V_S}) S_n \quad (4.28)$$

Definiendo:

$$FR = k_R e^{-\beta \alpha V_R} \quad (4.29), \text{ Factor de minoración de la resistencia.}$$

$$FS = e^{\beta \alpha V_S} \quad (4.30), \text{ Factor de mayoración de las cargas}$$

Obtenemos, sustituyendo en 4.28:

$$FR \cdot R_n \geq FS \cdot S_n \quad (4.31), \text{ ecuación equivalente a la 4.1.}$$

Un procedimiento similar se puede seguir para una distribución normal obteniéndose las siguientes ecuaciones:

$$FS = k_S(1 + \alpha \beta_S V_S) \quad (4.32)$$

$$FR = k_R(1 + \alpha \beta_R V_R) \quad (4.33)$$

En este enfoque, los factores de las cargas y las resistencias, para alcanzar una confiabilidad determinada, están vinculados a través del término común β en las ecuaciones anteriores. Cualquier modificación en los factores de carga, sin los correspondientes ajustes en los factores de resistencia, provoca un cambio impredecible en el desempeño estructural y en su confiabilidad⁽⁷⁾.

3.2.2. Determinación de β

El segundo término de la ecuación 4.31, puede ser escrito de acuerdo con la combinación de carga 2:

$$FS \cdot S_n = 1.2G + 1.6Q \quad (4.32)$$

Sea $\Omega = \frac{Q}{G}$ (4.33), entonces: $FS \cdot S_n = (1.2G + 1.6\Omega G) = (1.2 + 1.6\Omega) \cdot G$ (4.33), donde $S_n = G$, y simplificando:

$$FS = 1.2 + 1.6\Omega \quad (4.34)$$

Como valor promedio de Ω se adopta el valor $\Omega = 0.33$, luego

$$FS = 1.2 + 1.6 \cdot 0.33 = 1.73 \quad (4.34)$$

La ASCE 7-10 asume una distribución normal para las cargas, razón por la cual recomienda emplear la ecuación 4.32 para calcular β_s , la cual se obtiene a partir de la ecuación 4.32 considerando $k_s=1$; ésta ecuación se corresponde con la E-12 de la ISO/DIS 2394:2013 E⁽⁹⁾ y con la C.2.3-1 de la ASCE 7/SEI-10⁽⁷⁾.

$$\beta = \frac{FS-1}{\alpha V_s} \quad (4.35)$$

Para determinar el coeficiente de variación de las cargas V_s se empleó la ecuación:

$$V_s = \sqrt{V_G^2 + V_Q^2} \quad (4.36), \text{ calculándose los valores mínimos, medios y máximos en la}$$

siguiente tabla:

$\psi_G =$	1.2		
$\psi_Q =$	1.6		
$\eta = \psi_G / \psi_Q =$	0.75		
$\alpha =$	0.75		
$V_s =$	0.210	0.275	0.340
$\beta =$	4.760	3.630	2.940

En esta tabla observamos como en la medida que se incrementa V_s disminuye el valor del índice de confiabilidad β y por lo tanto se incrementa la probabilidad de falla.

Los valores de β ⁽¹³⁾, estimados por Ellingwood, para las cargas se observan en la siguiente tabla:

Permanente	3.00
Accidentales	2.75
Viento	2.50
Sismo	1.75

Al comparar ambas tablas concluimos que el resultado obtenido está dentro del rango asumido por la ASCE 7-10.

Para la resistencia se asumió una distribución lognormal empleando la ecuación 4.29, ecuación que se corresponde con la E-13 de la ISO/DIS 2394:2013 E⁽⁹⁾ y con la C.2.3-2 de la ASCE 7/SEI-10⁽⁷⁾. Despejando β y aplicando logaritmo se obtiene:

$$\beta = \frac{\ln FR}{\alpha V_R} \quad (4.37)$$

La tabla 6 muestra el rango de variación del coeficiente de reducción Φ y su correlación con el coeficiente de variación de la resistencia del suelo V_R , cuyo rango fue determinado con anterioridad. Para cada uno de estos valores se determinó β mediante la fórmula 4.35:

Tabla 10			
Índice de confiabilidad β para la matriz de variación Φ en función del índice de variación de las cargas V_R .			
V_R	0.5	0.3	0.1
β	2.3	3.6	10.3
	2.2	3.4	9.4
	2.0	3.1	8.6

Al analizar la tabla anterior observamos que el rango de variación de β oscila entre 2.0 y 10.3, con una variación promedio entre 3.1 y 3.6. Al analizar la tabla se deduce que para suelos uniforme los resultados obtenidos son conservadores. Además, los valores para suelos muy variables están en el rango de 2.0 y 2.3, lo cual es aceptable.

Conclusiones:

En el presente trabajo se propone un método para el diseño geotécnico de cimentaciones para edificaciones basado en el enfoque del empleo de un factor de reducción (Φ) para los valores de la resistencia, en concordancia con el método adoptado para los elementos de la superestructura con materiales como el hormigón, el acero, la madera y otros, mayorando las cargas con los mismos coeficientes empleados por la NC 450.2006 y la ASCE 7-10.

Para el diseño por resistencia última se propone determinar Φ mediante la combinación de dos factores: Φ_i , factor que tiene en cuenta la clase de investigación y Φ_s , factor que considera la complejidad geológica del suelo. De esta forma se obtiene un rango de valores para Φ que varía entre 0.42 y 0.53. Esta calibración se realizó a partir del factor de seguridad $FS=3$ empleado en el método de los esfuerzos admisibles, procedimiento adoptado por varios códigos. Posteriormente se determinó el valor del índice de confiabilidad β para la combinación de carga 1.2G+1.6Q en función del rango de variación de su coeficiente de variación V_s y se comparó con los valores de β obtenidos para el rango de Φ , demostrándose su concordancia. Igual resultado se obtuvo al realizar la comparación con otros códigos.

Para el diseño por deformación se adoptó el criterio de no mayorar las cargas al igual que en el cálculo de la superestructura y como generalmente ha sido adoptado por la mayoría de los códigos geotécnicos. Respecto a la resistencia por deformación se adoptó un criterio intermedio entre la tendencia a no emplear factor de reducción y la de emplear valores hasta de 0.70. De esta forma se asumió un valor $\Phi_d=0.9$ afectado por el coeficiente de complejidad del suelo Φ_s . Así se obtiene un rango de variación para Φ entre 0.86 y 0.95.

Se demuestra que los factores de mayoración de las cargas (Ψ_i) y los factores de reducción de las resistencias (ϕ) dependen del nivel de confiabilidad (β) adoptado para cada código de cargas, es decir, para edificaciones, puentes de carreteras o ferrocarriles, obras marítimas u otros y del tipo de acción geotécnica considerada, por ejemplo, cimentaciones superficiales, cimentaciones profundas, deslizamientos, taludes, empujes de tierras y otras. Por estas razones se hace necesario profundizar en los criterios de confiabilidad de nuestras normas al adoptar los valores de códigos líderes y evitar la mezcla de ellos, los cuales en general presentan diferencias en los enfoques y criterios de confiabilidad.

Referencias:

1. Wong, Patrick K.; Day Robert A.; Poulos Harry G., Australia, 2010.
2. Nuevos conceptos para la evaluación cualitativa de la confiabilidad en el diseño estructural. Marek, Pavel, Gustar, Milan, Sánchez-Silva, Mauricio. Rev. Int. de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil. Colombia. 2003.
3. LRFD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures, NCHRP. Report 651. Samuel G. Paikowsky, et. al. National Cooperative Highway Research Program.
4. Load and Resistance Factor Geotechnical Design Code Development in Canada. Fenton, Gordon A.; Dalhousie University. Canada. 2010.
5. Anejo Nacional Español del Eurocódigo 7. Estaire, José; Santayana, Fernando Pardo; Perucho, Áurea. Laboratorio de Geotecnia – CEDEX. España. 2012.
6. NC 450.2006: Edificaciones. Factores de Carga o Ponderación. Oficina Nacional de Normalización (NC). Cuba. 2006.
7. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE 7/SEI-10. ASCE Standard. ASCE. EEUU. 2010.
8. Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures. Publication No. FHWA HI-98-032. Reference Manual and Participant Workbook. U.S. Department of Fifteen years of geotechnical limit state design in Australia. Part II – Foundations Transportation, FHA. EEUU. 2001.
9. General principles on reliability for structures. ISO 2394. ISO/DIS 2394:2013 E International standard.
10. Propuesta Norma para el Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales. Quevedo, Gilberto y Et. Al. Cuba. 2014.
11. LRFD Implementation of Shallow Spread Footings for Bridge Structures. Riseborough, Jim, P.E. and Tysl, Steve, P.E. Professional Development Advertising Section — Contech Engineered Solutions. EEUU. 2012.
12. Resistance Factors for Settlement Design. by Gordon A. Fenton, D. V. Griffiths, and W. Cavers. Canadian Geotechnical Journal, v. 42, no. 5, pp 1422–1436. Canadá. 2005.
13. Assessment of Current Load Factors for Use in Geotechnical Load and Resistance Factor Design. B. Scott; B. J. Kim; and R. Salgado, M. ASCE. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. ASCE. EEUU. 2003.
14. Probabilistic methods: Uses and abuses in structural integrity. Prepared by BOMEL Limited. HSE. Health & Safety Executive. UK. 2001.
15. Development of Geotechnical Resistance Factors and Downdrag Load Factors for LRFD. Publication No. FHWA-NHI-05-051. U.S. Department of Transportation. FHA. EEUU. 2005.