**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA**
**IV ENCUENTRO DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS**

# EL USO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRF) EN GEOTECNIA

**ALVARO J. GONZALEZ G.**
Ingeniero Civil U.N., M.Sc., DIC
Gerente- Análisis Geotécnicos Colombianos AGC Ltda.
Profesor Asociado-Facultad de Ingeniería- Universidad Nacional - Bogotá, Colombia
Coordinador Comisión de Normatividad- Sociedad Colombiana de Geotecnia
ajgon@cable.net.co

## RESUMEN

Los nuevos códigos de construcción en todo el mundo están empleando Factores de Resistencia y Carga en los diseños (LRF= **L**oad and **R**esistance **F**actors). Estos factores se han venido empleando en numerosos códigos desde hace tiempo, principalmente en los códigos estructurales (por ejemplo: AASHTO, ACI , NSR98, etc). Sin embargo su uso en Geotecnia es mucho menos extendido y hay bastantes dificultades para hacerlo.

Se presentan metodologías para la determinación de Factores de Seguridad y Probabilidades de Falla para obras civiles; se discuten las ventajas y desventajas del uso de los Factores Parciales y se propone iniciar su adopción con una metodología, basada en Hueckel (1968), para su determinación y uso con los parámetros geotécnicos, teniendo en cuenta: (1) la variabilidad intrínseca de los parámetros: (2) la precisión en el método de determinación de los mismos: (3) la validez del método de cálculo; (4) la capacidad de la obra de soportar deformaciones sin daños; (5) la importancia de la obra; (6) la calidad de la construcción y (7) la calidad del control en obra. Se presentan un ejemplo y comparaciones con los métodos tradicionales y con algunos códigos.

## 1.0 INTRODUCCION

Los nuevos códigos de construcción en todo el mundo (p.ej. EUROCODE) están empleando Factores de Resistencia y Carga en los diseños (LRF= **L**oad **R**esistance **F**actors). Estos factores se han venido empleando en numerosos códigos desde hace tiempo, principalmente en los códigos estructurales (por ejemplo: AASHTO, ACI, NSR98, etc). Sin embargo su uso en Geotecnia es mucho menos extendido y hay bastantes dificultades para hacerlo.

Los objetivos principales del empleo de estos factores son (NCHRP, 2004), con traducción y adaptación del Autor:

1. *Ahorro en costos y mejora de confiabilidad debido a un diseño mas eficientemente balanceado.*
2. *Un tratamiento más racional y riguroso de las incertidumbres en el diseño.*
3. *Perspectiva mejorada en los procesos totales de diseño y construcción y el desarrollo de procedimientos de diseño basados en probabilidades pueden estimular avances en los análisis y diseños.*
4. *Transformación de los códigos en documentos vivientes que pueden ser revisados fácilmente para incluír nueva información que refleje el efecto de nuevos datos estadísticos en los factores de diseño.*
5. *El formato de factores parciales también provee un marco para extrapolar prácticas existentes de diseño hacia nuevos conceptos y materiales dónde la experiencia sea limitada.*

En definitiva, se trata entonces de un procedimiento de optimización para obtener diseños y obras más seguros y económicos, meta a la cual aspiran tanto los códigos como la práctica adecuada de los profesionales de la Ingeniería.

## 2.0 OBRAS DE INGENIERIA Y OPTIMIZACION (González, 1974, 1992, 1999a)

La Ingeniería puede definirse como "un proceso iterativo (convergente) de toma de decisiones" (Asimow,1.962), el cual culmina en un compromiso óptimo entre la seguridad, la economía y la información y concretado en una obra determinada cuya existencia va a satisfacer una necesidad social o individual humana, necesidad que inició todo el proceso.

La Ingeniería necesariamente simplifica los métodos y análisis, fruto de la abstracción para su aplicación al mundo real con el imperioso requisito de acciones acertadas con tiempo y fondos limitados para concebirlas y ejecutarlas. Estas acciones de Ingeniería se basan necesariamente en la información disponible, la cual, debido a su naturaleza intrínseca y a las restricciones mencionadas y para cada caso particular, es necesariamente limitada.

### 2.1 ECONOMÍA, SEGURIDAD E INFORMACIÓN

La **Economía** implica que toda obra de ingeniería debe representar un aumento en la energía disponible por el hombre o una reducción del gasto de su propia energía. Estas constricciones, usualmente expresadas en términos monetarios, conllevan también restricciones tanto en la cantidad de información disponible para cada proyecto, como en el grado de seguridad que este pueda poseer.

Cuando se concibe, diseña o proyecta una obra de ingeniería en general se buscan en ella ciertas características primordiales favorables que pueden englobarse en cuatro aspectos: 1) Seguridad: es decir que en ningún momento de su existencia, la obra vaya a causar desastres (pérdida de vidas). 2) Estabilidad: o sea que debe permanecer dentro de ciertos límites físicos y energéticos. 3) Capacidad de Servicio: o su propiedad de cumplir el propósito asignado en el período establecido para su existencia. 4) Durabilidad: o la facultad para permanecer durante el tiempo previsto. La falla de la obra se puede considerar como en el momento en el cual se pierden una o varias de estas características deseables. En general estas características favorables tienen alta variabilidad, están estrechamente relacionadas entre sí y muchas veces son imposibles de separar por esto y además por razones subjetivas humanas obvias, en la gran mayoría de los casos, estas características se agrupan y se denominan con el nombre de la primera y mas importante: la **Seguridad.**

Estas características no son generalmente evaluables directamente en una forma cuantitativa, por tanto se asignan parámetros y se fijan patrones para su cuantificación. También se deben establecer relaciones entre los diferentes parámetros para obtener la meta de optimización y por otro lado se tienen que asignar al mundo real donde se va a construír y hacer funcionar la obra parámetros compatibles con todo el proceso. Es decir se requiere de la **Información.**

La información puede descomponerse en tres partes: datos, métodos y relaciones (leyes, principios, postulados, etc) las cuales siguen un ciclo que permite el crecimiento global del conocimiento. La interconexión entre los diferentes datos provenientes del mundo real, que en últimas son percibidos por nuestros sentidos, se explora por medio de los métodos y el resultado de las investigaciones se plasma en una serie de relaciones de generalidad variable (desde las leyes hasta las relaciones puramente empíricas). Así, a medida que se dispone de mayor número de datos, numéricos o no, los métodos tienen que revisarse, corregirse y ampliarse. Al mejorar los métodos, o bien se requiere reexaminar y si es el caso modificar las relaciones existentes, o bien es posible extrapolar y obtener nuevas relaciones. A su vez estas relaciones modificadas o nuevas necesitan ser probadas por más datos el volumen de los cuales implica nuevos cambios en los métodos, continuando el ciclo. Necesariamente la base de la información es sensorial y nuestros sentidos, fundamentados en relaciones energéticas son limitados. A pesar de que el hombre haya desarrollado, con el fín de reducir esta limitación, una serie de sensores, procesadores y

compiladores externos de la información, (así como ejecutores externos de acción), la resolución de la información también tiene límites energéticos, los cuales la constringen en el espacio y en el tiempo,. Aunque para obras de ingeniería estos límites energéticos "puros" no se alcancen en forma específica, otros aspectos energéticos, económicos y de tiempo sí tienen una incidencia preponderante y limitante.

## 2.2 INGENIERÍA Y OPTIMIZACIÓN

Para el ingeniero, el tiempo y los fondos son limitados para planear, diseñar y ejecutar una obra, la cual a su vez debe ser óptima económicamente. Para que esto, sea posible se debe poseer el máximo de información con el mínimo costo y a su vez se debe garantizar la seguridad máxima de la obra con el mínimo gasto de construcción y mantener lo anterior implica que el ingeniero debe predecir lo mas acertada y económicamente posible, lo cual a su vez requiere el máximo de simplificación en los métodos y proceso de análisis conjugada con la máxima confiabilidad de las relaciones que le permiten predecir. Esto no es fácil de conseguir y de ahí el compromiso a que se debe llegar entre la economía y la seguridad con base en la información.

Como ejemplo, en un sistema de ingeniería (obra) S de vida proyectada T, y compuesto de diferentes componentes Ci, el ingeniero estudia la componente Ck, que influye más en el comportamiento de S para unas condiciones dadas. Para ésto escoge un parámetro X que cree va a representar más fielmente el comportamiento de Ck para este caso dado, y procede a evaluar valores numéricos de X. Considera sus posibilidades de control y medida de X, y también reconoce que X tiene ya un valor existente en el terreno y/o que está restringido bien sea por los procedimientos constructivos disponibles o por reglamentaciones existentes.

El ingeniero quisiera tener una función general X (tiempo, espacio, clima, etc, etc.) para evaluar los valores presentes y futuros de X en Ck y S durante T, teniendo en cuenta todos los efectos. Pero en general tal función no existe y entonces la necesidad de simplificación y de confiabilidad requiere que se escojan los mejores métodos y valores de que disponga y que se puedan manipular en el momento, así no sean las leyes generales.

.

Con estas relaciones tiene que hacer otro compromiso entre la simplicidad y la precisión y debe usar los mejores valores de las variables independientes, las cuales a su turno le dan los mejores estimativos de X. Con una nueva simplificación el ingeniero está interesado en cuatro valores particulares de X para t < T:

Xf = valor de X asociado con la falla de Ck y/o de S
Xact = valor de X actuante o que va a actuar en la obra = Xa
Xopt = valor óptimo de X (para obtener economía)
Xo = valor existente o limitante de X.

El ingeniero se da cuenta que sus análisis y estimativos numéricos son el fruto de una gran simplificación y que no corresponden totalmente al comportamiento presente y tal vez menos al futuro de Ck y por consiguiente de S. Pero a pesar de todas las incertidumbres y limitaciones debe llegar al valor:

**Xd** = valor de X que será realmente usado para que Ck y S cumplan su propósito.

El llegar a este valor Xd es el producto del ciclo de ingeniería y será traducido en mayor o menor grado en una acción física generalmente irreversible, aunque no inmodificable.

## 2.3 FACTOR DE INGENIERÍA O DE SEGURIDAD

En Ingeniería Civil, en general Xf y Xopt se asocian con valores extremos de X que usualmente son máximos, mientras que Xact = Xa, puede provenir de acciones externas como cargas o descargas. Entonces para obtener Xd el ingeniero quisiera tener alguna función que relacionara Xf, Xact, Xopt y Xo, pero aún luego de las simplificaciones previas esto puede ser imposible, por consiguiente hay que poner énfasis en los requisitos y condiciones básicas.

$$Xd < Xf \qquad (1)$$
$$Xd \geq Xa \qquad (2)$$
$$Xd \cong X \text{ óptima} \qquad (3)$$

Asumiendo que Xo < Xf, que Xd se toma Xd = Xa y si, como es usualmente el caso, X opt > Xf, la condición de decisión ingenieril se reduce a:

$$Xd = Xa < Xf \qquad (4)$$

En este punto, con el fín de eliminar la desigualdad, se apela a la función más elemental y se define Xd como una fracción de Xf.

$$Xa = Xf / Fx \qquad (0 < (1/ Fx) < 1) \qquad (5a)$$

o lo mismo $$Fx = Xf / Xa \qquad (Fx > 1) \qquad (5b)$$

Ya se ha simplificado el máximo, pero aún queda por determinar el valor de Fx o sea el factor de Ingeniería, necesario para enlazar la información y la acción física, propósito de la ingeniería. Como este factor se refiere usualmente a una falla y como falla está íntimamente asociada con la seguridad, como ya se vió, el factor de ingeniería usualmente se denomina factor de seguridad, término que fue introducido por primera vez por Rankine (1858). Al definir valores de factores de seguridad, el ingeniero, por necesidad propia se ha autorestringido englobando en una sola cifra todas sus incertidumbres, los posibles errores, el verdadero márgen de seguridad; y esta cifra adimensional, explícitamente y en forma final, debe permitir que sus obras se comporten óptimamente.

## 2.4 COMPONENTES DEL FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad Fs para el parámetro X se puede entonces definir como:

$$Fsx = Xf /Xd \qquad (Fsx > 1) \qquad (6)$$

Pero Xf ha sido estimada con base en simplificaciones y bajo incertidumbres y entonces el valor de Xd que defina el Ingeniero, por razones similares, va a ser diferente del que realmente tenga Pk en el terreno. Se aprecia entonces que lo que se necesita realmente es que (con subíndices v indicando valores verdaderos):

$$(Fsx)v = (Xf)v / (Xd)v > 1.0 \qquad (7)$$

Si, en general Xópt. > Xf, entonces (Fsx)v debe estar lo mas cerca de 1.0 aunque nunca llegue a este valor. En el caso de que Xópt.< Xf, entonces se adopta, Xd = Xópt. y se estima que tan lejos se está de una condición de falla Xf. Luego se compara Xd con Xa para verificar Xd $\geq$ Xa o simplemente se adopta, desde un comienzo, Xd = Xa

Como se vió, la información es muy imprecisa y limitada y en consecuencia se puede decir que:

$$Xf = If\ (Xf)v \quad (8)$$
$$Xd = Id\ (Xd)v \quad (9)$$

en donde If e Ia son factores de información (If, Ia > 0) y entonces:

$$Fsx = (If/Id)\ (Fsx)v = Ix\ (Fsx)v \quad (10)$$

en donde Ix = índice para información perfecta

Los componentes de Ix pueden agruparse en (Freudenthal,1945):

Ignorancia Subjetiva = fi
Incertidumbre Objetiva = fo

La Ignorancia Subjetiva (fi) puede provenir principalmente de: (1) la insuficiente generalidad de las relaciones usadas, (2) la inapropiada utilización de modelos, (3) la no pertinencia de aplicación de métodos, etc y es la componente más difícil de evaluar.

Mientras que la Incertidumbre Objetiva (fo) puede residir en: (1) aleatoreidad natural de propiedades, (2) variaciones espaciales y temporales de las mismas, (3) insuficiencia de series de datos apropiados, etc

Pero en todo caso se puede decir que:

$$Ix = fi \times fo \quad (11)$$

y en general $Ix = \Pi\ (fix)$ (12)

Se aprecia, de la relación (10) $Fsx = Ix\ (Fsx)v$, que:

a) Cuando Fx > 1, no necesariamente debe suceder que (Fx)v sea o no mayor o menor que 1.0.
b) Pero cuando una falla ocurre: $(Fsx)v=1$ y $Fsx=Ix$ (13)
y entonces es posible una evaluación del estado de conocimiento. De ahí la importancia del análisis de las fallas de las obras y, en lo posible, de hacer pruebas de carga a las mismas, que son las oportunidades de calibración de Fx.
c) El parámetro X debe ser pertinente al fenómeno en estudio y esto no lo puede cubrir Fx. Se debe entender el comportamiento del componente C y de la obra S y que el factor X sea el que realmente controla este comportamiento. Se puede tener (Fsx)v >1, pero si el fenómeno de falla lo controla otro parámetro Zf, y éste no ha sido analizado adecuadamente, con estudiar, evaluar, analizar y controlar X no se va a evitar la falla.
d) Si X es pertinente, dependiento de las condiciones, la obra S aun puede fallar de diferentes maneras y quedaría por definir el Modo de Falla. Entonces puede haber tantos valores de Fsx y de Ix como modos de falla se puedan presentar
e) Xf también puede variar con el tiempo y en consecuencia, si Fsx, como es lo común, se adopta como fijo, Ix y (Fsx)v también van a variar temporalmente.

## 2.5 FACTORES DE SEGURIDAD TOTALES Y PARCIALES

Si el parámetro Xf, como es lo usual, es función de otros parámetros Yfi:

$$Xf = f\ (Yf_1, Yf_2, Yf_3, ....Yfi) \quad (14)$$

teóricamente se pueden aplicar factores de seguridad parciales Fyi > 1, a las variables Yi, con diferentes valores de Fyi para cada una de ellas, para obtener

$$Ydi = Yfi / Fyi \quad (15)$$

y calcular directamente Xd como:

$$Xd = f (Yd_1, Yd_2, Yd_3, ....Ydi) \quad (16)$$

Adicionalmente, Xact = Xa también puede ser función de otros parámetros:

$$Xa = g (Wa_1, Wa_2, Wa_3, ....Wai) \quad (17)$$

y entonces, alternativa o complementariamente y de acuerdo a las características, variabilidad y ocurrencia de los componentes W y con factores de ponderación Lwi >1, se puede obtener una variable actuante ponderada Xap:

$$Wapi = Wai \times Lwi \quad (18)$$
$$Xap = g (Wap_1, Wap_2, Wap_3, ....Wapi) \quad (19)$$

Este esquema, propuesto tal vez desde el siglo pasado (Pugsley,1966), refinado para geotecnia en primer lugar por Brinch Hansen (1956), que incluye grupos de cargas con el formato de la ecuación 19, como los de la AASHTO (CCDSP,1995) y que es el objeto de este artículo, tiene, en general, las siguientes ventajas y desventajas:

Ventajas :

(1) Permite un análisis más detallado de los diferentes parámetros que intervienen tanto en la determinación de Xd en términos de los factores de información I, como en la evaluación de Xap en términos de factores de ponderación Lw, para cada uno de los respectivos componentes.
(2) Es posible calcular Xd y Xap más directamente
(3) Otras variables de diseño que no sean X pueden evaluarse también directamente con los valores de Ydi o de Wapi, lo cual eventualmente simplifica los cálculos

Desventajas:

(1) El valor “verdadero” de Fsx realmente no se puede conocer directamente.
(2) El uso de los factores parciales Fyi y de ponderación Lwi no permite evaluar fácilmente diferentes alternativas de Xf y Xa, a menos que todos los cálculos se repitan para cada caso, lo cual reduce la ventaja de simplificación o ventaja (2).
(3) La ecuación (16) proporciona directamente Xd, pero en realidad la función f(Yi) (Ecuación 14) está basada en el comportamiento de Xf y por lo tanto, al emplear los parámetros modificados Ydi, con la ecuación (16) se está realmente trabajando, dentro del modelo, en un intervalo de comportamiento que es más “virtual” que real. Esta “virtualidad” es más manifiesta a medida la función f(Yi) se aleja de la linealidad y puede llevar a resultados erróneos.
(4) El proceso de calibración de los diferentes factores Fyi y Lwi puede ser altamente dispendioso y llegar hasta ser imposible si no se tiene una base de datos lo suficientemente amplia y confiable.

## 2.6 DETERMINACIÓN DE FACTORES DE SEGURIDAD

### 2.6.1 Códigos y Textos

Un código es el compromiso ingenieril entre economía, seguridad e información para una región o país, pertinente para las condiciones físicas, económicas y sociales particulares de la zona y normalmente para un tiempo limitado. La extrapolación de su empleo a otras regiones o tiempos, sin un análisis profundo puede llevar a obras inseguras o antieconómicas e impedir el propósito ingenieril básico que se quiere conseguir.

Los valores y métodos de los códigos usualmente se extienden a los textos y es usual que los profesionales que redactan los textos, también participen activamente en la redacción de los códigos, por lo que no es fácil la separación de las dos fuentes.

En todo caso estas fuentes son útiles como guías iniciales, pero, al menos que los códigos sean aplicables con carácter legal a las obras estudiadas, éstos deberían sólo servir de referencia.

### 2.6.2 Estudio de Variabilidad de Fs

Se necesita que al factor de seguridad se le otorgue por lo menos el mismo tratamiento que a las demás variables y por tanto es altamente recomendable, para cada caso particular, hacer un análisis de sensibilidad del factor de seguridad (Hoek y Londe, 1974):

*"....como una alternativa al uso de un solo valor de factor de seguridad en un diseño ingenieril, un método que se usa frecuentemente es el de la sensibilidad del diseño a cambios en los parámetros significativos. Hay varios métodos disponibles para hacer estos análisis de sensibilidad y se presentan dos ejemplos:*

*(a) Para la condición de equilibrio límite, calcular los valores de uno de los parámetros importantes requeridos para satisfacer las condicones estudiadas para un rango de valores de los otros parámetros involucrados.....*
*(b) Variando en turno cada parámetro significativo dejando constante el valor de los otros parámetros, se puede evaluar la sensibilidad del factor de seguridad a la variación de cada parámetro. La tasa de cambio del factor de seguridad probablemente tiene mayor significado en el diseño ingenieril que el mismo factor de seguridad, pues esta tasa de cambio es indicativa tanto de la importancia de cada parámetro como de la posiblidad de controlar el comportamiento de la estructura induciendo cambios artificiales en estos parámetros....."*

Este es un método atractivo y útil, pero con el no se consigue el compromiso óptimo ingenieril buscado entre seguridad, economía e información

### 2.6.3 Método Probabilístico

Recordando que la condición esencial está dada por:

$$Xa=Xact \; < \; Xfalla = Xf \qquad (1)$$

Entonces la probabilidad de falla Pf de la componente C se puede definir como:

$$Pf\,(C) = p\,(Xf < Xa) \quad o\ p\,(Xa > Xf) \qquad (20)$$

y la confiabilidad de C

$$r\,(C) = 1 - Pf\,(C) \qquad (21)$$

en las cuales Xa y Xf se tratan como variables aleatorias teniendo en cuenta que

$$Xf = If\ (Xf)v \qquad (8)$$
$$Xa = Ia\ (Xa)v \qquad (9a)$$

Cambiando la notación y haciendo:

$$\text{Resistencia} = R = Xf \qquad (22)$$
$$\text{Demanda} = D = Xa \qquad (23)$$

el problema se reduce a:

$$Pf\ (C) = p\ (R < D) \quad o\ p\ (D < R) \qquad (20a)$$

e introduciendo el factor de seguridad Fs = R/D

$$\mathbf{Pf\ (C) = p\ (R/D < 1) = p\ (Fs < 1)} \qquad \mathbf{(24)}$$

Esta ecuación, aparentemente tan sencilla, sin embargo tiene varios problemas que hay que resolver previamente a su solución:

a) La dependencia o no y la consiguiente correlación entre las variables R y D.
b) Las distribuciones estadísticas apropiadas de R y D, aún si son variables independientes
c) La distribución estadística resultante apropiada para Fs
d) Dependiendo de esta distribución el valor apropiado resultante de la probabilidad de falla Pf.

Debido a las dos últimas dificultades con Fs, se prefiere a veces más bien trabajar con el Margen de Seguridad Ms:

$$Ms = R - D \qquad (25)$$

y entonces $Pf\ (C) = p\ (R - D < 0) = p\ (Ms < 0)$ (26)

pero con Ms se pierde la adimensionalidad de la solución y se oscurece el concepto de fracción de la condición de falla Xf, que permite apreciar o “sentir” mejor la seguridad.

De todas maneras e independientemente de la estadística, es importante anotar lo siguiente:

1) Debido a que Fs es otra variable aleatoria ya su valor no es fijo y entonces es necesario adoptar algunas otras definiciiones:

$$cFs = \text{factor de seguridad central} = R_{promedio} / D_{promedio} \qquad (27)$$
$$Fs\ promedio = \text{promedio estadístico de la distribución de Fs} \qquad (28)$$

y en general $\mathbf{cFs \neq Fs\ promedio}$ (29)

2) El valor de la probabilidad de falla Pf depende de las distribuciones estadísticas de R y D, reflejadas en la distribución estadística de Fs y en general, para un mismo cFs puede haber multiples probabilidades de falla, dependiendo de las dispersiones de R y D. En términos generales, a mayor dispersión de R o de D, la probabilidad de falla será mayor para un mismo Factor de Seguridad Central cFs (Figura 01)

3) Por lo anterior, no puede haber una relación úníca entre Pf y Fs. En general, nuevamente, a mayor dispersión de Fs, la probabilidad de falla es mayor para Fs > 1 y menor para Fs >1.

4) Sin embargo, independientemente de las distribuciones estadísticas, si existen dos puntos por los que debe pasar la relación entre Pf y Fs, a saber:

(a) Si la resistencia es nula R=0, el factor de seguridad también en nulo Fs=0 y la falla es cierta Pf= 100% = 1.0
(b) Si la resistencia R y la demanda D son iguales, entonces Fs =1 y hay equilibrio teórico perfecto, lo que conlleva a que hay tanta probabilidad de que la componente C falle como que no falle y entonces Pf= 50% = 0.50.

Para ilustrar los puntos 2) y 3) , se presenta el siguiente ejemplo, con unidades arbitrarias, pero homogéneas par R y D:

Demanda: Dpromedio = 50 unidades Desv. Std = 5 unidades CV= 10%
Resistencia 1: R1promedio = 100 unidades Desv. Std = 10 unidades CV= 10%
Resistencia 2: R2promedio = 100 unidades Desv. Std = 30 unidades CV= 30%

En este caso: cFs = R1promedio/ Dpromedio = R2promedio/ Dpromedio= 100/50 = 2.0

En la Figura 01 se presentan las distribuciones de R y D , adoptándolas normales:

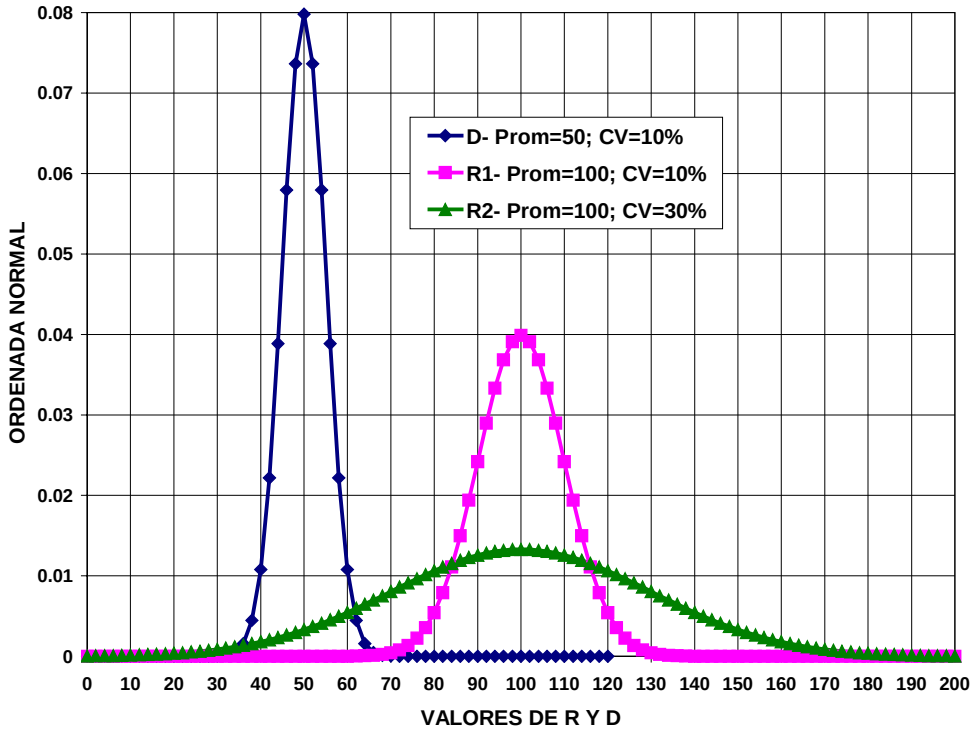


**FIGURA 01- Distribuciones Normales de D, R1 y R2**

Con estas distribuciones, se dedujeron 5,000 valores aleatorios de Fs con el programa SIMTOOLS 3.3 (Myerson, 2005) y adoptando distribuciones normales se tiene el siguiente resultado (Figura 02):

con R1: Fs prom normal = 2.02084 > cFs Desv. Std normal Fs= 0.29235 Cv(Fs)= 14.467%
con R2: Fs prom normal = 2.02237 > cFs Desv. Std normal Fs= 0.64085 Cv(Fs)= 31.688%

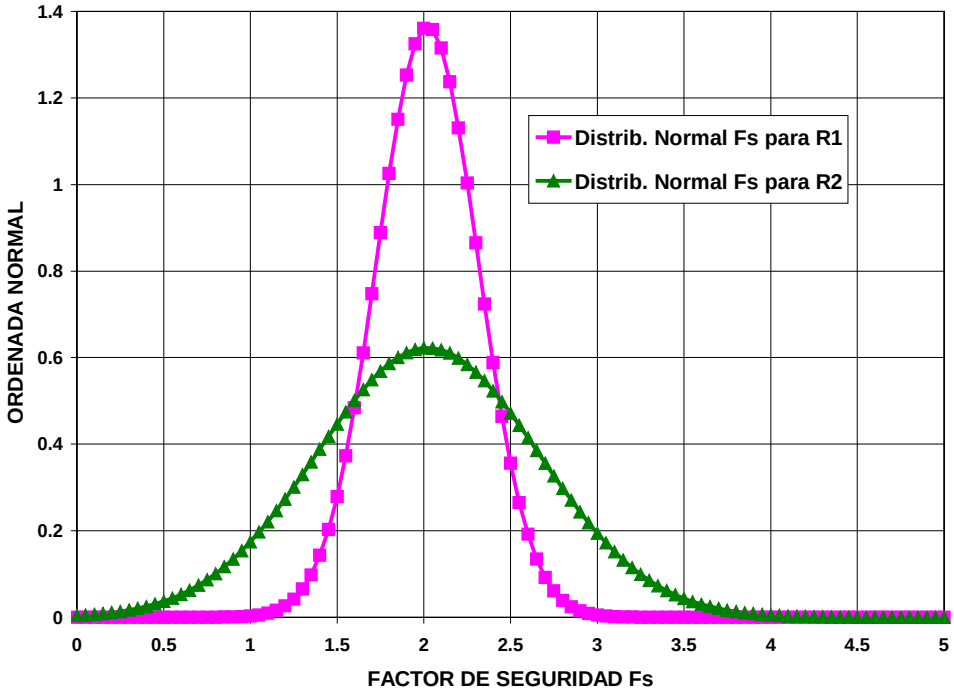


**FIGURA 02- Distribuciones Normales de Fs con R1 y R2**

Pero si se adoptan distribuciones lognormales el resultado es (Figura 03):

con R1: Fs prom lognormal = 2.00003 ≈ cFs  Desv. Std de ln(Fs)= 0.14369
con R2: Fs prom lognormal = 1.91178 < cFs  Desv. Std de ln(Fs)= 0.64085

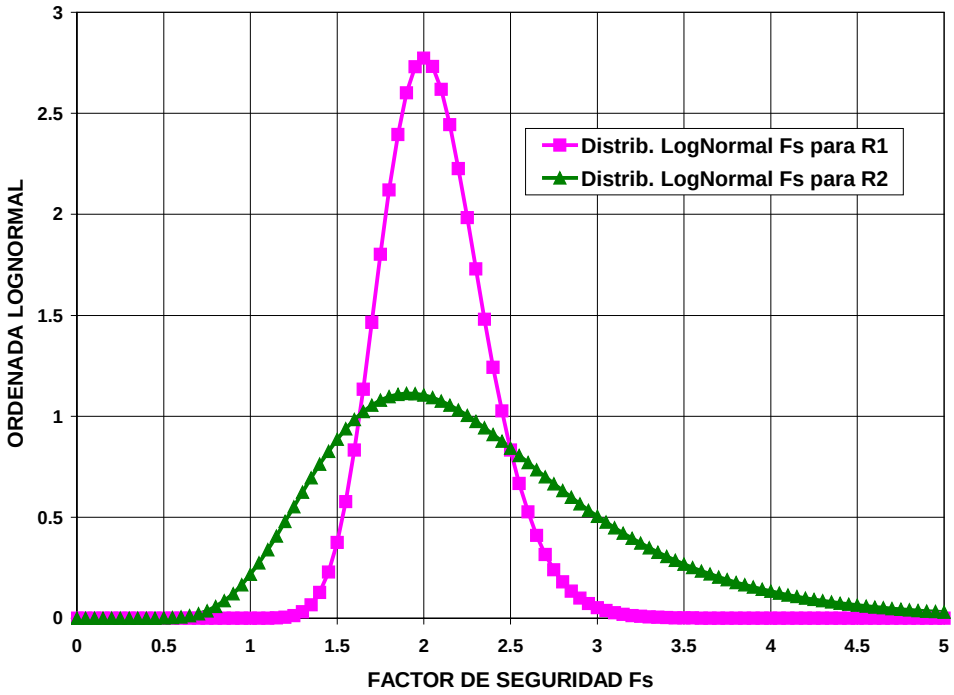


**FIGURA 03- Distribuciones Lognormales de Fs con R1 y R2**

Las anteriores diferencias se reflejan en las probabilidades de falla calculadas para Fs < 1.0.

**Tabla 1- VALORES DE PROBABILIDAD DE FALLA Pf**

| DISTRIBUCION | CON R1 | CON R2 | Pf(R2)/Pf(R1) |
|---|---|---|---|
| Normal | 0.02398% | 5.53197% | 230.6 |
| LogNormal | 0.00007% | 3.52792% | 48,427.7 |
| Pf (Norm) / Pf (LogNorm) | 329.24 | 1.57 | |

Como puede apreciarse con este sencillo ejemplo, la probabilidad de falla puede tener una variabilidad bastante alta, dependiendo de la dispersión de R y D (sentido horizontal en la Tabla 1), mayor a la dependiente del tipo de distribución de Fs (sentido vertical en la Tabla 1)

Si D y R son siempre positivos, entonces siempre Fs > 0 y parece más lógico emplear una distribución LogNormal. Sin embargo, de todas maneras es conveniente hacer un ajuste de la distribución de Fs y verificarla por métodos estadísticos usuales (criterio de Kolmorogov y/o de t-Student), lo que no se hizo para el ejemplo.

Pero aunque ya se tenga algun valor adecuado de Pf, aún no se ha llegado al compromiso óptimo ingenieril buscado entre seguridad, economía e información

Esto puede lograrse con un análisis de costos probabilísticamente esperados (p.ej. González, 1999a): en una obra de infraestructura, el costo C debiera tratarse como la esperanza estadística de una variable aleatoria, cuyos componentes tienen unos valores $c_i$ y unas probabilidades de ocurrencia $p(c_i)$ y esta esperanza de costos es la suma de los productos de valores y probabilidades respectivas de los componentes (González, 1999a):

$$\mathbf{C = \Sigma\, c_i * p(c_i)} \qquad (30)$$

los cuales pueden ser:

| **Componente** | **Costo** | **Probabilidad de Ocurrencia** |
|---|---|---|
| Estudios | = E | p(E) ≈ 100% |
| Especificación y Control | = I | p(I) ≈ 100% |
| Construcción | = B | p(B) = 100% |
| Mantenimiento | = M | p(M) = variable |
| **Falla, Daño** | **= F** | **p(F) = función de la seguridad = Pf** |

Normalmente $Co = E + I + B + M$ = Costo Usual (31)

$p(Co) \approx 100\% = 1.0$ (32)

pero adicionalmente **$Cf = P + R + D + L + S$ = Costo de Falla** (33)

**$p(Cf) = p(F) = Pf \leq 1.0$** (34)

en donde P = Costo de Pérdidas Irrecuperables; L = Lucro Cesante; R = Costo de Reparación y Reposición; S = Costo Social; D = Costo de Interrupción del Servicio

y entonces **Re** = **Cf x Pf** = riesgo económico (35)

**Ct** = Co+Re = **Co + Cf*p(F)** = costo total esperado (36)

Si se denomina la seguridad por S (representada normalmente por Fs), usualmente al aumentar S, el costo inicial Co crece y el riesgo económico Re decrece y entonces, al sumar Co y Re casi siempre es posible obtener:

**Ct mín** = costo total esperado mínimo y **Sópt** = seguridad óptima = **Fs ópt**

según se ilustra en la Figura 04, y de la cual surge la consecuencia que las obras optimizadas usualmente no son ni las de máxima seguridad ni las de menor costo inicial.

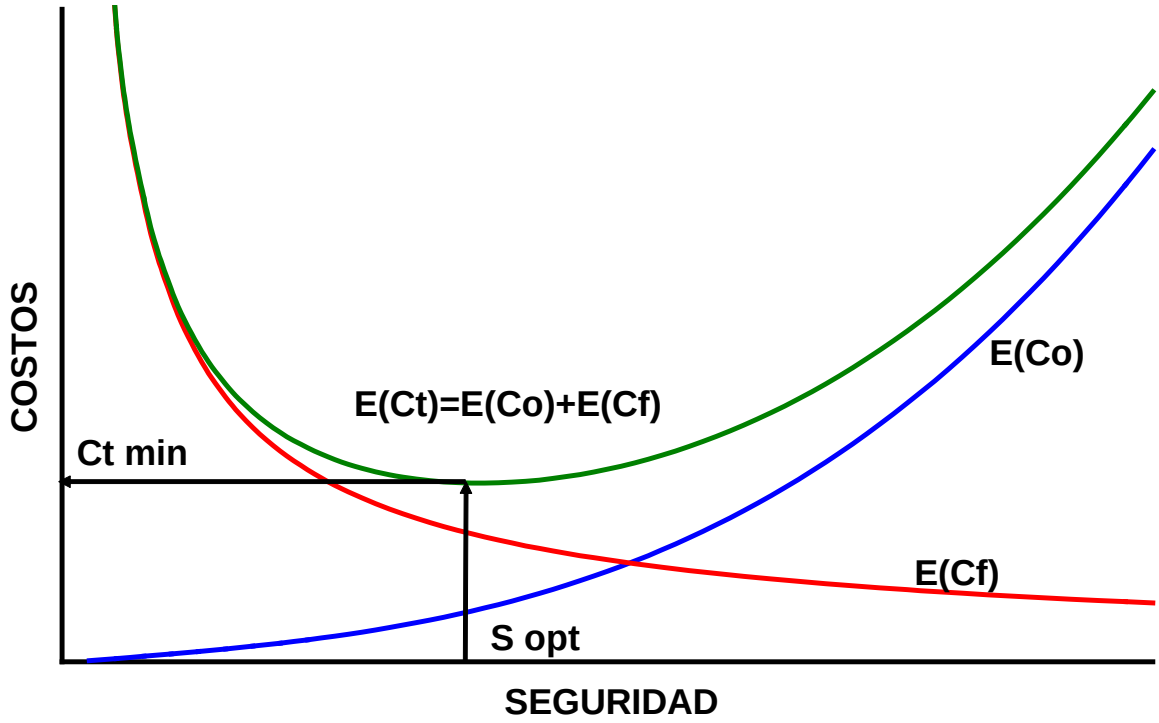


**FIGURA 04- Optimización de Diseño**

Entonces, con este método probabilístico se puede completar el cuadro de optimización y obtener un valor de Fs optimizado, pero aún no se puede tener certeza absoluta si, por ejemplo, Pf = $10^{-4}$ o Fs = 1.5, van a garantizar que la componente C se comporte adecuadamente.

El método probabilístico permite panoramas más amplios pero aún limitados, entonces tal vez es igualmente importante en el diseño de las obras emplear dos conceptos adicionales:

a) Involucrar partes que fallen en forma segura (fusibles), e/o incorporar en el diseño modos de falla controlados, que protejan tanto a los ocupantes como a la obra en sí misma .
b) Sistemas de alarma que avisen con suficiente anticipación la posibilidad de una falla.

### 2.6.4 Obtención de Probabilidades de Falla

#### A) Método Directo

Conocidos Fs promedio y su desviación estándat S(Fs), para Fs se pueden emplear, en general, tres tipos de distribuciones: Lognormal, Normal y Weibull Uniparamétrica (González, 1992; González et al, 2005; Ang y Tang, 1984), aunque también se podría usar una distribución Beta, que es muy versátil (Harr, 1987).

Dado que teóricamente Fs $\geq$ 0, parece mas lógico, en lugar de la distribución normal, emplear la distribución Lognormal (en la cual todos los cálculos estadísticos se hacen con el logaritmo natural de Fs (lnFs) en vez de con Fs) o la de Weibull.

Para las distribuciones normal y lognormal es necesario calcular los parámetros:

$Zn = (1- Fsprm) / S(Fs)$ (distribucion normal) (37)
$Zln = [0.0- (lnFs)prm] / S(lnFs)$ (distribucion lognormal) (38)

Luego se calcula la función aproximada de la distribución Normal para Z = abs(Zn) o abs(Zln) (Abramowitz y Stegun,1972):

$$g(Z) = 0.5*(1+0.0498673470*Z+0.0211410061*Z^2+0.0032776263*Z^3+0.0000380036*Z^4+ +0.0000488906*Z^5+0.0000053830*Z^6)^{(-16)} \quad (39)$$

y se evalúa la probabilidad de falla como:

si $Fsprm \geq 1.0$ $Pf = g(Z)$ (40)
si $Fsprm < 1.0$ $Pf = 1.0 – g(Z)$ (41)

Para el caso de la distribución de Weibull uniparamétrica, la probabilidad de falla viene dada por:

$$\ln (Pf) = [F_S^K] \times \ln (0.5) = - 0.69314718056 [F_S^K] \quad (42)$$

K = factor de Weibull unimodal, el cual es función del coeficiente de variación de $F_S = Cv_{Fs}$ (Figura 05)

$$Cv_{Fs} = \left\{ \frac{\Gamma(1+2/K)}{\Gamma^2(1+1/K)} - 1 \right\}^{0.5} \quad \text{(para K=1, } Cv_{Fs}\text{= 1)} \quad (43)$$

en las cuales:

$Cv_{Fs}$ = coeficiente de variación de Fs
= S(Fs) / Fsprm (44)
S(Fs) = desviación estándar de Fs
Fsprm = Fs Promedio

$\Gamma(X)$ = función gama de X definida como $\Gamma(1+X) = X!$ (45)

K también puede evaluarse numéricamente con la aproximación, válida para $Cv_{Fs} \leq 1.0$, con error menor del 0.5% en K (González, 1992, González et al, 2005)

$$K = 1.728542701+(1.2482105159 / Cv_{Fs})+ (1.0579369639 / (Cv_{Fs})^{0.50}) –(3.0396416438 / (Cv_{Fs})^{0.25}) \quad (46)$$

En general, para valor constante de coeficiente de variación $Cv_{Fs}$ la distribución Normal produce valores superiores de Pf en relación a la distribución Lognormal y la distribucion Weibull resulta en los mínimos valores de Pf. (Figura 06).

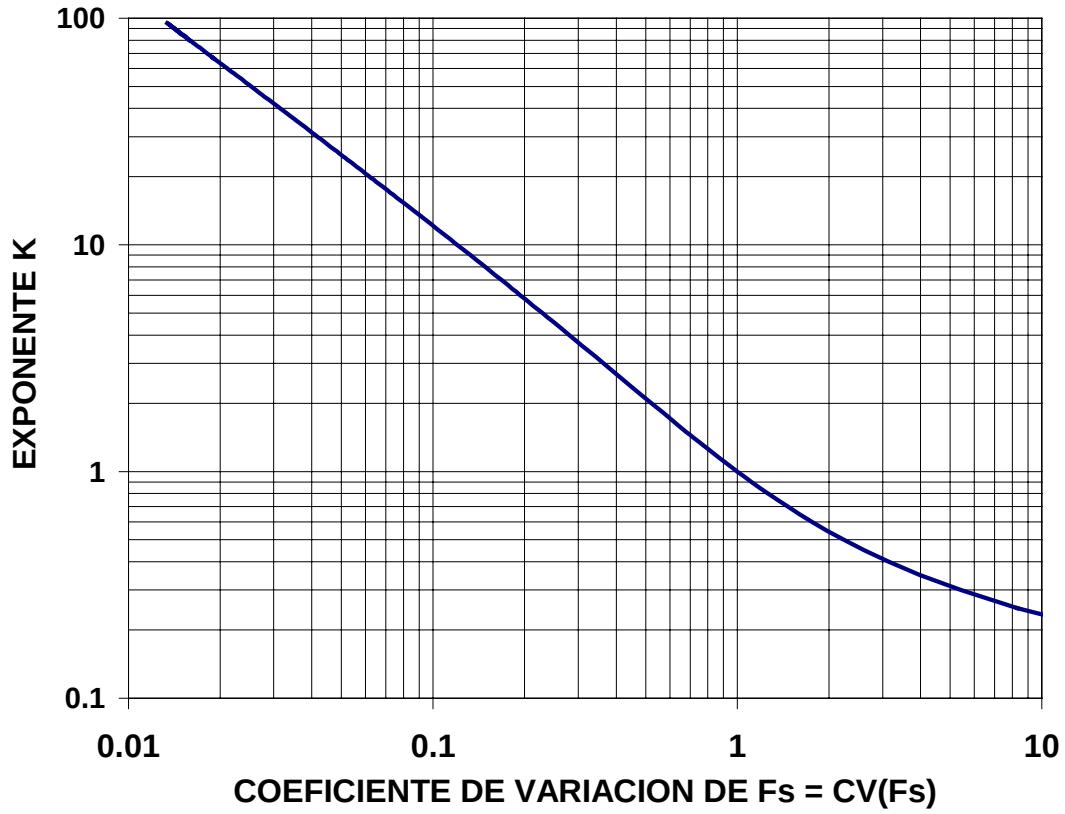


**FIGURA 05- Distribución Weibull Uniparamétrica- Variación de K con $Cv_{Fs}$**

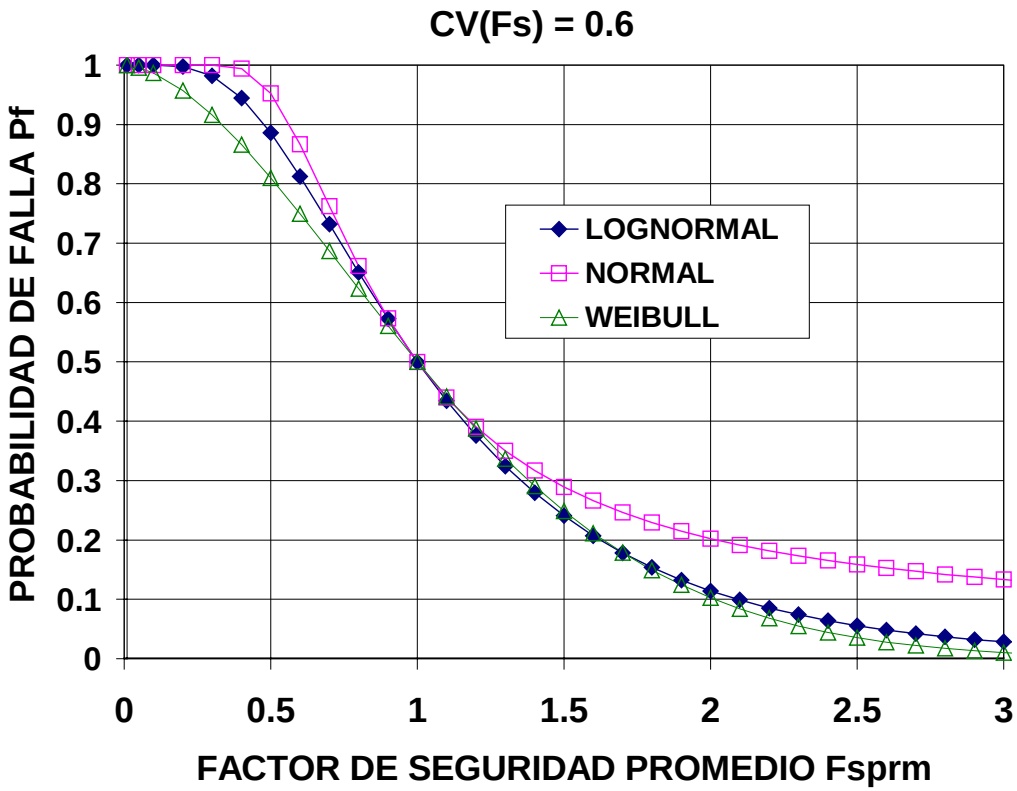


**FIGURA 06- Variación de Pf con Tipo de Distribución de Fs y $Cv_{Fs}$ constante**

Si no se conocen Fsprom ni/o S(Fs), pero se sabe que Fs es función de n parámetros Yi

$$Fs = F (Yi, Yj, Yk, ...., Yn) \quad (47)$$

La distribución de Fs depende de la variación de los parámetros Yi que intervienen en el problema y de sus distribuciones estadísticas y entonces hay que aplicar otros métodos.

**B) Método de Montecarlo**

El proceso de obtención de la distribución se puede hacer con el Método de Montecarlo (p.ej. Sánchez, 2005), con el cual se generan aleatoriamente numerosos valores de las variables independientes Yi, cumpliendo con sus respectivas distribuciones estadísticas y se llega también a un gran número de valores de Fs, los cuales siguen una distribución, de la cual es posible calcular la probabilidad de falla Pf. Este fue el método empleado en el ejemplo de 2.6.3.

Cuando el problema tiene una función explícita de Fs, es posible emplear adiciones a hojas de cálculo (p.ej.: SIMTOOLS; @RISK, etc) con las cuales se puede llevar a cabo el proceso. En los problemas con indeterminación, para obtener el Fs mínimo es necesario obtener por tanteos varios valores de Fs. Hay que tener cuidado que los algoritmos de cálculo sólo usen el resultado final de cada evaluación para obtener Fs, pues los valores de Fs intermedios NO DEBEN UTILIZARSE DENTRO DE LA DISTRIBUCIÓN DE Fs, pues su objetivo es resolver la indeterminación del problema..

**C) Método de Rosenblueth**

La metodología general de Estimativos Puntuales (Rosenblueth 1975; Harr,1987), permite, conocidas las distribuciones estadísticas de los n parametros Yi, combinados en un algoritmo que resulta en un factor de seguridad Fs, obtener el promedio y la desviación estándar de dicho Fs = F (Yi, Yj, Yk, ...., Yn)

Es necesario obtener los valores de Fs para las $2^n$ combinaciones posibles de los Yn parámetros involucrados, combinaciones de valores de:

Yi + = Yiprm + Syi ; Yi – = Yiprm – Syi
Yj + = Yjprm + Syj ; Yj – = Yjprm – Syj
Yk+ = Ykprm + Syk ; Yk – = Ykprm – Syk ; etc. (48)

Este método también permite tener en cuenta la correlación entre variables $\rho$.

Por ejemplo, si se tienen dos (2) variables, t y c, es necesario, bien sea con formulaciones explícitas o con resolución por tanteos, efectuar $2^2 = 4$ veces veces las operaciones. En este caso:

$$t+ = t_{prom} + s_t \qquad t- = t_{prom} - s_t \quad (49a)$$
$$c+ = c_{prom} + s_c \qquad c- = c_{prom} - s_c \quad (49b)$$

A partir del coeficiente de correlación $\rho_{tc}$, se calculan factores de ponderación "p" por aplicar a los factores de seguridad obtenidos para cada combinación de los parámetros de resistencia, así:

$$p-- = p++ = (1 + \rho_{tc})/4 \qquad p-+ = p+- = (1 - \rho_{tc})/4 \quad (50)$$

si $\rho_{tc} = 0$ (variables independientes) $p-- = p++ = p-+ = p+- = 1/4 = 0.25$ (50a)

Se hacen los análisis para cada condición y puesto que se consideran cuatro posibles combinaciones de parámetros de resistencia, para cada condición se obtendrán cuatro valores de factores de seguridad:

Fs - - con t - y c –
Fs - + con t - y c +
Fs + - con t + y c –
Fs + + con t + y c +

Con estos valores de Fs y los factores de ponderación p se obtienen la esperanza del factor de seguridad E(Fs) = Fsprom y la desviación estándar correspondiente S(Fs):

$$E(Fs) = (p--)(Fs--) + (p-+)(Fs-+) + (p+-)(Fs+-) + (p++)(Fs++) \quad (51)$$

$$E(Fs^2) = (p--)(Fs--^2) + (p-+)(Fs-+^2) + (p+-)(Fs+-^2) + (p++)(Fs++^2) \quad (52)$$

$$S(Fs) = [E(Fs^2) - [E(Fs)]^2]^{1/2} \quad (53)$$

con los cuales se obtiene la probabilidad de falla para la condición analizada, utilizando para el efecto la distribución de Fs que se haya escogido.

Si en vez de 2 se tienen 4 variables, habrá que hacer los cálculos $2^4 = 16$ veces y entonces

$$E(Fs) = \Sigma(p_{ijkl})(Fs_{ijkl}) \quad (54)$$

$$E(Fs^2) = \Sigma(p_{ijkl})(Fs_{ijkl}^2) \quad (55)$$

$$S(Fs) = \{E(Fs^2) - [E(Fs)]^2\}^{1/2} \quad (56)$$

Auncuando esta forma de cálculo de las probabilidades de falla es realmente más lógica y estadísticamente más correcta, no se ha implementado sino en pocos casos, por dificultades en establecer adecuadamente las distribuciones estadísticas de las variables involucradas.

Si se repiten los cálculos del ejemplo de 2.6.3 con el Método de Rosenblueth, se obtiene para los factores de seguridad:

**Tabla 2- FACTORES DE SEGURIDAD PROMEDIO**

| | SIMTOOLS | | ROSENBLUETH | |
|---|---|---|---|---|
| **DISTRIBUCION** | **CON R1** | **CON R2** | **CON R1** | **CON R2** |
| Normal | 2.02084 | 2.02236 | 2.02020 | 2.02020 |
| LogNormal | 2.00003 | 1.91178 | 2.00000 | 1.91749 |

Se observa que el método de Rosenblueth, más riguroso, resulta en Fs promedio, para la distribución Normal, igual para R1 y R2 y que para la distribución LogNormal cFs=Fs promedio para R1, con dispersión baja.

En el caso de las probabilidades de falla, e incorporando la distribución Weibull, se tiene:

**Tabla 3- PROBABILIDADES DE FALLA**

| | SIMTOOLS | | | ROSENBLUETH | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **DISTRIBUCION** | **CON R1** | **CON R2** | **PfR2/PfR1** | **CON R1** | **CON R2** | **PfR2/PfR1** |
| Normal | 0.02398% | 5.53197% | 230.6 | 0.01841% | 5.59385% | 303.8 |
| LogNormal | 0.00007% | 3.52792% | 48,427.7 | 0.00005% | 2.27063% | 42,307.7 |
| Weibull | 9.34E-96% | 0.02951% | 3.16E+89 | 1.67E-108 | 0.03207% | 1.92E+104 |
| Pf Norm / Pf LogNorm | 329.24 | 1.57 | | 343.09 | 2.46 | |
| Pf Norm / Pf Weibull | 2.57E+89 | 187.46 | | 1.10E+102 | 174.41 | |
| Pf LogNorm / Pf Weibull | 7.80E+88 | 119.55 | | 3.21E+101 | 70.80 | |

Se aprecian las enormes diferencias entre los valores de probabilidades de falla Pf según el tipo de distribución estadística que se adopte para Fs y las diferencias entre los casos con R1 y R2, de diferente dispersión, pero igual valor medio, las cuales se acentúan también según el orden de distribuciones Normal, LogNormal y Weibull (Figuras 07 y 08), **TODO LO ANTERIOR PARA UN MISMO FACTOR DE SEGURIDAD CENTRAL O NOMINAL cFs = 2.00.**

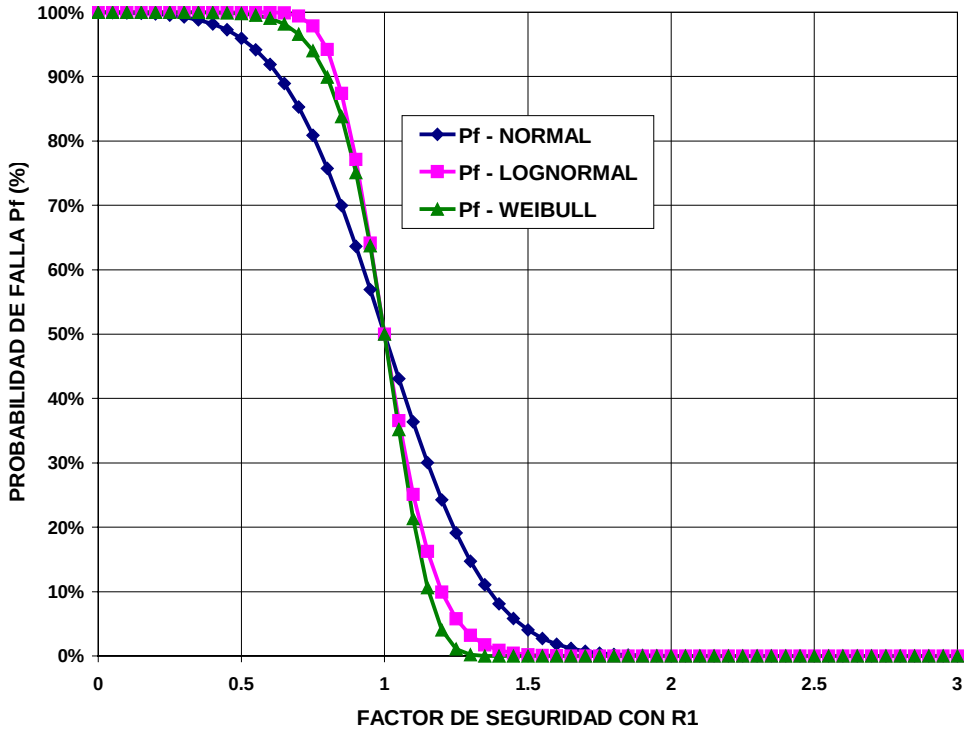


**FIGURA 07- Variación de Pf con Fs para R1**

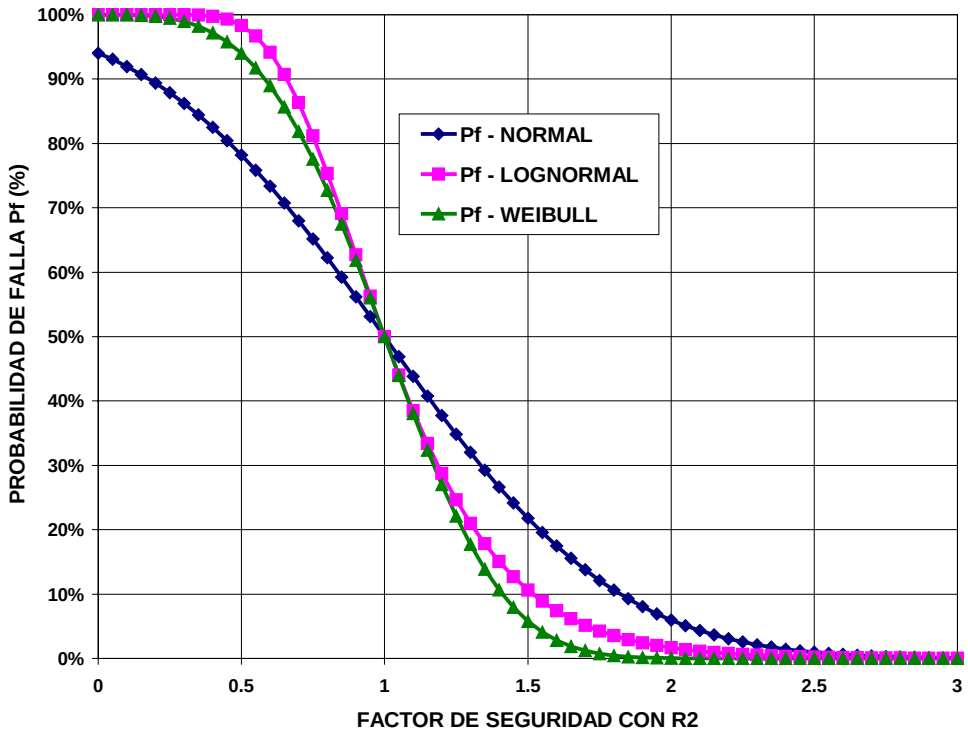


**FIGURA 08- Variación de Pf con Fs para R2**

De estas últimas dos figuras se puede apreciar lo siguiente:

a) Para este ejemplo, en el cual, para cada caso con R1 y R2, la desviación estándar de Fs = S(Fs) es constante (a diferencia de lo presentado en la Figura 06 dónde $Cv_{Fs}$ = constante), para Fs < 1, el orden de valores de Pf es Pf LogNormal > Pf Weibull > Pf Normal y para Fs > 1, el orden es Pf Normal > Pf LogNormal> Pf Weibull, pero en todo caso Pf LogNormal > Pf Weibull.

b) Para el caso con R2 en dónde la dispersión es más alta, Pf Normal no cumple que Pf=1 para Fs=0, puesto que con una distribución normal se pueden aceptar valores Fs < 0, lo cual normalmente es contraevidente con la realidad del problema. ENTONCES ES RECOMENDABLE NO USAR DISTRIBUCIONES NORMALES DE Fs PARA EVALUAR PROBABILIDADES DE FALLA, EN ESPECIAL CON DISPERSIONES ALTAS.

c) De la Tabla 3 y de las Figuras 07 y 08 se confirma la gran diferencia entre valores de Pf, según sea la distribución estadística que se adopte para o que tenga Fs. EN PRINCIPIO, ENTONCES, SERIA RECOMENDABLE EMPLEAR DISTRIBUCIONES LOGNORMALES DE **Fs** PARA ESTIMAR LAS PROBABILIDES DE FALLA **Pf.**

## 3.0 FACTORES PARCIALES

En todo lo anterior y tan sólo tratando con dos variables, Demanda D y Resistencia R, asumidas como independientes, se ha mostrado la dificultad e incertidumbres cuando se trata de optimizar cualquier diseño de ingeniería.

En un loable esfuerzo de tratar de acertar más en los diseños y al mismo tiempo de incrementar la economía en las obras de ingeniería y como ya se indicó en el aparte 1.0, desde hace tiempo y por varios autores e instituciones, se ha venido intentando y, últimamente y luego de largos procesos de acuerdo, imponiendo el cambio del empleo del factor de seguridad tradicional por el uso de factores parciales para las diferentes variables que intervienen en los cálculos.

La idea general, como se mencionó en el aparte 2.5, es colocar factores $\gamma$ mayores de 1.0 a la Demanda D y factores $\phi$ menores de 1.0 a la Resistencia R, de forma tal que el Factor de Seguridad requerido Fs req, se exprese, en forma simplificada, como:

$$Fs\ req = \gamma\ D / \phi\ R\ > \approx 1.0 \qquad (57)$$

A continuación se presenta la descripción de algunos de los métodos de factores parciales en geotecnia, advirtiendo que no se trata de presentar una compilación exhaustiva:

### 3.1 FACTORES PARCIALES DE ALGUNOS AUTORES

#### 3.1.1 Factores Parciales de Brinch Hansen

En 1956 y tal vez por primera vez para Geotecnia, el Profesor danés Brinch Hansen propuso los factores parciales que se presentan en la Tabla 4 (Hansen, 1965), los cuales fueron prontamnete incorporados al Código Danés:

**Tabla 4- FACTORES PARCIALES- PROPUESTOS POR BRINCH HANSEN (1965)**

| PARAMETROS | SIMBOLO | VALOR DE TRABAJO | FACTOR PARCIAL |
|---|---|---|---|
| **A-CARGAS** | | | |
| Cargas Muertas | g | gn = g . fg | fg = 1.0 |
| Presión de Agua | w | wn = w . fw | |
| i) Nivel de agua conocido | | | fw = 1.0 |
| II)Niveles inciertos | | | fw = 1.2 |
| Cargas Vivas ***(Nota 1)*** | p | pn = p , fp | |
| i) Edificaciones, puentes, etc | | | fp = 1.5 |
| ii) Cargas de maquinaria controladas y cargas de granos | | | fp = 1.2 |
| iii) Cargas de viento | | | fp = 1.5 |
| iv) Cargas de grúas | | | fp = 1.7 |
| **B-SUELOS** | | | |
| Coeficiente de fricción | tan $\phi$ | (tan $\phi$)n = (tan $\phi$) / ff | ff = 1.2 |
| Cohesión | c | cn = c / fc | |
| i) Taludes, presiones de tierra | | | fc = 1.5 |
| ii) Fundaciones (incluyendo pilotes) | | | fc = 2.0 |
| **C - PILOTES** | | | |
| Capacidad portante ***(Nota 2)*** | b | bn = b / fb | |
| i) Mejores fórmulas (Hiley, Janbu, Bent Hansen, etc) | | | fb = 2.0 |
| II) Prueba de carga | | | fb = 1.6 |
| **D- RESISTENCIA DE MATERIALES ESTRUCTURALES** | | | |
| Acero ***(Nota 3)*** | ms | msn = ms / fms | fms = 1.35 |
| Concreto (resistencia en cilindros) | mc | mcn = mc / fmc | fmc = 2.70 |
| Otros | | Adicionar 40% al esfuerzo usual de trabajo | - o - |

***NOTAS***

***1*** *- p debe incluír efectos de impacto*

***2*** *- b= capacidad portante = carga última del pilote*

***3 -*** *ms = resistencia a la fluencia = fy*

De esta tabla se aprecia:

a) La forma de utilizar los factores es totalmente clara.
b) Para cargas muertas y presiones de agua conocidas, f=1, es decir no hay cambio
c) En las cargas no se incluyen cargas sísmicas, atribuíble a la bajísima amenaza sísmica para los países nórdicos y al estado del conocimiento al respecto en la época.
d) Salvo para los materiales estructurales, los factores tienen un (1) decimal
e) Se aplican diferentes factores a las componentes de la resistencia (c y tan $\phi$ ), lo cual no es correcto, salvo que c se entendiera como cu=resistencia no drenada
f) Se diferencian los pilotes como un caso especial.
g) Se incluyen acero y concreto

### 3.1.2 Determinación de Factores Parciales según Hueckel (1968)

En 1968, el Profesor polaco Sergio Hueckel (Hueckel, 1968) propuso una metodología semicuantitativa para fijar el factor parcial para un parámetro x, fx = a.b.c.d., dependiendo de:

(1) D = precisión en el método de determinación de los parámetros, con índice a
(2) S = variabilidad intrínseca de los parámetros, con indice b
(3) E = calidad de la construcción, determinación y/o ejecución, con índice c

(4) C = calidad del control en obra (o en el laboratorio o en la oficina) con indice d
Con las variables fxn, ya afectadas por los factores parciales, se debe lograr un factor de seguridad nominal Fn = f0.f1.f2, el cual depende de:
(5) I = importancia de la obra, con índice f0
(6) V = validez del método de cálculo, con índice f1
(7) G = capacidad de la obra de soportar deformaciones sin daños, con índice f2

Cada uno de los siete criterios se califica semicuantitativamente o cualitativamente y se asignan los índices, asi:

**Tabla 5- DETERMINACION DE FACTORES PARCIALES- ADAPTADA DE HUECKEL (1968)**

**FACTORES PARCIALES fx = a b c d**

| **PARAMETRO** | **D** | **S** | **E** | **C** |
|---|---|---|---|---|
| **DESCRIPCION** | **Error en la determinación del elemento** | **Dispersión de los datos** | **Precisión en la ejecución** | **Eficiencia de control durante la determinación o construccion** |
| **INDICE** | **a** | **b** | **c** | **d** |
| CONDICION | D < 5% | S < 10% | ALTA | BUENA |
| **VALOR** | **1.00** | **1.05** | **1.00** | **1.00** |
| CONDICION | 5% < D < 10% | 10% < D < 50% | MEDIA | MEDIA |
| **VALOR** | **1.05** | **1.25** | **1.05** | **1.05** |
| CONDICION | 10% < D < 30% | 10% < D < 100% | BAJA | POBRE |
| **VALOR** | **1.10** | **1.50** | **1.10** | **1.10** |

**FACTOR DE SEGURIDAD NOMINAL Fn = f0 f1 f2**

| **PARAMETRO** | **I** | **V** | **G** |
|---|---|---|---|
| **DESCRIPCION** | **Importancia de la obra** | **Validez de métodos de cálculo y de las relaciones** | **Capacidad de la obra para soportar deformeciones sin daño** |
| **INDICE** | **f0** | **f1** | **f2** |
| CONDICION | GRANDE | GRANDE | GRANDE |
| **VALOR** | **1.10** | **1.00** | **1.00** |
| CONDICION | - o - | MEDIA | MEDIA |
| **VALOR** | - o - | **1.05** | **1.05** |
| CONDICION | POCA | POCA | ESCASA |
| **VALOR** | **1.05** | **1.10** | **1.10** |

Hueckel anota además que los factores fx deben ser multiplicadores para las cargas o demandas y divisores para las resistencias.

De esta tabla, se observa:

a) No hay asignación especial para diferentes tipos de parámetros, es general.
b) Se separan claramente la incertidumbre objetiva (con los índices a y b) y la ignorancia objetiva (índice f1 e índices c y d).
c) Se incorpora la importancia de la obra (índice f0) y la robustez de la misma (índice f2)
d) Los índices se dan con dos (2) decimales
e) Tanto el error de determinación D como la dispersión tienen límites superiores (D<30%, S<100%)

f) Salvo al calificar la dispersión con el índice b, níngún otro índice es superior a 1.10
g) No hay calificador ni índice f0 para obras de mediana importancia, que puede ser la mayorïa. Para este caso, se podría usar f0=1.08
h) Con los valores extremos de los índices a, b, c y d, se obtiene fx mín = 1.05 (error de determinación D<5%; dispersión de los datos S<10%, gran precisión en la ejecución, buena eficiencia de control) y fx máx = 1.997 ≈ 2.00 (error de determinación D>≈30%; dispersión de los datos 50%<S<100%, poca precisión en la ejecución, escasa eficiencia de control) y con los valores medios se tiene fx prom = 1.447 ≈ 1.45.
i) Con los valores extremos de los índices f, se obtiene Fsn mín=1.05 (obra de poca importancia, cálculos y relaciones de gran validez, gran capacidad de la obra para soportar deformaciones sin sufrir daño) y Fsn máx = 1.331 ≈ 1.35 (obra de gran importancia, cálculos y relaciones de poca validez, escasa capacidad de la obra para soportar deformaciones sin sufrir daño) y con los valores medios (con f0=1.08) se tiene Fsn prom = 1.191 ≈ 1.20.

### 3.1.3 Factores Parciales de Meyerhof

En 1970, el Profesor inglés George Meyerhof, radicado por mucho tiempo en Canadá, propuso los factores parciales de la Tabla 6 (Meyerhof,1970):

**Tabla 6- FACTORES PARCIALES- PROPUESTOS POR MEYERHOF (1970)**

| ITEM | PARAMETRO DE RESISTENCIA | FACTOR PARCIAL |
|---|---|---|
| **Obras de tierra y estructuras de contención de tierra** | Cohesión ( c ) | 1.5 |
| | Fricción (tanϕ) | 1.2 |
| | Cohesión y Fricción | 1.3 a 1.5 |
| **Fundaciones** | Cohesion ( c ) | 2.0 a 2.5 |
| | Fricción (tanϕ) | 1.2 a 1.3 |
| **Cargas Muertas** | | 1.0 |
| **Presiones de Agua** | | 1.0 a 1.2 |
| **Cargas Vivas** | | 1.2 a 1.5 |

Con los factores de Meyerhof se anota:

a) Como factores geotécnicos tan sólo se aplican a la resistencia y son mayores para fundaciones que para obras de tierra o estructuras de contención.
b) Los factores se dan con un (1) decimal
c) Igual que con Brinch Hansen, se aplican diferentes factores a las componentes de la resistencia (c y tanϕ ), lo cual no es correcto, salvo que c se entendiera como cu=resistencia no drenada. Sin embargo se dan factores parciales para emplearlos conjuntamente con c y tanϕ, pero sólo en obras de tierra o estructuras de contención.

## 3.2 FACTORES PARCIALES DE CODIGOS

Los códigos pueden ser bastante complejos y extensos y entonces ya no es tan sencillo colocar los diferentes factores en tablas sencillas y tampoco es fácil obtener sus valores, dado que la mayoría de las normas, en su versión original, son bastante costosas. Adicionalmente y en especial para el caso geotécnico, las normas de diseño están acompañadas de normas concomitantes de exploración y ensayos y forma de obtención de parámetros representativos

Por otro lado la calibración de los factores parciales se ha hecho principalmente con práctica previa en cada país y los diseños previos exitosos (FHWA,1999) , en principio para no perturbar la

práctica general. Esto implica que realmente no se logra una verdadera optimización con el cambio de los factores de seguridad tradicionales por los factores parciales; lo que si puede lograrse es un mejor entendimiento de la variabilidad de los parámetros involucrados en los análisis, en especial en Geotecnia.

Para una verdadera calibración se requeriría manejar bases de datos de pruebas de carga, de fallas y de costos, los cuales no están fácilmente disponibles ni en suficiente cantidad, aún en los países más avanzados. Notable excepción es la reciente calibración efectuado por el NCHRP para los factores para pilotes (NCHRP, 2004). Para este tipo de fundaciones existe gran cantidad de datos de pruebas de carga, que permiten esta calibración en forma más adecuada y en el informe de la NCHRP se usaron 256 casos de pilotes pre-excavados y 338 casos de pilotes hincados. Sin embargo, el Autor no conoce, aunque esto no quiere decir que no existan, calibraciones semejantes para otro tipo de obras que involucren elementos estructurales, por ejemplo para cimientos superficiales, estructuras de contención, anclajes u otros.

Por lo expresado al comienzo de este Capítulo 3, para este artículo se usan referencias secundarias y sólo se presentan, como ilustración, resúmenes muy sucintos de factores parciales aplicados al caso de cimentaciones superficiales, con las cuales se hará un ejemplo comparativo de varias Normas en el Capítulo 4.

### 3.2.1 Norma AASHTO para Puentes

El método LRFD para puentes, incluidas sus cimentaciones, fué iniciado desde hace más de 25 años por la AASHTO, se ha desarrollado desde 1994 y ya tiene su tercera versión en 2004.

La AASHTO y la Administración Federal de Carreteras de los EE.UU. (FHWA) esperan que para el año 2007 esté implementada en todo el país. Dado el carácter político federal de los Estados Unidos, las normas AASHTO son sólo obligatorias para obras que tengan fondos federales para su ejecución, mientras que las obras estatales se rigen por códigos locales. Sin embargo ya los estados han estado implementando formulaciones LRFD en su códigos y en 2004, ya lo habían hecho al 100%, 13 estados, otros 8 lo habían implementado entre 26% y 90%, 4 entre 11% y 25% y había 25 estados con una implementación inferior al 10% (Sheikh, 2004)

La norma se basa en la siguiente formulación (FHWA,1995):

$$\Sigma\, \eta i\ \gamma i\, Qi = \varphi\, Rn = Rr \qquad (58)$$

En la cual:

$\eta i$ = modificador de carga: $\eta i \geq 0.95$ cuando es apropiado un valor máximo de $\gamma i$
$\eta i \leq 1.00$ cuando es apropiado un valor mínimo de $\gamma i$

$\gamma i$ = Factor de Carga: un multiplicador de los efectos de fuerzas, basado en estadísticas.

$\varphi$ = Factor de Resistencia: un multiplicador para la resistencia nominal, basado en estadísticas.

Qi = Efecto Nominal de las Fuerzas: una deformación, un esfuerzo o resultante de esfuerzos

Rn = Resistencia Nominal: basada en las dimensiones mostradas en los planos y en esfuerzos o deformaciones permisibles

Rr = Resistencia Factorizada = $\varphi$ Rn

Como se aprecia, en realidad los factores parciales se aplican sólo a las cargas, con los siguientes valores recomendados:

$$\Sigma\, \eta i\ \gamma i\, Qi = 1.25\, D + 1.75\, L \qquad (59)$$
(es decir $\gamma D = 1.25$: $\gamma L = 1.75$)

en la cual:

D = carga muerta
L = carga viva incluído impacto

Y para geotecnia, hay factores de resistencia para:

a) Cimentaciones superficiales (capacidad portante, deslizamiento)
b) Cimentaciones profundas (capacidad vertical, capacidad horizontal, grupos)
c) Muros de contención
d) Muros anclados
e) Tierra reforzada

Los factores $\varphi$ dependen de: (a) la forma de obtener los parámetros de resistencia del suelo (b) los modos de falla posibles y (c) en pilotes la forma de construcción y ensayos de carga. Acá tan solo se listan, como ilustración, los factores $\varphi$ para capacidad portante de cimientos superficiales:

**Tabla 6- FACTORES DE RESISTENCIA- AASHTO- (FHWA,1995)**

| SUELO/ Método/ Condición | $\varphi$ | SUELO/ Método/ Condición | $\varphi$ |
|---|---|---|---|
| **ARENAS** | | **ARCILLAS** | |
| Procedimiento semiempírico con datos de SPT | 0.45 | Procedimiento semiempírico con datos de CPT | 0.50 |
| Procedimiento semiempírico con datos de CPT | 0.55 | Metodo racional y resistencia de laboratorio | 0.60 |
| Metodo racional: usando $\phi$ de datos de SPT | 0.35 | Metodo racional y resistencia de campo de veleta | 0.60 |
| Metodo racional: usando $\phi$ de datos de CPT | 0.45 | Metodo racional y resistencia estimada de CPT | 0.50 |
| **ROCA** | | **ENSAYO DE PLACA** | 0.55 |
| Método Semiempírico (Carter y Kulhawy,1988) | 0.60 | | |

En esta tabla se puede observar:

a) Se tienen sólo dos tipos de suelos: arenas o arcillas. No hay lugar aparente para materiales intermedios
b) Se da mucha más credibilidad a los métodos semiempíricos con ensayos de campo (SPT, CPT) que a los métodos racionales con datos de resistencia obtenidos indirectamente con estos mismos ensayos (p.ej. González, 1999b).
c) Dentro de éstos ensayos se da mayor credibilidad al CPT que al SPT.
d) El mayor valor de $\varphi$ y la mayor credibilidad, lo tienen los métodos racionales en arcillas, con resistencia obtenida en laboratorio, el cual sin embargo se equipara al método semiempírico de Carter y Kulhawy para rocas, tal vez porque este último es conservativo.

Esta formulación NO ha sido adoptada en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (CCDSP- Mintransporte, 1995), que es una adaptación de las Normas AASHTO. Este último código, en su sección A.6.4-Cimentaciones Superficiales, sigue la tradición de cálculo con cargas últimas y carga admisible portante obtenida con un factor de seguridad Fs=3.0.

### 3.2.2 Norma Alemana

En Alemania existe la Norma DIN-1054, implantada en 1976 y luego modificada hasta su última versión en 2003.

Se tienen tres tipos de carga: LF1-Carga Persistente, LF2- Carga transiente y LF3-Carga Accidenta. Se emplean factores de carga diferentes según sea falla de la estructura o del suelo y para el suelo se tienen factores de carga para fricción y cohesión. Acá se listan sólo las pertinentes

para cimentaciones superficiales, tomadas principalmente de FHWA (1999) y de Gallasch y Koepke (2004). Los valores de 1997, con fecha incierta, son de una norma transitoria y los de 2003 son de la norma defintiva.

**Tabla 7- FACTORES PARCIALES- DIN 1054 - ESTADO LIMITE GZ1C**

| ACCIONES Y RESISTENCIAS | SIMB | CARGA 1- PERSISTENTE | | CARGA 2- TRANSIENTE | | CARGA 3- ACCIDENTAL | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1997 ? | 2003 | 1997 ? | 2003 | 1997 ? | 2003 |
| **ACCION-1B- PARA FALLA DE LA ESTRUCTURA** | | | | | | | |
| Permanente | $\gamma G$ | 1.35 | 1.35 | 1.20 | 1.20 | 1.00 | 1.00 |
| Variable | $\gamma Q$ | 1.50 | 1.50 | 1.30 | 1.30 | 1.00 | 1.00 |
| **ACCION-1C- PARA FALLA DEL TERRENO** | | | | | | | |
| Permanente | $\gamma G$ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Variable | $\gamma F$ | 1.30 | 1.35 | 1.20 | 1.20 | 1.00 | 1.00 |
| **RESISTENCIA 1C -SUELO** | | | | | | | |
| Fricción ($\tan\phi'$) | $\gamma\phi$ | 1.25 | 1.25 | 1.15 | 1.15 | 1.10 | 1.10 |
| Cohesión (c´) | $\gamma c$ | 1.60 | 1.25 | 1.50 | 1.15 | 1.40 | 1.10 |
| Cu | $\gamma cu$ | 1.40 | 1.25 | 1.30 | 1.15 | 1.20 | 1.10 |
| **RESISTENCIA IB -CIMIENTO** | | | | | | | |
| Capac. Portante | $\gamma S$ | 1.40 | 1.40 | 1.30 | 1.30 | 1.20 | 1.20 |
| Deslizamiento | $\gamma St$ | 1.50 | 1.10 | 1.35 | 1.10 | 1.20 | 1.10 |

De esta tabla se observa:

a) Los factores parciales disminuyen al ser más incierta la posibilidad de carga, lo cual es totalmente lógico. No es lo mismo una carga variable que una carga transiente o accidental.
b) Los factores parciales son más altos al incorporar la estructura que por falla del suelo solo.
c) Como en el caso de Brinch Hansen o Meyerhof, en 1997 se aplicaron diferentes factores a las componentes de la resistencia (c y $\tan\phi$), lo cual no era correcto, pero se corrigió en el 2003.
d) Hay valores específicos para resistencia no drenada Cu, inferiores a los de C´ en 1997, pero corregido a valores iguales en 2003.
e) En 1997, los factores para deslizamiento eran superiores a los de capacidad portante, pero luego se corrigió en 2003 y se colocaron inferiores.

### 3.2.3 Código Europeo

El EUROCODE ha sido tal vez el esfuerzo multinacional más amplio para tratar tanto de armonizar los códigos estructurales con los geotécnicos, como de permitir un lenguaje común entre diversos países y por lo tanto para prácticas de ingeniería que pueden ser bien diferentes. Por estas razones ha tardado tanto en su implementación final, en especial en la parte geotécnica, en dónde además de la práctica diferente en cada país, obviamente intervienen más que en las estructuras, las diferencias en ámbitos físico-geológicos y climáticos.

El EUROCODE comenzó a gestarse en 1981, hace ya 25 años, como unas reglas generales, a cargo de un comité de la Comisión Europea, precursora de la Unión Europea. En 1989 se creó el Subcomité SC7 del Comité CEN/TC250, que dió inicio formal a la norma geotécnica, en Octubre de 1994 la norma preliminar ENV1997-1 fue ratificada por el CEN y en Marzo de 1997 se convirtió, con el voto positivo de los países involucrados, en la Norma Europea EN1997-1. Luego de la publicación en varios idiomas y de su aceptación en los respectivos países, en Marzo de 2004 se dio el voto positivo formal final a la Norma (Magnan, 2005).

La norma EN1997-1, que trata de aspectos generales y de cálculo, está siendo complementada con las normas ENV 1997-2 sobre Ensayos de Laboratorio y ENV 1997-3 sobre Ensayos In-Situ. Estas normas tuvieron su primera versión prelñiminar en 1999, la EN 1997-2 ya tuvo su primera versión definitiva en 2002 y esta bajo el proceso de aprobación definitiva. Se espera que el conjunto de normas, luego de la incorporación de anexos nacionales, esté culminado para 2009.

El contenido de la norma EN 1997-1 es el siguiente (Frank, 2001):

*CONTENIDO*
*Sección 1 Generalidades*
*Sección 2 Bases del diseño geotécnico*
*Sección 3 Datos geotécnicos*
*Sección 4 Supervision de construcciónn, monitoreo y mantenimiento*
*Sección 5 Llenos, manejo de aguas, mejoramiento del terreno y refuerzo*
*Sección 6 Cimentaciones superficiales*
*Sección 7 Cimentaciones con pilotes*
*Sección 8 Anclajes*
*Sección 9 Estructuras de contención*
*Sección 10 Falla hidraúlica*
*Sección 11 Estabilidad general*
*Sección 12 Terraplenes*

*ANEXOS*
*Anexo A Factores de seguridad para estados límite últimos (NORMATIVO)*
*Anexo B Información de base para factores parciales para Métodos de Diseño 1, 2 y 3*
*Anexo C Ejemplo de procedimiento para determinar valores limite de presiones de tierra en paredes verticales*
*Anexo D Ejemplo de método analítico para cálculo de resistencia portante.*
*Anexo E Ejemplo de método semi-empírico para estimación de resistencia portante.*
*Anexo F Ejemplo de métodos para evaluación de asentamientos*
*Anexo G Ejemplo de un método para derivar la resistencia portante de cimientos superficiales en roca.*
*Anexo H Límites de movimientos de las cimentaciones y de deformación estructural.*
*Anexo I Lista de verificación para supervision de construcción y monitoreo de comportamiento*

Para el cálculo geotécnico se tienen en consideración cinco (5) estados límite:

*EQUILIBRIO (EQU) : pérdida del equilibrio estático de la estructura o del terreno*
*ESTRUCTURAL (STR) : ruptura interna o deformación excesiva de los élementos constitutivos de la estructura*
*GEOTECNICO (GEO) : ruptura o deformación excesiva del terreno*
*LEVANTAMIENTO (UPL) : ruptura por levantamiento debido à fuerzas verticales*
*HIDRAULICO (HYD) : ruptura causada por los gradientes hidraúlicos en el terreno*

Y se emplean tres métodos de cálculo: DA1, DA2 y DA3 y el primero y último tienen a su vez dos divisiones cada uno. Igual que en el código alemán se tienen acciones (cargas) y resistencias. Cada país puede escoger a cual método de calculo se acoge; por ahora el Reino Unido y Dinamarca prefieren el DA1, mientras que Alemania y Francia se acogerían al DA2 (Bond, 2005)
La norma tambien tiene tres tipos de categorías geotécnicas GC (Bond, 2005): GC1: estructuras pequeñas o menores sin riesgos apreciables; GC2: estructuras y cimentaciones convencionales, sin riesgo excepcional, ni condiciones difíciles de cargas o suelos y GC3: estructuras no comprendidas en las anteriores categorías. Adicionalmente se permite incorporar tanto el método observacional como la experiencia del diseñador.

Para el caso de sismo se tiene otra norma independiente, la EC8, la cual también se encuentra en proceso de implementación.

Para las cimentaciones superficiales, se tienen los siguientes factores parciales (p.ej Plumelle, 2005; Canepa et al, 2005; Driscoll y Simpson, 2001) :

**Tabla 7- FACTORES PARCIALES- EUROCODE 7- (EN 1997-1, Articulo 2.4.7.3.4)**

| | | METODO DA1 | | METODO DA2 | METODO DA3 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **METODOS DE DISEÑO =>** | | **DA1-1** | **DA1-2** | **DA2-1** | **DA3-1** | **DA3-2** |
| **Combinaciones =>** | | **A1+M1+R1** | **A2+M2+R1** | **A1+M1+R2** | **A1+M2+R3** | **A2+M2+R3** |
| **ACCIONES** | | | | | | |
| **ACCION (γF)** | **Símbolo** | **A1** | **A2** | **A1** | **A1** | **A2** |
| PERMANENTE | | | | | | |
| Desfavorable | γG | 1.35 | 1.10 | 1.35 | 1.35 | 1.10 |
| Favorable | γG | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| VARIABLE | | | | | | |
| Desfavorable | γQ | 1.50 | 1.30 | 1.50 | 1.50 | 1.30 |
| Favorable | γQ | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| **EQUILIBRIO STR & GEO** | | | | | | |
| **PARAMETROS DE SUELO (γM )** | **Símbolo** | **M1** | **M2** | **M1** | **7M2** | **M2** |
| Resistencia a fricción | γϕ' | 1.00 | 1.25 | 1.00 | 1.25 | 1.25 |
| Cohesión drenada | γc' | 1.00 | 1.25 | 1.00 | 1.25 | 1.25 |
| Resistencia no drenada | γcu | 1.00 | 1.40 | 1.00 | 1.40 | 1.40 |
| Resistencia no confinada | γqu | 1.00 | 1.40 | 1.00 | 1.40 | 1.40 |
| Peso unitario | γγ | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| **FUNDACIONES SUPERFICIALES** | | | | | | |
| **RESISTENCIA (γR)** | **Símbolo** | **R1** | **R1** | **R2** | **R3** | **R3** |
| Capacidad Portante | γRv | 1.00 | 1.00 | 1.40 | 1.00 | 1.00 |
| Deslizamiento | γRh | 1.00 | 1.00 | 1.10 | 1.00 | 1.00 |

De la Tabla 8 se comenta:

a) Los valores de factores parciales para cohesión y fricción efectivas son iguales, como debe ser lo correcto
b) En contraposición con la norma alemana DIN 1054 de 1997, los factores parciales son mayores para parámetros no drenados que para parámetros efectivos, que es lo correcto.
c) Salvo para el caso DA2-1, en todos los demás casos no hay factor de reducción de capacidad portante o de deslizamiento (R=1)
d) Para el caso geotécnico, las alternativas DA1-2 y DA3-2 son idénticas.

En Colombia, la Universidad de los Andes ya ha incursionado en estudiar éste y otros códigos, bajo la guía del Prof. Arcesio Lizcano (p.ej. Guevara y Romero, 2002; Barreto, 2004)

### 3.2.4 Comentarios Adicionales sobre Códigos y Factores Parciales

a) El proceso de implementar los factores parciales en geotecnia ha sido largo y dispendioso y aún todavía no totalmente acabado. Países avanzados como Japón, Australia o Corea aún no lo han implementado.

b) Hay varios ilustres geotecnistas que aún no están convencidos, como por ejemplo el Profesor inglés de la Universidad de Cambridge M.D. Bolton. De uno de sus artículos (Bolton,1993) se extrae el siguiente comentario:

*" 3) La agenda de la confiabilidad en el proceso del Eurocode ha fallado por la inevitable falta de datos. Al calibrar contra los códigos existentes, los redactores no han encontrado bases científicas para poner factores en un lado en vez de otro, de manera que los han colocado por todas partes. Esto es lo opuesto al ideal de un diseño con estados límite en el cual las influencias nominales (no científicas, inmedibles) deberían ser reemplazadas por determinaciones objetivas. Ningún factor de seguridad parcial debe aceptarse en la ausencia de una justificación científica"*

c) Por su parte el ingeniero danés J.S. Steenfelt, en relación a la determinación de la capacidad portante de cimientos superficiales, anota (Steenfelt, 2005):

*"Las dificultades asociadas con una predicción transparente y segura de la capacidad portante límite de cimientos superficiales tiene varias fuentes:*

- *inconvenientes en la formulación para la capacidad portante*
- *inconsistencias entre las propiedades de resistencia del suelo medidas en el laboratorio y en el campo.*
- *dificultades en estimar correctamente los parámetros de resistencia característicos*
- *dificultades en prescribir la seguridad apropiada (diseño LRFD, factores parciales de seguridad de diseño, etc)*

*Si estas fuentes no se tienen en consideración será fácil abusar de la fórmula de capacidad portante, como basura entra, basura sale.*

*Debido a las incertidumbre todavía asociadas con el diseño seguro de cimientos superficiales es imprescindible que los Códigos de Diseño de Cimentaciones estimulen y premien ensayos y observaciones a gran escala.*

*La armonización de los Códigos de Diseño de Cimentaciones parece un caso valioso, pero un éxito inminente no parece muy posible"*

## 4.0 EJEMPLO DE COMPARACION

### 4.1 DATOS

Con el objeto de hacer una comparación entre las diferentes formulaciones de los códigos, se plantea el siguiente problema hipotético, tomado de Barreto (2004):

| | |
|---|---|
| ▪ Cimiento superficial cuadrado | B = L |
| ▪ Profundidad de cimentación | D = 0.8m |
| ▪ Carga muerta vertical externa: | Pm = 900 kN |
| ▪ Carga viva vertical: | Pv = 3,000 kN |
| ▪ Carga viva horizontal: | Qv = 300 kN |
| ▪ Altura de acción de Qv: | h = 0.8m |
| ▪ Espesor del cimiento | t =0 .80m |
| ▪ Peso unitario del cimiento | $\gamma c$ = 24.5 kN/m3 |
| ▪ Peso del cimiento | Pcm = B L t $\gamma c$ = 19.6 $B^2$ (kN) |
| ▪ Peso unitario del suelo | $\gamma s$ = 22.0 kN/m3 |
| ▪ Cohesión efectiva del suelo | c´ = 20.0 kPa |
| ▪ Angulo de fricción efectiva del suelo: | $\phi'$ = 32° |

Se trata de obtener las dimensiones B=L del cimiento, en este caso con espesor de 0.8m independiente de las dimensiones, lo cual no es realista desde el punto de vista estructural, pero se trata de emplear este modelo simplificado sólo para comparación de métodos.

### 4.2 FORMULA DE CAPACIDAD PORTANTE

Aunque los diferentes códigos emplean diversas formulaciones de la capacidad portante, para este ejemplo y para apreciar sólo el efecto de los factores parciales, se emplea siempre la formulación de Vesic (1975), únicamente con correcciones por la forma del cimiento y por la inclinación de la carga, formulación que consta de lo siguiente:

Criterio de falla de Mohr-Coulomb $\tau = c' + \sigma' \tan\phi'$ (59)

La capacidad portante límite de falla Qult de cimentaciones superficiales, con ancho B y longitud L está dada por:

**$Qult = q_o (B'L')$** (60)
$[B' = B - 2e_B ; L' = L - 2e_L]$ (61)

**$q_o = q \bullet Nq \bullet \eta qf \bullet \eta qi + \gamma \bullet B' / 2 \bullet N\gamma \bullet \eta gf \bullet \eta gi \bullet \eta gt + c' \bullet Nc \bullet \eta cf \bullet \eta ci$** (62)

**Nq** $= [\tan^2(\pi/4 + \phi/2)] \exp(\pi \tan\phi')$ (63)
**Nγ** $= 2 (Nq - 1) \tan\phi'$ (González, 1987) (64)
**Nc** $= (Nq - 1) \cot\phi'$ (65)
**ηjk**= factores de corrección: **j = q**:corrección a **Nq** ; **j = g**:corrección a **Nγ** ; **j = c**:corrección a **Nc**

**k=f : corrección por la forma del cimiento**

| | Alargado (L/B>10) | Rectangular | Cuadrado o Circular | |
|---|---|---|---|---|
| $\eta qf =$ | 1.00 | $1+(B/L)\tan\phi'$ | $1 + \tan\phi'$ | (66) |
| $\eta gf =$ | 1.00 | 1 - 0.4 (B/L) | 0.6 | (67) |
| $\eta cf =$ | 1.00 | 1+(B/L)(Nq/Nc) | 1 + (Nq/Nc) | (68) |

**k=i : corrección por la inclinación de la carga**
$\eta qi = \{1 - [P/(Q + B'L'c' \cot\phi')]\}^m$ $\eta gi = \eta qi^{[(m+1)/m]}$ $\eta ci = \eta qi - [(1-\eta qi)/(Nc \tan\phi')]$ (69)

$[m = m_L \cos^2\theta + m_B \operatorname{sen}^2\theta;\ m_L=(2+L/B)/(1+L/B);\ m_B= (2+B/L)/(1+B/L);$ (70)
$\theta$ = ángulo ($<\pi/2$) en planta entre dirección de la carga y el eje L]

Con los valores de las variables de carga y resistencia se obtiene directamente el factor de seguridad central cFs como:

$$cFs = Qo / (Pm+Pcm+Pv) \quad (71)$$

Mientras que, dado cFs, B se halla con la herramienta SOLVER de EXCEL.

### 4.3 SOLUCION CON METODO PROBABILÍSTICO

#### 4.3.1 Parámetros Estadísticos y de Costos

Aplicando lo indicado en los apartes 2.6.3 y 2.6.4 se adoptan los siguientes parámetros adicionales, asumiendo que los datos de 4.1 son valores promedio, estadísticamente significativos y resultantes de la ejecución de varios ensayos o estadísticas:

| PARAMETRO | Símbolo | CV (%) | DISTRIBUCION |
|---|---|---|---|
| Pesos Unitarios | $\gamma$ | 0.0 | - o - |
| Cargas Muerta | Pm, Pp | 0.0 | - o - |
| Cargas Vivas | Pv, Qv | 15.0 | LogNormal |
| Cohesión efectiva | c´ | 30.0 | LogNormal |
| Angulo de fricción efectivo | $\phi$´ | 20.0 | LogNormal |

Para los costos se adopta:

Cr = costo de referencia = volumen de cimiento para cFs= 1.0 (Bcr = 1.5395m)
Ics = costo de superestructura Is en relación a costo de referencia = Cs/Cr = M
Icm = indice de costo de cimiento
Ico = índice de costo inicial = Ics + Icm
Icf = índice de costo de falla = costo de pérdida + costo de reposición = Ico + Ico = 2 Ico
Ict = indice de costo total = Ico + Pf x Icf

### 4.3.2 Probabilidades de Falla y Distribución de Factores de Seguridad

Se hizo la simulación con SIMTOOLS, con 10,000 puntos para cada caso y para dimensiones B=L entre 1.0m y 3.5m, con el siguiente resultado:

| DIMENSION B (m) | FsProm | Pf (%) | cFs |
|---|---|---|---|
| 1.0 | 0.4018 | 87.8362% | 0.3845 |
| 1.5 | 0.9910 | 56.7472% | 0.9442 |
| 2.0 | 1.8777 | 22.2723% | 1.7833 |
| 2.2 | 2.3360 | 13.0844% | 2.2024 |
| 2.5 | 3.0869 | 5.0369% | 2.9245 |
| 3.0 | 4.6272 | 0.6279% | 4.3868 |
| 3.5 | 6.5261 | 0.0687% | 6.1856 |

Con los valores de Fs y Pf se ajustó la distribución de cFs a una LogNormal, con el siguiente resultado (Figura 09):

Desviación Estándar de Ln (cFs) = S (lncFs) = 0.72572684

Con éste valor y las fórmulas 38 a 41 se obtuvieron valores de probabilidades de falla para otros valores de B y de Fs:

$$Zln = [0.0- (lnFs)prm] / S(lnFs) \qquad \text{(distribucion lognormal)} \qquad (38)$$

$$g(Z) = 0.5*(1+0.0498673470*Z+0.0211410061*Z^2+0.0032776263*Z^3+0.0000380036*Z^4+ +0.0000488906*Z^5+0.0000053830*Z^6)^{(-16)} \qquad (39)$$

$$\text{si } Fsprm \geq 1.0 \qquad Pf = g(Z) \qquad (40)$$

$$\text{si } Fsprm < 1.0 \qquad Pf = 1.0 - g(Z) \qquad (41)$$

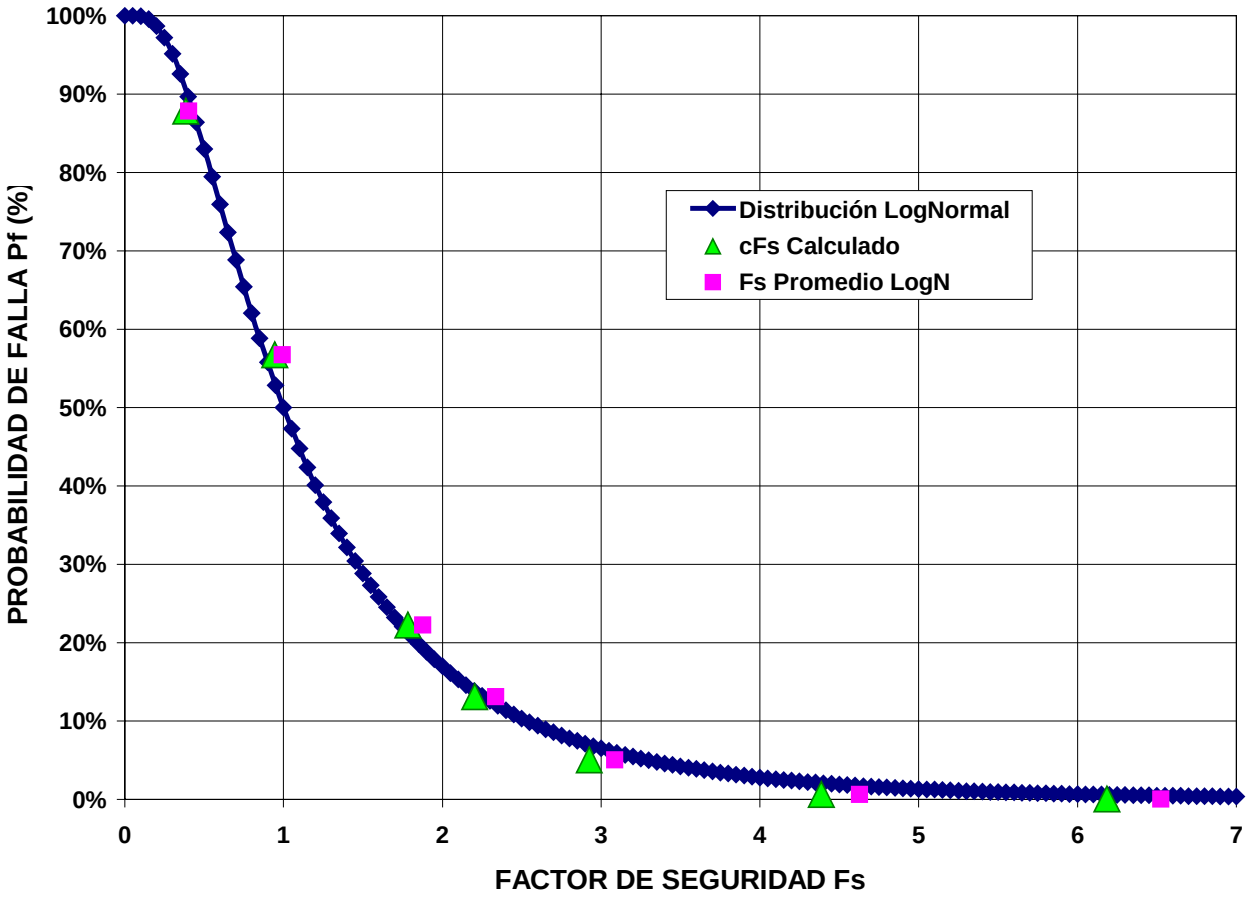


**FIGURA 09- EJEMPLO- Distribución estadística de cFs**

### 4.3.3 Optimización del Diseño

Con valores del ancho B entre 0.25m y 4.00m, sus correspondientes valores de Fs y Pf y los Indices de Costos Ic, variando M de 0.65 a 7.00, se obtuvieron los siguientes valores de optimización (Figuras 12, 13 y 14):

**Tabla 8- EJEMPLO- VALORES OPTIMIZADOS**

| M (Cr) | B ópt (m) | Fs ópt | Icm (Cr) | Ico (Cr) | Pf (%) | Pf x Icf (Cr) | Ict mínimo (Cr) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.65 | 1.75 | 1.327 | 1.292 | 1.9421 | 34.8200% | 1.3525 | 3.2946 |
| 0.75 | 1.85 | 1.501 | 1.444 | 2.1940 | 28.7924% | 1.2634 | 3.4575 |
| 1.00 | 2.00 | 1.783 | 1.688 | 2.6877 | 21.2698% | 1.1433 | 3.8310 |
| 2.00 | 2.25 | 2.315 | 2.136 | 4.1360 | 12.3726% | 1.0235 | 5.1594 |
| 3.00 | 2.35 | 2.549 | 2.330 | 5.3301 | 9.8624% | 1.0513 | 6.3814 |
| 5.00 | 2.50 | 2.924 | 2.637 | 7.6370 | 6.9615% | 1.0633 | 8.7003 |
| 7.00 | 2.65 | 3.329 | 2.963 | 9.9630 | 4.8754% | 0.9715 | 10.9344 |

En las Figuras 10 y 11 se presenta, como ilustración, el cálculo para M=5. Los valores óptimos se estimaron gráficamente, aproximando el valor de B a los 0.05m más cercanos.

Es de notar que para B < 0.65m la curva de Ict vs B o vs Fs ya no presenta mínimos

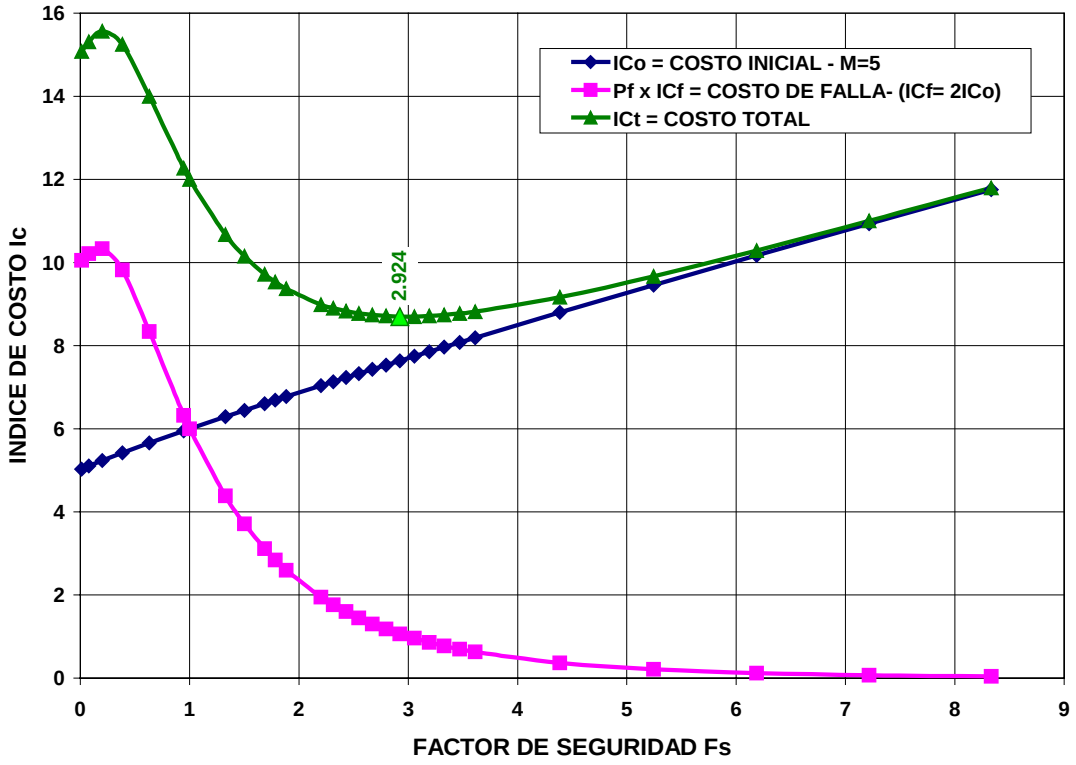


**FIGURA 10- EJEMPLO- Ic vs Fs- Optimización para M=5**

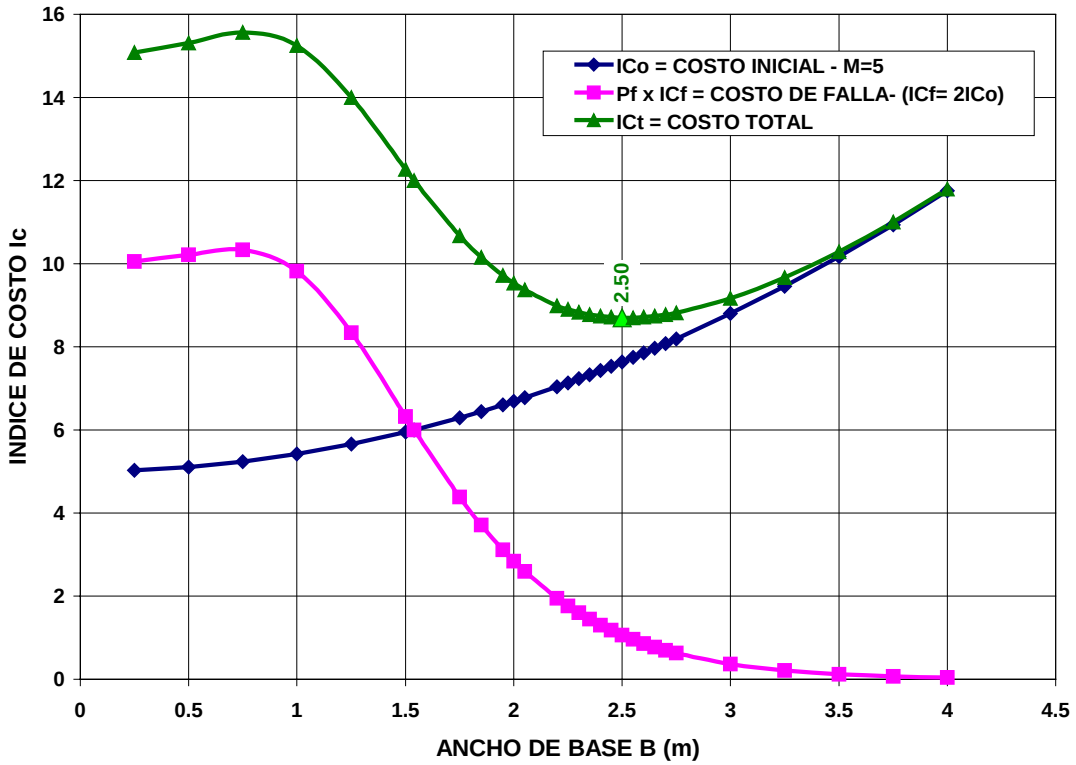


**FIGURA 11- EJEMPLO- Ic vs B- Optimización para M=5**

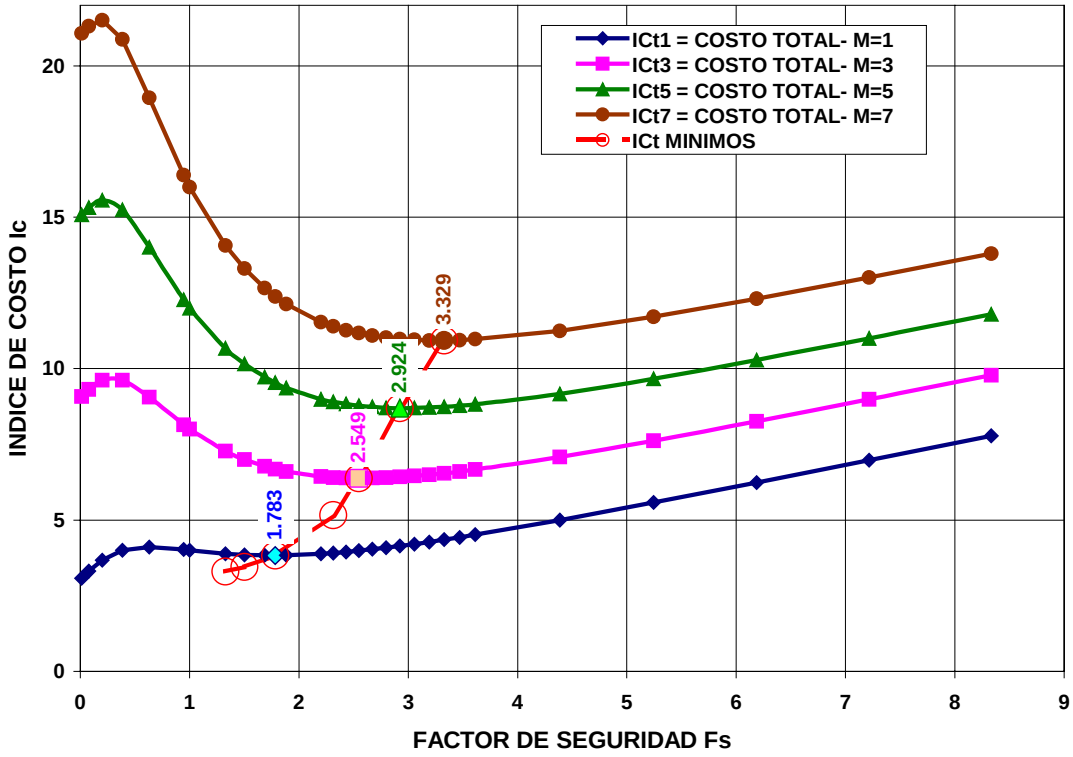


**FIGURA 12- EJEMPLO- Ic vs Fs- Valores óptimos**

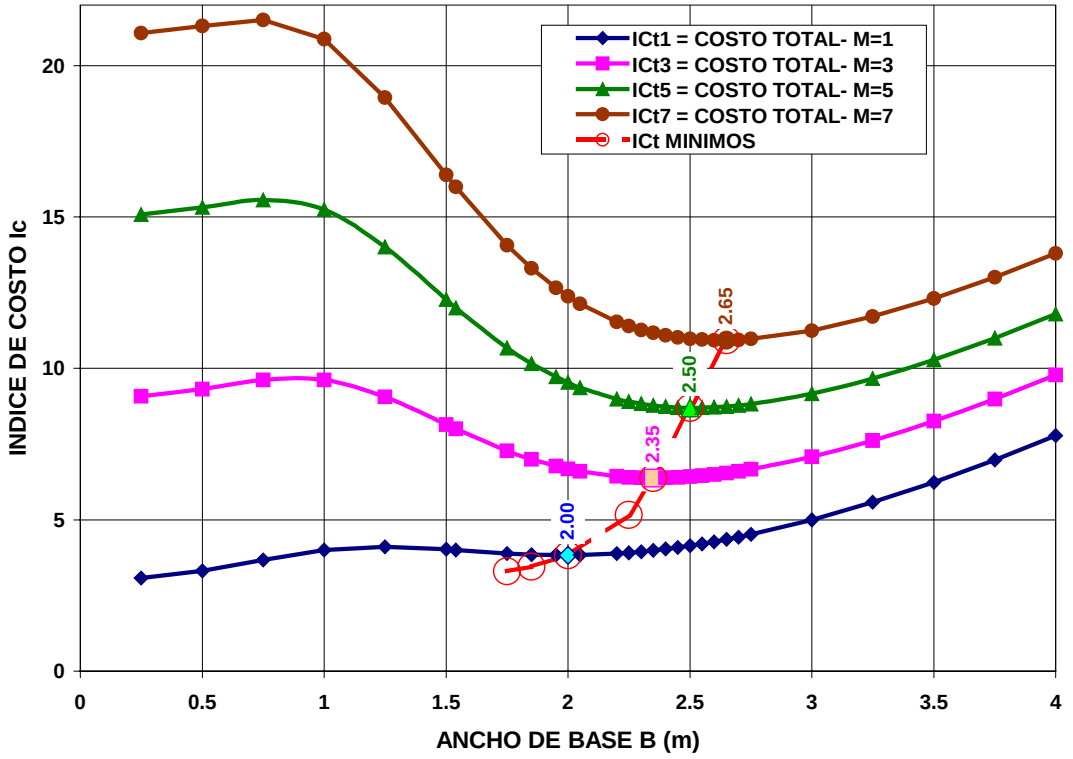


**FIGURA 13- EJEMPLO- Ic vs B- Valores óptimos**

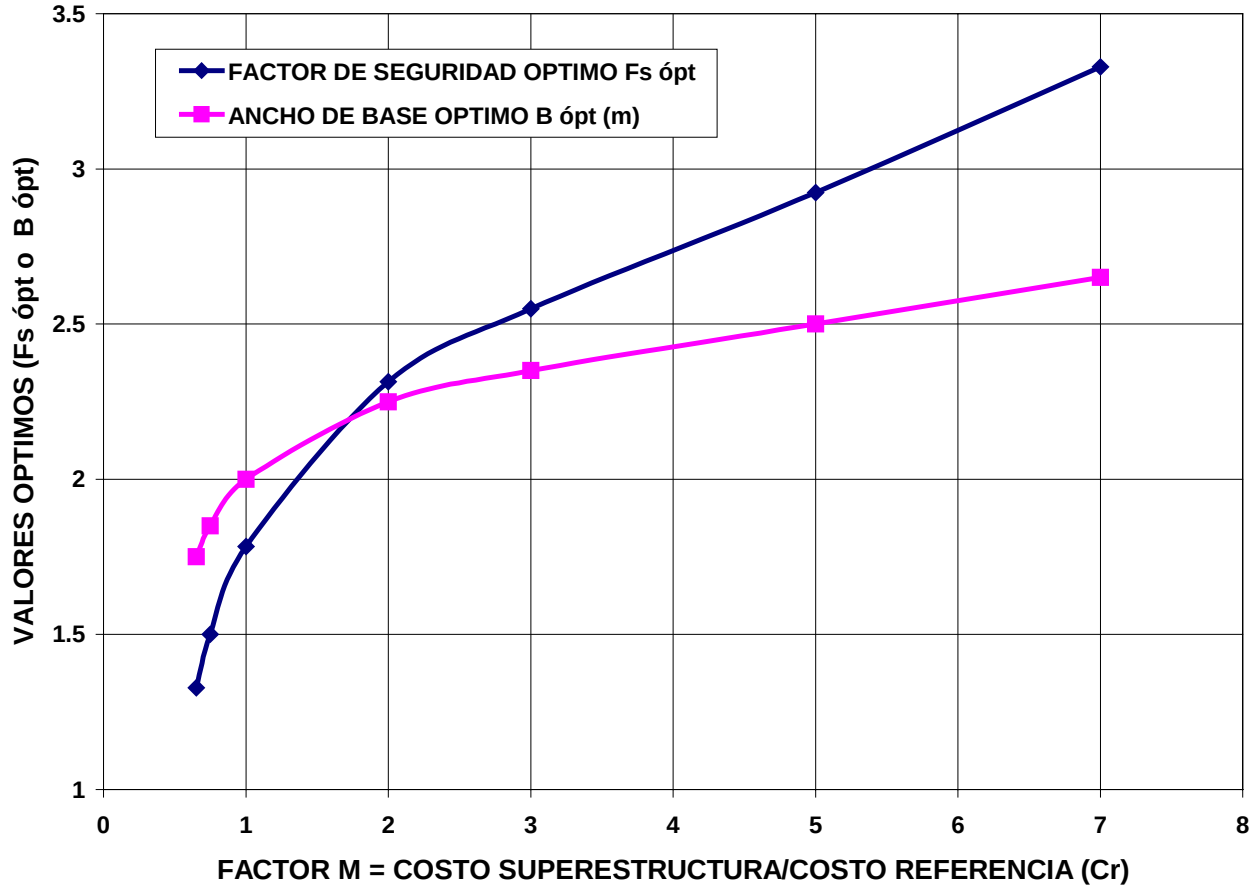


**FIGURA 14- EJEMPLO- Óptimos de Fs y B contra Costo Relativo de Superestructura M**

Con relación a esta optimización se puede anotar lo siguiente:

a) Es posible, con las herramientas de cálculo actuales, evaluar procesos de simulación y de optimización en forma relativamente sencilla.
b) Es posible ajustar una distribución lognormal al Factor de Seguridad Central cFs, aunque sobreestima, conservativamente para este ejemplo, las probabilidades de falla para cFs > 2.
c) Las probabilidades de falla son altas, pues, además de lo anterior, se adoptaron coeficientes de variación relativamente altos.
d) Puede haber valores máximos de los parámetros (en este caso Bmáx=0.65m), por debajo de los cuales no se puede hacer la optimización.
e) Los valores mínimos de costos Ict mín son siempre crecientes con la seguridad Fs, como es de esperar.
f) Los valores óptimos de Fs o B no crecen linealmente con los costos, en especial para valores bajos de Fs.

## 4.4 SOLUCION CON CODIGOS

### 4.4.1 Formulación de Factores Parciales

Los factores para cargas se denominan por $\gamma c$ mientras que los factores de resistencia se toman como $\Phi r = 1 / \gamma r$.

Para capacidad portante se toma $\gamma R$ = FsN = factor de seguridad nominal:

Además de los cálculos con los códigos se han adicionado dos casos:

AJGG1- $\Phi c' = \Phi \phi' = 1.25$ AJGG2- $\Phi c' = \Phi \phi' = 1.50$

Se emplean los siguientes códigos:

a) NSR98 como referencia
b) EUROCODE con todos sus 5 casos
c) Norma Alemana DIN 1054 con sus dos versiones: 1997 y 2003
d) AASHTO 2004 como si los valores de resistencia fueran tomados de datos de laboratorio o inidrectos de SPT.
e) Formulación de Brinch Hansen
f) Formulación de Meyerhof, con valores mínimos, promedios y máximos.
g) Formulación de Hueckel, con valores mínimos, promedios, máximos y aplicado al ejemplo
h) Formulación del Autor, empleando sólo factores de resistencia de 1.25 y 1.50.

Los factores parciales empleados son:

**Tabla 9- EJEMPLO- FACTORES PARCIALES DE CODIGOS**

| CODIGO | $\gamma G$ | $\gamma Q$ | $\Phi\gamma$ | $\Phi\phi'$ | $\Phi c'$ | FsN |
|---|---|---|---|---|---|---|
| NSR98 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 2.000 |
| EUROCODE7-DA1-1 | 1.350 | 1.500 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| EUROCODE7-DA1-2 | 1.100 | 1.300 | 1.000 | 0.800 | 0.800 | 1.000 |
| EUROCODE7-DA2-1 | 1.350 | 1.500 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.400 |
| EUROCODE7-DA3-1 | 1.350 | 1.500 | 1.000 | 0.800 | 0.800 | 1.000 |
| EUROCODE7-DA3-2 | 1.100 | 1.300 | 1.000 | 0.800 | 0.800 | 1.000 |
| DIN-1054-1997 | 1.350 | 1.500 | 1.000 | 0.800 | 0.625 | 1.400 |
| DIN-1054-2003 | 1.350 | 1.500 | 1.000 | 0.800 | 0.800 | 1.400 |
| AASHTO-2004-LAB | 1.300 | 1.750 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.667 |
| AASHTO-2004-SPT | 1.300 | 1.750 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 2.857 |
| BRINCH HANSEN | 1.000 | 1.500 | 1.000 | 0.833 | 0.500 | 1.000 |
| MEYERHOF MIN | 1.000 | 1.200 | 1.000 | 0.769 | 0.769 | 1.000 |
| MEYERHOF PRM | 1.000 | 1.350 | 1.000 | 0.714 | 0.714 | 1.000 |
| MEYERHOF MAX | 1.000 | 1.500 | 1.000 | 0.667 | 0.667 | 1.000 |
| HUECKEL MIN | 1.000 | 1.000 | 0.952 | 0.952 | 0.952 | 1.050 |
| HUECKEL PRM | 1.050 | 1.050 | 0.691 | 0.691 | 0.691 | 1.185 |
| HUECKEL MAX | 1.100 | 1.100 | 0.501 | 0.501 | 0.501 | 1.331 |
| HUECKEL EJEMPLO | 1.000 | 1.050 | 0.907 | 0.751 | 0.601 | 1.158 |
| AJGG-1 FsSuelo=1.25 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.800 | 0.800 | 1.000 |
| AJGG-2 FsSuelo=1.50 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 0.667 | 0.667 | 1.000 |

Se observa que tan sólo la formulación de Hueckel tiene factores parciales para pesos unitarios, ya que, luego de numerosas discusiones, en todos los códigos se ha adoptado este factor parcial igual a la unidad.

### 4.4.2 Resultados

Con el cálculo de B según los códigos es posible obtener valores de: (Tabla 10)

a) Fs usual (Figura 15), ancho B teórico (Figura 16) y ancho B de diseño Bdis (Figura 17).
b) Costo del cimiento, relativo a la NSR98 (Figura 18).
c) Costo total mínimo Mm=Ict mín, si Bdis = Bópt. Es decir el costo total mínimo optimizado que se puede conseguir (Figura 19) y su valor relativo a la NSR98 (Figura 20).

**Tabla 10- EJEMPLO-DIMENSIONAMIENTO SEGÚN CODIGOS**

| CODIGO | Fs Usual | Bteórico (m) | Bdiseño (m) | Icm/ IcmNSR98 | Ict mín=Mm (Cr) | Mm/ MmNSR98 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| NSR98 | 2.000 | 2.106 | 2.10 | 1.00 | 1.40 | 1.00 |
| EUROCODE7-DA1-1 | 1.470 | 1.833 | 1.85 | 0.78 | 0.75 | 0.54 |
| EUROCODE7-DA1-2 | 2.613 | 2.376 | 2.40 | 1.31 | 3.67 | 2.62 |
| EUROCODE7-DA2-1 | 2.056 | 2.133 | 2.15 | 1.05 | 1.60 | 1.14 |
| EUROCODE7-DA3-1 | 3.040 | 2.544 | 2.55 | 1.47 | 5.67 | 4.05 |
| EUROCODE7-DA3-2 | 2.613 | 2.376 | 2.40 | 1.31 | 3.67 | 2.62 |
| DIN-1054-1997 | 4.773 | 3.116 | 3.15 | 2.25 | 13.67 | 9.76 |
| DIN-1054-2003 | 4.255 | 2.959 | 2.95 | 1.97 | 11.00 | 7.86 |
| AASHTO-2004-LAB | 2.768 | 2.439 | 2.45 | 1.59 | 4.33 | 3.10 |
| AASHTO-2004-SPT | 4.722 | 3.101 | 3.10 | 2.57 | 13.00 | 9.29 |
| BRINCH HANSEN | 3.237 | 2.617 | 2.65 | 1.59 | 7.00 | 5.00 |
| MEYERHOF MIN | 2.703 | 2.413 | 2.45 | 1.36 | 4.33 | 3.10 |
| MEYERHOF PRM | 3.684 | 2.774 | 2.80 | 1.78 | 9.00 | 6.43 |
| MEYERHOF MAX | 4.852 | 3.139 | 3.15 | 2.25 | 13.67 | 9.76 |
| HUECKEL MIN | 1.335 | 1.755 | 1.75 | 0.69 | 0.65 | 0.46 |
| HUECKEL PRM | 6.407 | 3.556 | 3.55 | 2.86 | 19.00 | 13.57 |
| HUECKEL MAX | 25.147 | 6.598 | 6.60 | 9.88 | 59.67 | 42.62 |
| HUECKEL EJEMPLO | 5.125 | 3.217 | 3.25 | 2.40 | 15.00 | 10.71 |
| AJGG-1 FsSuelo=1.25 | 2.069 | 2.139 | 2.15 | 1.05 | 1.60 | 1.14 |
| AJGG-2 FsSuelo=1.50 | 3.452 | 2.694 | 2.70 | 1.65 | 7.67 | 5.48 |

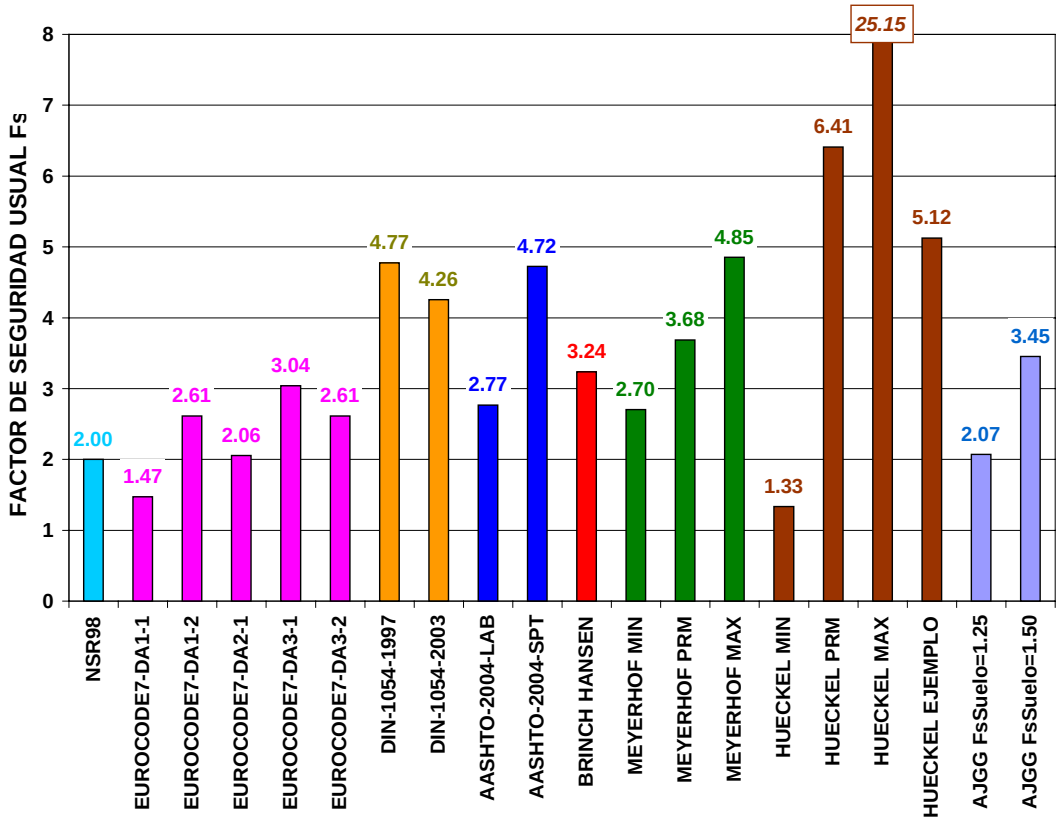


**FIGURA 15- EJEMPLO- CODIGOS - Fs Usual**

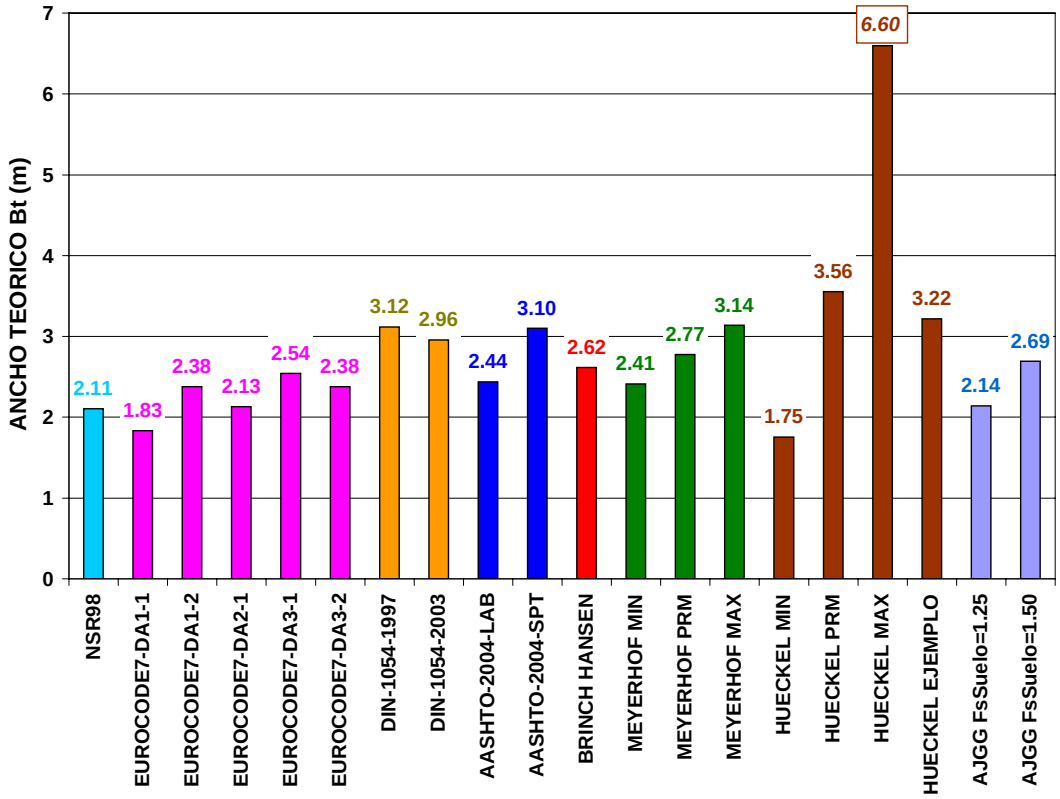


**FIGURA 16- EJEMPLO- CODIGOS - Ancho Teórico Bt (m)**

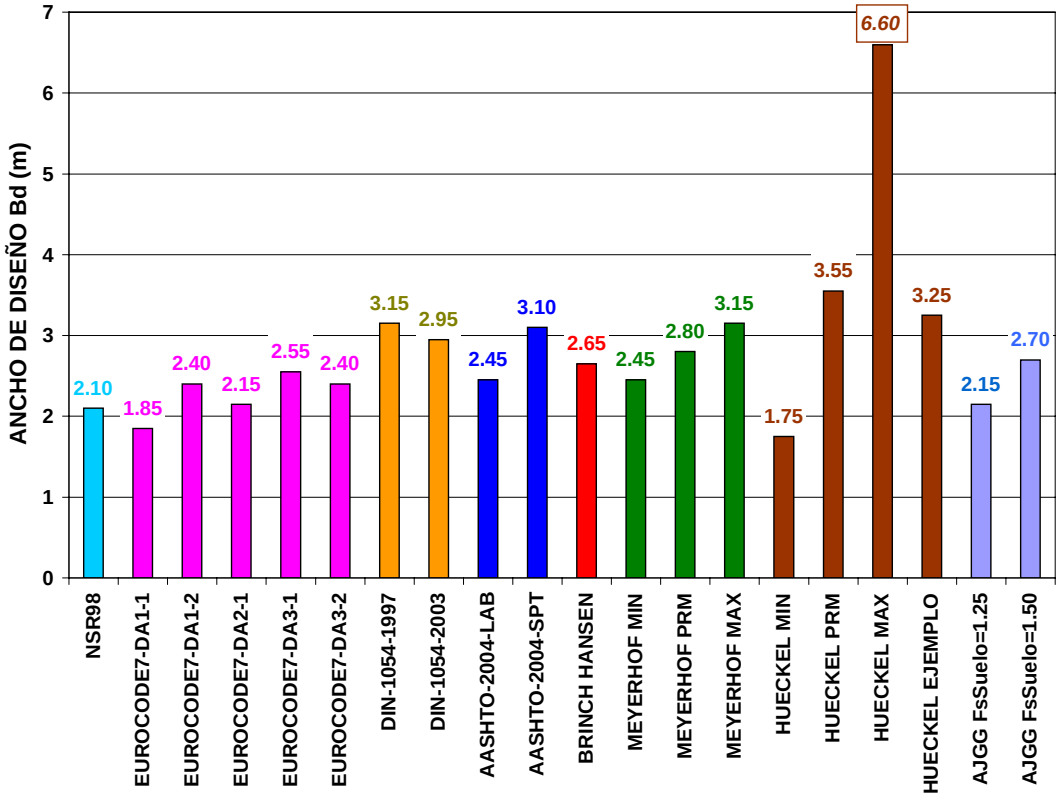


**FIGURA 17- EJEMPLO- CODIGOS - Ancho de Diseño Bd (m)**

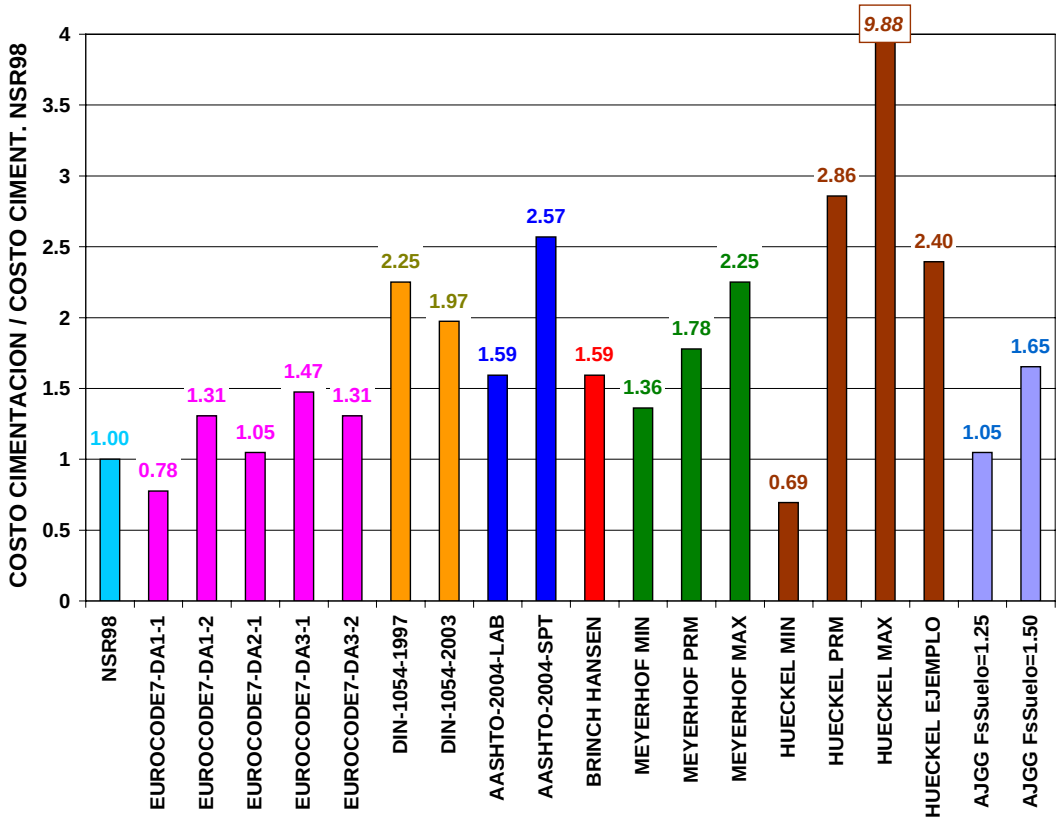


**FIGURA 18- EJEMPLO- CODIGOS - Costo de Cimentación Relativo a NSR98**

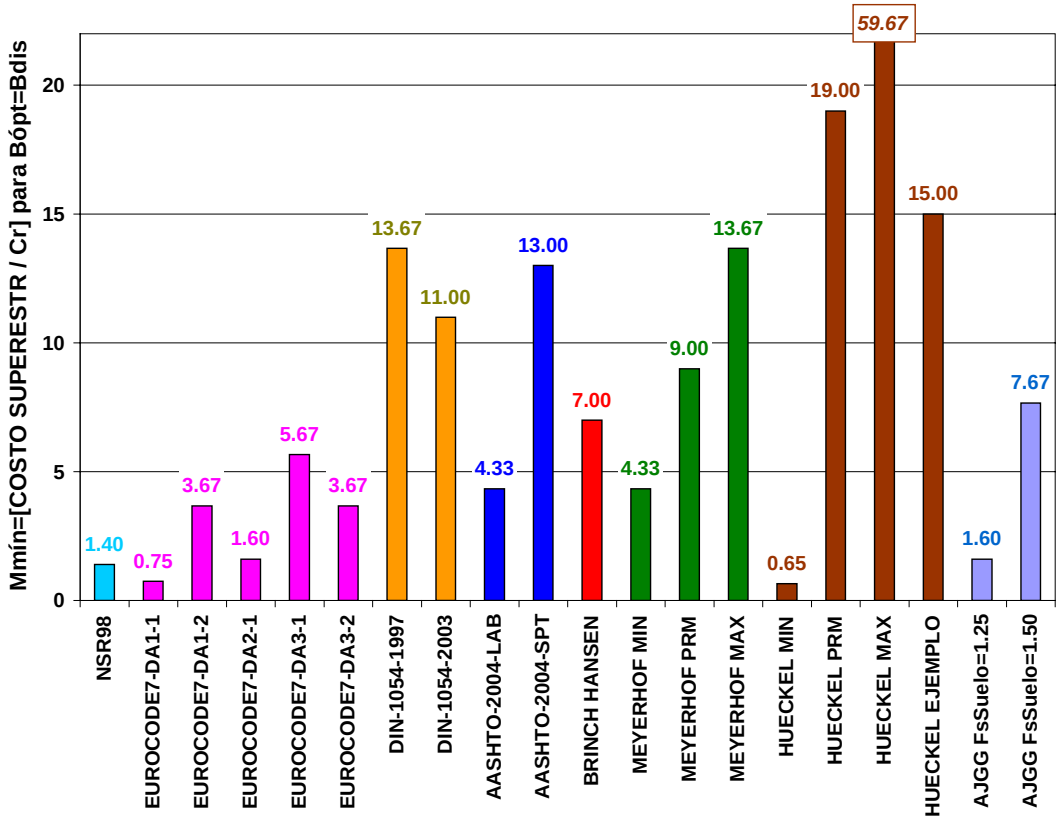


**FIGURA 19- EJEMPLO- CODIGOS - Indice de Costo Total Mínimo Mmín**

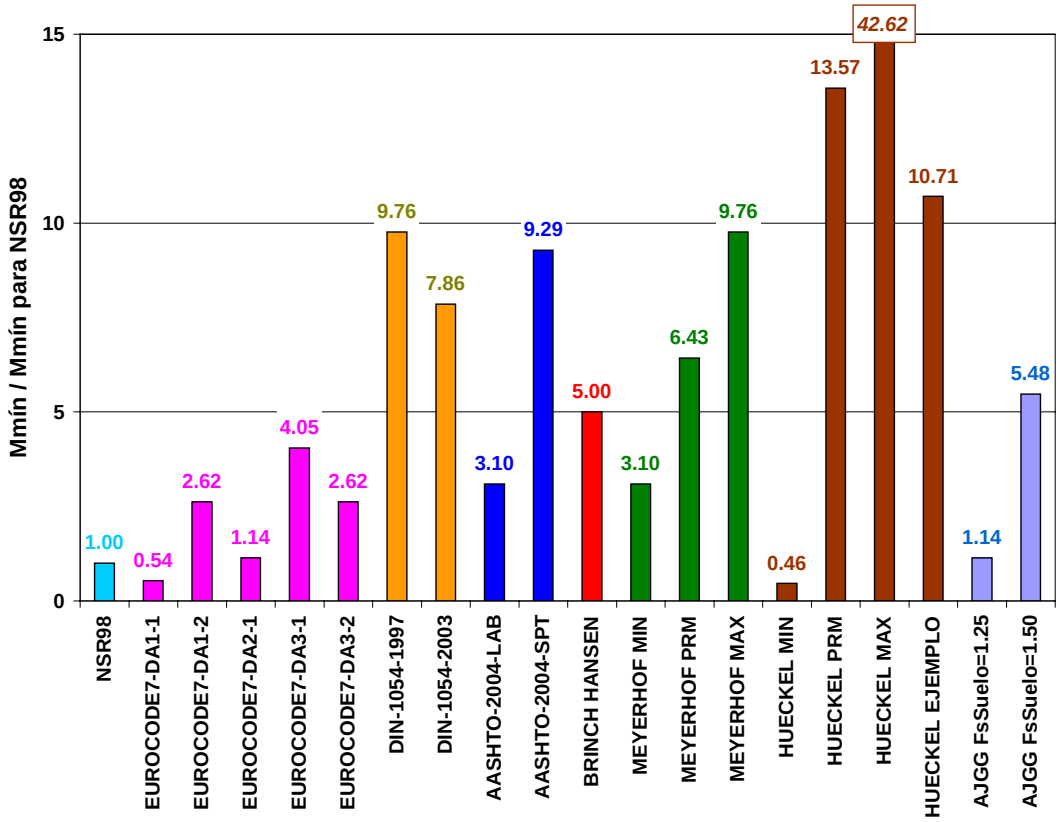


**FIGURA 20- EJEMPLO- CODIGOS - Costo Total Mínimo Mmín Relativo a NSR98**

De todos estos indicadores se puede concluír, lo siguiente:

a) Los valores máximo y minimo de todos los indicadores, para todos los casos, incluídos los códigos, los presenta la formulación de Hueckel.
b) Salvo por la formulación de Hueckel, en ningún caso Fs supera 5.0, ni Bd es mayor de 3.15m
c) Los valores mínimos de Hueckel y los de EUROCODE DA1-1 se acercan
d) Los valores de NSR98, EUROCODE DA2-1 y AJGG-1 son casi coincidentes.
e) Los valores de EUROCODE-DA1-2 y DA3-2 (que son iguales) se parecen al mínimo de Meyerhof y los de AASHTO2004-LAB.
f) Los valores de EUROCODE-DA1-3, Brinch Hansen, AJGG-2 y Meyerhof medio son cercanos.
g) Finalmente los valores de DIN1054-2003 se asemejan a los valores de AASHTO2004-SPT, a los de DIN1054-1997 y al máximo de Meyerhof.
h) En consecuencia, excluyendo los valores promedio y máximo de Hueckel, hay cinco grupos, con los siguientes promedios (Figuras 21 y 22)

| GRUPO | Intervalo de Fs | No de Datos | Fs Usual | Bteórico (m) | Bdiseño (m) | Icm/ IcmNSR98 | Ict mín=Mm (Cr) | Mm/ MmNSR98 | CV (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| GRUPO A | Fs<2.0 | 2 | 1.403 | 1.794 | 1.80 | 0.73 | 0.70 | 0.50 | 6.82% |
| GRUPO B | 2.0≤Fs<2.5 | 3 | 2.042 | 2.126 | 2.15 | 1.05 | 1.60 | 1.14 | 1.80% |
| GRUPO C | 2.5≤Fs<3.0 | 4 | 2.674 | 2.401 | 2.40 | 1.31 | 3.67 | 2.62 | 2.83% |
| GRUPO D | 3.0≤Fs<4.0 | 4 | 3.353 | 2.657 | 2.70 | 1.65 | 7.67 | 5.48 | 8.27% |
| GRUPO E | 4.0 ≤Fs | 4 | 4.650 | 3.079 | 3.10 | 2.18 | 13.00 | 9.29 | 5.78% |

i) El grupo con menor dispersión (1.80%) es el Grupo B, que incluye a la NSR98, EUROCODE DA2-1 y AJGG-1, con Fs promedio de 2.04.

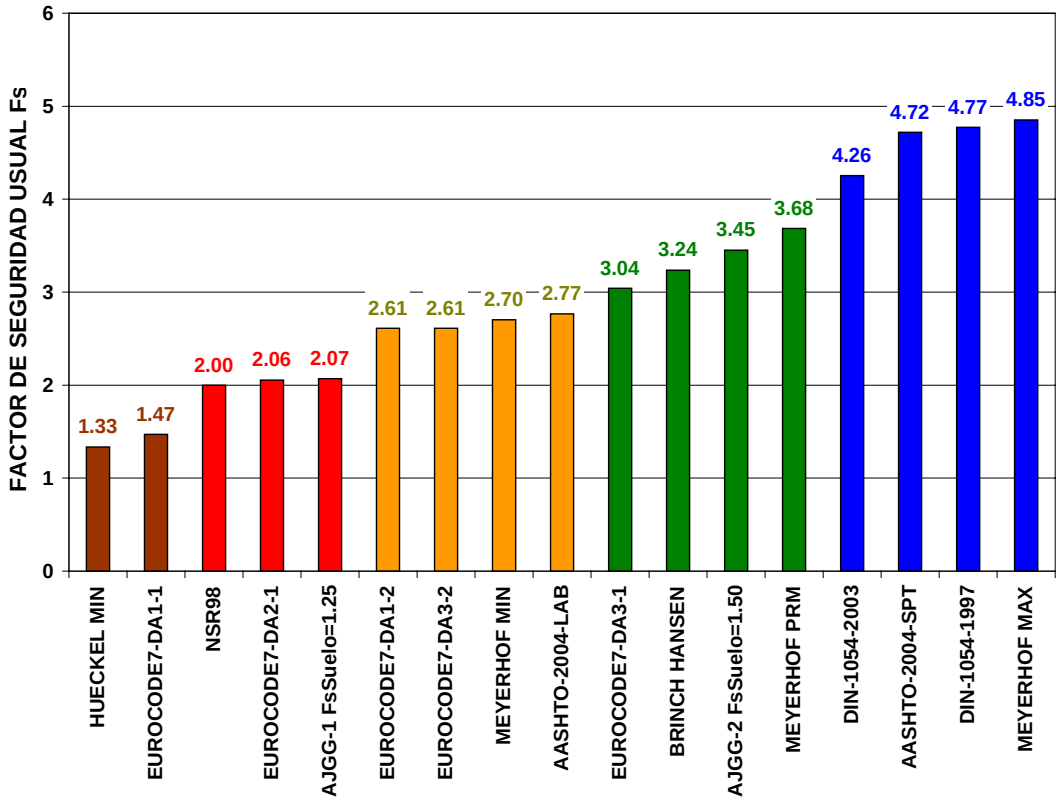


**FIGURA 21- EJEMPLO- CODIGOS - GRUPOS - Fs Usual**

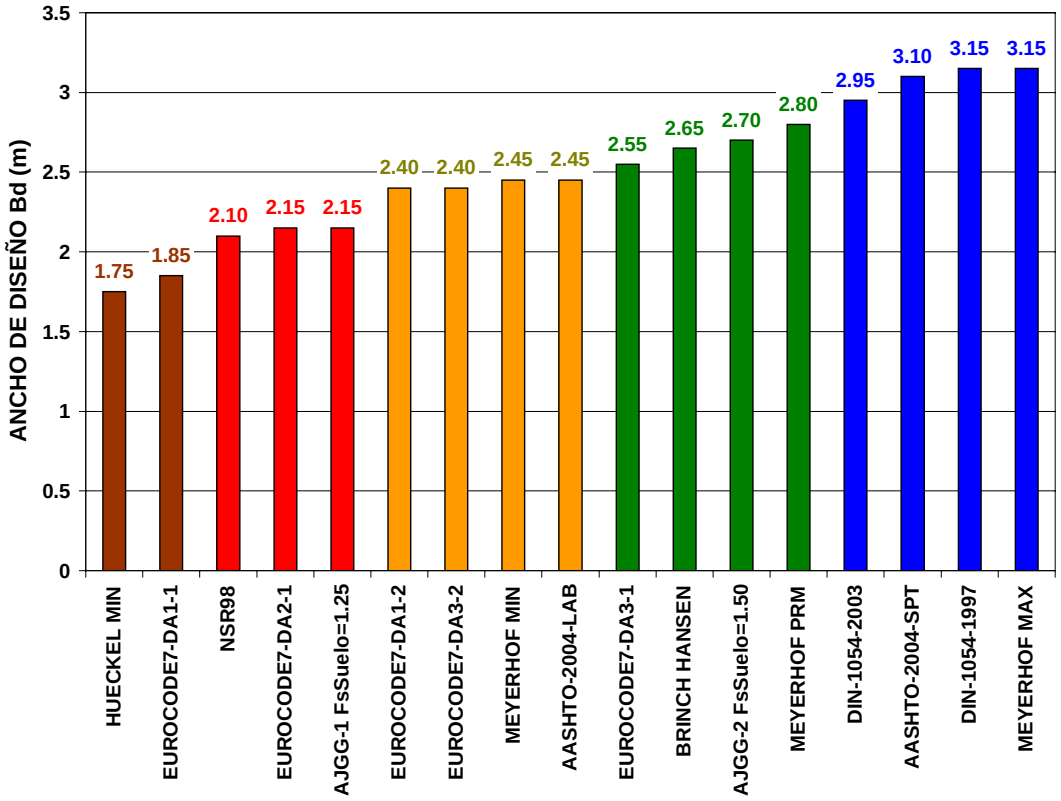


**FIGURA 22- EJEMPLO- CODIGOS - GRUPOS - Ancho de Diseño Bd (m)**

## 5.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES

Muchas ya se han indicado en el texto y acá sólo se colocan las mas importantes:

A) Los Factores Parciales permiten un análisis más detallado de los diferentes parámetros que intervienen en los diseños.
B) Sin embargo su calibración, especialmente en Geotecnia, no es nada sencilla y hasta ahora, salvo contados casos, aún no se ha hecho con el rigor requerido.
C) Esta calibración usualmente se ha llevado a cabo contrastando los resultados de diseños con Factores Parciales con aquellos obtenidos de la práctica corriente, la cual no había usado los factores parciales, por lo que es fácil caer en una tautología técnica.
D) Por lo anterior, el sólo hecho de usar Factores Parciales no garantiza en ninguna forma que se van a optimizar los diseños. Es decir no se puede decir que por sólo cambiar el método de evaluar la seguridad, se van a obtener obras más económicas o más seguras.
E) La adopción de códigos exógenos al medio, sin el debido examen y en especial en la Geotecnia, que involucra el entorno físico-geológico y ambiental local, puede llevar a extremos de sobrecostos o inseguridades exagerados, ambos altamente inconvenientes.
F) Lo anterior no quiere decir que no se deba avanza en el contexto de la optimización de los diseños de ingeniería, pero el proceso de su adopción siempre será largo, complicado y costoso, por lo cual el resultado debe ser suficientemente atractivo desde el punto de vista de seguridad y economía para que se justifique plenamente el emprender este camino,
G) Dado que ya hay una experiencia previa, en especial con el Código Europeo que ya lleva 20 años de proceso, hay que examinar con cuidado toda esta documentación y planear una estrategia de investigación y adaptación de las Normas existentes al nuevo.
H) Si se le preguntara al Autor cual de las cinco opciones del EUROCODE recomendaría para Colombia, podría caer, luego del ejercicio presentado en este artículo, en la tentación de decir que el Método DA2-1, que resulta muy similar a la NSR98. Pero esto sería una irresponsabilidad, pues con un solo ejemplo no es posible generalizar a toda la gran problemática del diseño geotécnico.
I) La profesión geotecnica colombiana, como la de otras muchas latitudes, incluídos los EE.UU. y Europa, no está preparada para adoptar el uso rutinario de métodos probabilísticos de diseño. Como ejemplo, la Resolución 364 de la DPAE (2000) para Bogotá, que involucra evaluaciones probabilísticas de amenazas y riesgos, ha tenido ingentes dificultades en su aplicación y generalización.
J) Entonces las Universidades deben involucrar dentro de sus programas académicos el diseño probabilístico y la optimización de obras, como asunto rutinario dentro del programa de Ingeniería Civil y además deben ofrecer cursos de actualización profesional sobre el tema.
K) Corresponde también a las Universidades la investigación y a la Industria y los entes gubernamentales la financiación de proyectos que resulten en métodos sencillos para poder llegar a la optimización deseada de las obras de ingeniería e indudablemente un camino son los factores parciales, pero debidamente calibrados.
L) Se puede iniciar con un esquema similar al de Hueckel, en el cual los códigos asignen los factores parciales, luego de los resultados calibrados obtenidos de las Universidades.
M) Finalmente se recomienda nuevamente no importar indiscrimidamente códigos de otras latitudes, sin siquiera contrastarlos con la práctica local que haya sido exitosa.

**ALVARO J. GONZALEZ G.**
Bogotá, Mayo de 2006

**REFERENCIAS:**


**ABRAMOWITZ, M.; STEGUN, I. (1972)-** *Handbook of Mathematical Functions*- 10th Printing - National Bureau of Standards - USA -Dover 9th Printing - 1046pp

**ANG, A.H.S.; TANG, W.H. (1984)**- *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*- Vol.II- Decision, Risk and Reliability- 562 pp.- John Wiley & Sons.

***@RISK - Risk and Decision Analysis Solutions-*** Palisade Corporation **-** www.palisade.com

**ASIMOW, M. (1962)**- *Introduction to Design* - Prentice-Hall- N.J.

**BARRETO, D. (2004)-** *Diseño de Estructuras Geotécnicas según el Eurocódigo 7 y Otros Códigos Internacionales*- X Congreso Colombiano de Geotecnia SCG - Vol. 1 - pp.367-374 - Paipa, Agosto 2004

**BOND, A. (2005)** - Eurocode is Coming - *.pdf- www.geocentrix.co.uk/eurocode7

**BOLTON, M.D. (1993)-** What are Partial Factors For ? - Proceedings Intl Symposium on LSD-1993 - DGF- Bulletin 10 No 3 pp 565 -583

**CANEPA, Y. ; BIGOT G. ; FRANK, R. (2005)-** *Eurocode 7 - EN 1997 « Calcul géotechnique* » - *.ppt **-** CIFP Tours- 28 & 29 avril 2005 - Eurocode 7.

**CCDSP (1995)-** *Código Colombiano de Diseño Sismico de Puentes* - AIS- Ministerio de Transporte - Instituto Nacional de Vías- 1995

**DPAE (2000)-** *Resolución 364 de 2000- Términos de Referencia para Estudios Detallados de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Fenómenos de Remoción en Masa*- Dirección de Prevención y Atención de Desastres de Bogotá D.C. - Imprenta Distrital -Octubre 2000 -11pp

**DRISCOLL R.; SIMPSON B. (2001)** - *EN1997 Eurocode 7: Geotechnical Design* - Proceedings of ICE- Civil Engineering 144- November 2001- pp 49–54 Paper 12644

**FHWA (1995)-** *Load and Resistance Factor Design for Highway Bridges- Version 3.01* - NHI Course No 13061 - Publication FHWA-HI-95-017- December 1995

**FHWA (1999)-** *Geotechnical Engineering Practices in Canada and Europe*- Report FHWA-PL-99-013 - 90pp- March, 1999 - www.international.fhwa.dot.gov

**FRANK, R. (2001)-** *L'Eurocode 7 : la géotechnique à l'heure européenne*- *.ppt- Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols- C.E.R.ME.S (ENPC-LCPC)

**FREUDENTHAL, A.M. (1945**)- *The Safety of Structures* - Proceedings ASCE- Vol.71 pp.1157-1191.

**GALLASCH, K.; KOEPKE, CH. (2004)-** *DIN 1054- Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*- Seminarveranstaltung des VSVI Mecklenburg Vorpommern- *.ppt- Linstow, .2004

**GONZALEZ G., A.J. (1974)-** *Safety Factors: A Conceptual Review* - Tesis M.Sc.- Imperial College of Science and Technology, University of London, Londres, 1974

**GONZALEZ, A.J. (1987)**- *Capacidad Portante Crítica en Cimientos Superficiales* - Ingeniería e Investigación No. 14, pp. 3-9 - Fac. Ing. U.Nal, 1987- . también en III Simposio Colombiano de Geotecnia - SCG- Bogotá, 1978.

**GONZALEZ G., A.J. (1992)**- *Evaluación de Riesgo en Geotecnia* - IV Conferencia Gustavo Maldonado L. - VII Jornadas Geotécnicas - SCI - Bogotá, Octubre 1992.

**GONZALEZ G., A.J. (1999a)-** *Riesgos en Obras de Infraestructura* - CPC - 2o. Seminario - Controles en los Procesos Constructivos de las Obras Civiles - Gobernación del Valle -PNUD - Junio, 1999- Vol. 1 - pp. 19-32

**GONZALEZ G., A.J. (1999b)-** *Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT* **-** X Jornadas Geotécnicas - SCI - SCG - Bogotá - Noviembre 3 a 5 de 1999

**GONZÁLEZ, A.J.; MILLÁN, J. (2005)-** *Landslide Hazard Evaluation for Bogota, Colombia* - en **Hungr et al (Eds), 2005** - pp 475-485

**GUEVARA Z., J.C.; ROMERO A., C.A. (2002)-** *Comparación de las Deformaciones en Tablestacas Diseñadas bajo las Normas Eurocode 7 y las Recomendaciones de la EAB*- Resumen de Tesis- UniAndes Bogotá

**HANSEN, J.B. (1956)**- *Limit Design and Partial Safety Factors in Soil Mechanics*- Danish Geotechnical Institute Bulletin No. 1

**HANSEN, J.B. (1965)-** *The Philosophy of Foundation Design: Design Criteria, Safety Factors and Settlement Limits*- Lecture- Duke University Symposium on Foundations- Raleigh, N.C., pp. 9-13 Discussion- pp. 88-89

**HARR, M.E. (1987)-** *Reliability Based Design in Civil Engineering* - 290pp.- McGraw Hill

**HOEK, E.; LONDE, P. (1974)**- *The Design of Rock Slopes and Foundations- General Report on Surface Rock Structures* - 3rd Congress on Rock Mechanics- ISRM - Denver - Sept 1974

**HONJO, Y.; KUSAKABE, O.; MATSUI, K.; KOUDA, M.; POKHAREL, G.; Editors (2002)-** *Foundation Design Codes*- Proceedings of the International Workshop on Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance Based Design - **IWS KAMAKURA 2002**- 10-12 Abril 2002- 459pp- A.A. Balkema- 2002

**HUECKEL, S. (1968)-** *Détermination du Coefficient de Sécurité dans le Domaine de la Mécanique des Sols et des Fondations* - Annales de L´Institut du Batiment et des Travaux Publics- 21éme Année - No. 245 - pp.825-833- Mai 1968.

**HUNGR, O.; FELL, R.; COUTURE, R.; EBERHARDT, E.- Editors- (2005)-** *Landslide Risk Management*- Proceedings of the International Conference- Vancouver, Canada -31 May-June 4- 764pp. - A.A. Balkema

**MAGNAN, J.P. (2005) -** *L'élaboration de l'Eurocode 7***-** *.ppt **-** Séance Technique CFMS-CFMR: 26 janvier 2005- Eurocode 7 : Calcul géotechnique

**MEYERHOF, G.G. (1970)-** *Safety Factors in Soil Mechanics*- Canadian Geotechnical Journal - Vol 7- pp. 349-355

**NCHRP (2004)**- *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations* - NCHRP Report 507- 76pp- National Cooperative Highway Research Program- Transportation Research Board- Washington D.C.- USA, 2004- www.trb.org

**PLUMELLE, C. (2005)-** *Une application du calcul des écrans de soutènement selon l 'EC7-1-*.ppt*- EC7-1/Ecrans - CFMSG 26 janvier 2005.

**PUGSLEY, A.G. (1966)**- *The Safety of Structures* - Edward Arnorld, London- 156pp.

**RANKINE, W.J.M. (1858)**- *A Manual of Applied Mechanics*- 3rd. Ed.- Charles Griffin & Co., London, 1864

**ROSENBLUETH, E. (1975)-** *Point Estimates for Probability Moments* - Proceedings National Academy of Sciences - USA - Vol 72 No. 10

**SANCHEZ S., M (2005)**- *Introducción a la Confiabilidad y Evaluación de Riesgos* - Edciiones Uniandes- 467pp- Bogotá

**SHEIKH I., F.I. (2004)**- *LRDF, The USA´s Innovative Bridge Design Specifications*- FHWA- 2004

***SIMTOOLS-*** *Monte Carlo Simulation and Risk Analysis in Spreadsheets***-** Roger B. Myerson - University of Chicago- http://home.uchicago.edu/~rmyerson/addins.htm

**STEENFELT, J.S. (2002)-** *Use and Abuse of the Bearing Capacity Formula* - 8pp- Presentado a IWS Kamakura 2002- (ver Honjo et al, 2002)

**VESIC, A. (1975)**- *Bearing Capacity of Shallow Foundations*- Capítulo 3 - Foundation Engineering Handbook, Winterkorn & Fang, 1st Ed.- pp 121-147 - Van Nostrand, N.Y