

Aplicación de la teoría de seguridad al diseño de cimentaciones en arenas. Chequeo de linealidad

Application of the safety theory to the design of foundations in sands. Checkup of the linear limit

Ana Virginia González Cueto Vila*, Gilberto Quevedo Sotolongo*

* CIDEM, Facultad de Construcciones, Universidad Central de Las Villas. Santa Clara, Villa Clara, CUBA
ana@fc.uclv.edu.cu

Fecha de recepción: 07/02/2007
Fecha de aceptación: 05/06/2007
PAG. 81 - 88

Resumen

En el presente trabajo se realiza el análisis de la seguridad para el diseño de cimentaciones superficiales en arenas por el método de los Estados Límites, a través de la aplicación de la Teoría de la Seguridad, llegando al reajuste de los coeficientes de seguridad establecidos en la Norma Cubana actual. En específico se valora el chequeo de la Presión Límite de Linealidad, logrando establecerse un análisis comparativo entre los resultados que se obtienen con los coeficientes de seguridad actuales y los propuestos en este trabajo, evidenciándose que con estos últimos se logran diseños más racionales.

Palabras Clave: Cimentaciones superficiales, suelos arenosos, teoría de seguridad, coeficientes de seguridad, estados límites, diseño geotécnico

Abstract

This paper deal with the design of shallow foundations on sands by using the Limit State Method. The Safety Theory is applied in order to obtain the safety coefficients needed for the design on friction soils. The Checkup of the Pressure Linear Limit is implemented, and the results obtained are compared with the safety coefficients of the Cuban Standard. The coefficients obtained in this work make possible more economic designs.

Keywords: Shallow foundation, sand soils, safety theory, safety coefficient, limit state, geotechnical design

1. Introducción

En el desarrollo histórico de la ingeniería y en particular de la geotecnia se han utilizado distintos métodos de diseño, (Becker, 1996; Quevedo, 1987), donde han cambiado en lo fundamental la forma de introducir la seguridad en el mismo, siendo los siguientes:

- Método de la Esfuerzos Admisibles. (MEA)
- Método del Factor de Seguridad Global. (MFSG)
- Método de los Estados Límites. (MEL)

Este trabajo tiene como objetivo la aplicación de la Teoría de Seguridad al diseño geotécnico de cimentaciones superficiales por el 2^{do} Estado Límite, para la obtención de los coeficientes de seguridad requeridos en arenas, o suelos friccionales.

Es de destacar que lo más relevante es presentar el procedimiento y formulación matemática e ingenieril para la obtención de los coeficientes de seguridad, teniendo siempre presente que las características ingeniero geológicas y los tipos de cargas actuantes en cada territorio determinan la variación de coeficientes de seguridad en países o región.

En este artículo se hace referencia a los suelos friccionales, debido a que los suelos cohesivos fueron estudiados y obtenidos anteriormente (Quevedo, 1987), y el trabajo se centra en el 2^{do} Estado Límite ya que la obtención del sistema de coeficientes para el 1^{er} Estado Límite en suelos friccionales ha sido publicada con anterioridad (González y Quevedo, 2000).



2. Fundamentación teórica

Como resultado de darle un mayor nivel científico al establecimiento de la seguridad requerida en el diseño, surge el MEL. Dentro del diseño estructural su generalización en la práctica se remonta al inicio de la segunda mitad del siglo XX (Allen, 1991; Keldish, 1951), y en la actualidad prácticamente es el único método de diseño utilizado. En 1962 apareció la primera normativa en Rusia de diseño de cimentaciones por estados límites (SNIP II-B.I.62 1962) y posteriormente se ha introducido con éxito en los países de más desarrollo dentro de la geotecnia como Dinamarca, Canadá, Estados Unidos, Australia y los países asiáticos. (Meyerhof, 1970; Day, 1997; Green, 1989, 1991, 1993; Manoliu, 1993; Orr, 1999; Ovesen, 1981, 1991, 1993; SNIP 1984).

Los Estados Límites se definen como las condiciones bajo las cuales una estructura o parte de ella no puede llegar a cumplir las funciones para las cuales fue proyectada. En ninguna circunstancia una estructura, o parte de ella, deberá llegar a la falla para satisfacer uno de los criterios de diseño, de ocurrir esto se dirá que la estructura ha llegado a su estado límite.

En el diseño de las cimentaciones se establecen dos Estados Límites.

1^{er} Estado Límite o Estado Límite Último: definido como el estado donde se garantiza el no fallo parcial o total de la estructura. En este estado se diseña para lograr la resistencia y estabilidad de la estructura, con los valores de cálculo. En el mismo se introducen coeficientes parciales de seguridad para las cargas y las propiedades de los suelos.

2^{do} Estado Límite o Estado Límite de Servicio: en el se garantizan todas las condiciones que puedan afectar la funcionalidad de la estructura. Se chequean factores como las deformaciones totales y diferenciales, en el caso de los suelos, así como la figuración, para elementos de hormigón armado, con los valores de servicio.

En este 2^{do} Estado Límite, al analizar el comportamiento del suelo, primeramente se chequea la Presión Límite de Linealidad, permitiendo que se verifique el comportamiento lineal del mismo; por lo que la ecuación 1, toma la siguiente forma:

$$P \leq R \quad (1)$$

donde:

P - Presión bruta del suelo,

R - Presión Límite de Linealidad del suelo.

Garantizando que se satisfaga el cumplimiento de esta condición, se pueden calcular las deformaciones que en la base de la cimentación por métodos lineales, los cuales son los más empleados tradicionalmente en la actualidad para este fin.

La ecuación de Linealidad se puede expresar como:

$$Y_1 \leq Y_{2\text{Característico}} \quad (2)$$

donde: Y_1 - función de las Presiones que se producen en la base de la cimentación, con sus valores característicos.

$Y_{2\text{Característico}}$ - función de la Presión Límite de comportamiento Lineal del suelo en base de cimentación con sus valores característicos.

En este método se le da respaldo matemático y estadístico a los coeficientes de seguridad, de forma independiente, sin tener en cuenta la interacción entre las cargas y los materiales resistentes, como se muestra en la Figura 1.

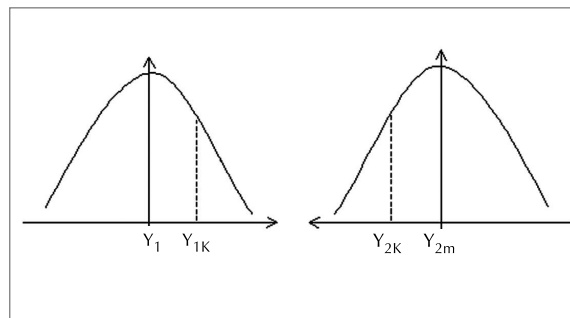


Figura 1. Distribución estadística de las funciones Y_1 y Y_2

La verificación de los coeficientes de seguridad que se introducen en el diseño por el MEL se puede hacer a través de la Teoría de Seguridad o Métodos Probabilísticos, que tienen un respaldo matemático y estadístico eficiente, donde se toman en cuenta elementos importantes que hasta el momento no se habían considerado. Es un hecho, que algunos tipos de cargas son más variables que otras, e igualmente ocurre con las propiedades de los materiales y del suelo, pues algunos se pueden estimar de forma más precisa que otros, y a través de la Teoría de Seguridad, con el empleo de consideraciones de probabilidad y seguridad, y con una base de datos estadísticamente procesada, se pueden obtener los coeficientes parciales de seguridad, teniendo en cuenta la mayoría de las incertidumbres presentes en

el diseño. (Becker, 1996).

En diseños con bases en la Teoría de Seguridad, los parámetros que intervienen son tratados como variables aleatorias. En esta Teoría el nivel de seguridad es definido en términos de probabilidad de falla (Pf), que puede ser calculada directamente si la función de densidad de probabilidad o las curvas de distribución de frecuencias son conocidas; y la misma estará representada como el área sombreada, donde se interceptan las curvas de distribución de frecuencia de las cargas y la resistencia del suelo. (Figura 2)

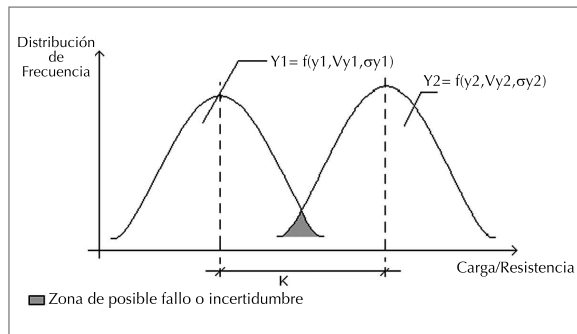


Figura 2. Curvas de distribución de frecuencia de las cargas aplicadas y la resistencia

La Teoría de Seguridad en general, consiste en relacionar el nivel de seguridad (H), que se define como $H=1-P_f$ y depende de todas las variables que intervienen en un diseño en específico y de la forma en que pueden variar dichos parámetros, desde el punto de vista estadístico; con el factor de seguridad general K_{req} , que se ha introducido en el diseño. (Quevedo, 1987, 1988; Oliphant et al., 1988; Becker, 1996).

La ecuación general que rige la teoría de seguridad, es la siguiente:

$$H \geq H^n \quad (3)$$

donde: H^n - Nivel de seguridad del diseño.
 H - Nivel de seguridad en obra.

Para determinar el nivel de seguridad H se parte de considerar la existencia de una interrelación directa entre las funciones Y_1 y Y_2 , como se muestra en la Figura 1. Teniendo siempre presente que las variables que intervienen en el diseño no son deterministas, (v_{y1} y $v_{y2} \neq 0$). (Melli Piralla, 1986).

La Presión Límite de Linealidad en suelos friccionales tiene una influencia significativa, pues es un parámetro que toma valores muy bajos en las arenas respecto a los de la Capacidad de Carga bruta del suelo (q_{br}); y esta ecuación de diseño se hace determinante para estos suelos en múltiples ocasiones. Conociendo esta consideración, es de gran necesidad valorar en su verdadera magnitud cuanto aporta el suelo y no desaprovechar las características físicas y mecánicas que este posee (Juárez y Rico, 1970), para lograr diseños seguros y racionales a la vez.

3. Formulación matemática

Para realizar el ajuste de los coeficientes de seguridad, y poder aplicar la Teoría de Seguridad al problema en estudio, en este caso el diseño según la ecuación 1, previamente es necesario desarrollar la base matemática y estadística requerida para procesar todos los parámetros que intervienen en el mismo, como variables con sus respectivos niveles de incertidumbre y variabilidad.

Para la formulación matemática se parte de la ecuación de diseño por linealidad $P \leq R$ (Quevedo, 1994), y se puede definir a:

$$Y1=P \quad (4)$$

donde P se calcula como:

$$P = \frac{N}{bl} \quad (5)$$

siendo: N - carga axial vertical actuante a nivel de cimentación
 b, l - lados de la cimentación cuadrada o rectangular.

De aquí se determina que σ_{y1} será igual a:

$$\sigma_{y1} = \sigma_P \quad (6)$$

siendo

$$\sigma_P^2 = \left(\frac{\partial P}{\partial N} \right)^2 \sigma_N^2 \quad (7)$$

donde σ_P - Desviación de la muestra de la presión bruta actuante.

σ_N - Desviación de la muestra de las cargas actuantes. Debe aclararse, que esta N es la sumatoria de todas las cargas. (Permanentes, Temporales, etc.).

Resolviendo la derivada parcial propuesta en la ecuación 7 se obtiene la siguiente expresión.

$$\left(\frac{\partial P}{\partial N}\right) = \frac{1}{bl} \tag{8}$$

y σ_N se define como

$$\sigma N = \sum_{i=1}^{nca} Nc_i \cdot vci \tag{9}$$

sustituyendo en ecuación 7, quedará

$$\sigma P^2 = \sum_{i=1}^{nca} \left(\frac{1}{bl}\right)^2 Nc_i^2 \cdot vci^2 \tag{10}$$

donde vci - coeficientes de variación de las cargas, para cada tipo de carga (i).

Nci - Carga Vertical Axial, de cada tipo de carga actuante (i).

nca - número de cargas (i) a considerar en el análisis. (Permanentes, Temporales, de viento...)

Sustituyendo ecuación 5 en ecuación 10, y definiendo vp , como el coeficiente de variación de la Presión actuante a nivel de cimentación, que depende de las cargas actuantes, (definida también como función Y1 ($vy1$)), se puede concluir que:

$$\sigma P^2 = P^2 \cdot vp^2 \quad \text{y} \quad \text{por tanto} \quad vp = \frac{\sigma P}{P} \tag{11}$$

Afirmando que: $vy1 = vp$ (12)

De forma similar se puede definir Y2: función de las capacidades resistentes, con sus valores característicos. En este caso Y2, estará definido por la expresión de la Presión Límite de Linealidad para suelos friccionales puros (cohesión = 0), establecida por la escuela oriental (Piliagin, 1980; Quevedo 1989).

$$Y2 = R' = \frac{\gamma c1 \cdot \gamma c2}{K} [M'_{\gamma} \cdot Kz \cdot b \cdot \gamma + M'q \cdot q'] \tag{13}$$

donde: $\gamma c1$ y $\gamma c2$ - coeficientes de las condiciones de trabajo del suelo y tipo de estructura respectivamente.

K - coeficiente de fiabilidad en función del método para la determinación de las características de cálculo del suelo.
 Kz - coeficiente que toma en cuenta la influencia del ancho de la cimentación.

γ - Peso específico del suelo, por debajo del nivel de cimentación, con sus valores de cálculo.

q' - sobrecarga actuante a nivel de cimentación.

M'_{γ} , $M'q$ - coeficientes adimensionales que dependen del ángulo de fricción interno del terreno con sus valores de cálculo (ϕ) que yace bajo la cimentación, obtenidos con la corrección por excentricidad, y se expresan como:

$$M'_{\gamma} = M_{\gamma} \left(1 - 2.5 \frac{e}{b}\right) \quad \text{y} \quad M'q = 1 + 4 M_{\gamma}$$

siendo e la excentricidad a nivel de cimentación, y que está definida como: $e = \frac{M}{N}$, donde M es el momento actuante en la base del cimientto.

M_{γ} y Mq , se pueden determinar como:

$$M_{\gamma} = \frac{0.25 \cdot \pi}{\cot(\phi) + \phi - \pi/2} \quad \text{y} \quad Mq = 1 + \frac{\pi}{\cot(\phi) + \phi - \pi/2}$$

Partiendo de Y2 se define la desviación de la función Y2 ($\sigma y2$), por la siguiente ecuación:

$$\sigma y2^2 = \sigma R'^2 = \left(\frac{\partial R'}{\partial \text{tg}\phi}\right)^2 \sigma \text{tg}\phi^2 + \left(\frac{\partial R'}{\partial \gamma}\right)^2 \sigma \gamma^2 + \left(\frac{\partial R'}{\partial e}\right)^2 \sigma e^2 \tag{14}$$

Desarrollando las derivadas indicadas se obtienen las expresiones que se muestran.

$$\frac{\partial R'}{\partial \gamma} = \frac{\gamma c1 \cdot \gamma c2}{K} [M'_{\gamma} \cdot Kz \cdot b + M'q \cdot d] \tag{15}$$

$$\frac{\partial R'}{\partial e} = \frac{\gamma c1 \cdot \gamma c2}{K} \left[\frac{\partial M'_{\gamma}}{\partial e} \cdot Kz \cdot b \cdot \gamma + \frac{\partial M'q}{\partial e} \cdot d \cdot \gamma \right] \tag{16}$$

$$\frac{\partial R'}{\partial \text{tg}\phi} = \frac{\gamma c1 \cdot \gamma c2}{K} \left[\frac{\partial M'_{\gamma}}{\partial \text{tg}\phi} \cdot Kz \cdot b \cdot \gamma + \frac{\partial M'q}{\partial \text{tg}\phi} \cdot d \cdot \gamma \right] \tag{17}$$

Quedando

$$\frac{\partial M'_{\gamma}}{\partial \text{tg}\phi} = \frac{0.25 \pi \cdot \cos^2(\phi)}{\text{tg}^2(\phi) \left(\frac{1}{\text{tg}\phi} - \frac{\pi}{2} + \phi^2\right)^2} \left(1 - 2.5 \frac{e}{b}\right)$$

$$\frac{\partial M'q}{\partial \text{tg}\phi} = 4 \frac{\partial M'_{\gamma}}{\partial \text{tg}\phi} \quad ; \quad \frac{\partial M'_{\gamma}}{\partial e} = -\frac{2.5}{b} M'_{\gamma} \quad ; \quad \frac{\partial M'q}{\partial e} = -\frac{10}{b} M'_{\gamma}$$



Definidos todos los parámetros anteriores se pueden obtener directamente los coeficientes de variación de las funciones Y1, y Y2, (vy1 y vy2); y pasar posteriormente a determinar el valor de $K_{diseño}$, que para el criterio de Linealidad se obtendrá para un nivel de seguridad de 0.85, el cual es menor que para el 1er Estado Límite (Quevedo, 1994), teniendo en cuenta que en el 2do Estado Límite se trabaja para las condiciones de servicio; y donde el valor del γ_f será determinado según la ecuación 18.

El $K_{diseño}$ para este Estado Límite (EL) estará definido por γ_f y γ_g , es decir: $K_{diseño} = \gamma_f \cdot \gamma_g$, donde:

$$\gamma_f = \frac{N_{caract.} + 20bld}{bl} \cdot \frac{bl}{N_{media} + 20bld} \quad (18)$$

y
$$\gamma_g = \frac{R}{R_{caract.}} \quad (19)$$

Y conceptualmente definidas como:

γ_f - coeficiente que toma en cuenta la seguridad introducida en el diseño debido a la acción de las cargas actuantes, entre las medias $\frac{N_{media} + 20bld}{bl}$ y las características $\frac{N_{caract.} + 20bld}{bl}$, considerando que se está en un EL de servicio, donde las cargas se trabajan con sus valores característicos.

γ_g - coeficiente que evalúa la seguridad en el diseño debido a las características resistentes de los materiales, teniendo en cuenta que las propiedades de los suelos siempre se expresan en valores medios (γ, ϕ), y para poder trabajar con sus valores característicos (γ^*, ϕ^*) es necesario introducir ciertos coeficientes de seguridad que nos lleven a estos valores requeridos de seguridad.

4. Nuevos coeficientes de seguridad para suelos friccionales

Teniendo en cuenta lo encontrado en la bibliografía consultada (Jiménez Salas, 1981; Ignatova, 1977; Blázquez Martínez, 1984; Kulhawy, 1992; Cherubini, 1993; Manoliu y Marcu, 1993; Meyerhof 1993, 1995; Schultze, 1985) y las experiencias prácticas de Empresas del Territorio, para los coeficientes de

variación del ángulo de fricción Interna ($v_{t\phi}$), se propusieron los valores que aparecen en la Tabla 1 para hacer el estudio estadístico y de seguridad.

Establecidos más de 200 casos de estudios, donde se analizó la variación de las cargas y las propiedades de los suelos, y basados en la formulación matemática descrita, se obtuvieron los coeficientes de minoración ($\gamma_{t\phi}$) correspondientes, conociendo que para el diseño por linealidad la probabilidad utilizada es de $\alpha=0.85$, según la distribución t de student y que $\gamma_{t\phi}$ se encuentra determinado por la siguiente expresión:

$$\gamma_{t\phi} = \frac{1}{1 - v_{t\phi} \cdot t\alpha} \quad (20)$$

Tabla 1. Coeficientes de minoración reales, obtenidos por la expresión (Ecuación 20) para un $\alpha=0.85$

$\phi (^{\circ})$	$v_{t\phi}$	$\gamma_{t\phi}$
≤ 30	0.03	1.033
	0.07	1.079
	0.1	1.117
> 30	0.03	1.033
	0.05	1.055
	0.08	1.092

Partiendo de los coeficientes $\gamma_{t\phi}$ se determinan los $K_{diseño}$ reales; y la Presión Límite de Linealidad del suelo normativa y media; se calculan los γ_g y γ_f de diseño por las ecuaciones 18 y 19; y los $K_{diseño}$ por la expresión:

$$K_{diseño} = \gamma_f \cdot \gamma_g \quad (21)$$

Calculados los $K_{diseño}$, se puede pasar a determinar los $K_{requerido}$ de cada diseño (González 1997, 2000, Quevedo, 1987, 1988), y para ello se empleará la formulación matemática descrita anteriormente, hasta obtener finalmente los v_{y1} y v_{y2} ; y con estos valores calcular los $K_{requerido}$ para un nivel de seguridad de 0.85, según las expresiones del Nivel de Seguridad (H) (Ermolaev y Mixxev, 1976), ecuaciones de la 22 a la 24.

$$H = \frac{1}{2} + F(X) \quad (22)$$

Siendo:

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_0^x e^{-\frac{z^2}{2}} dz \quad (23)$$

y
$$x = \frac{k-1}{\sqrt{k^2 \cdot v_{y2}^2 + v_{y1}^2}} \quad (24)$$

Los coeficientes de variación (v_{y1} y v_{y2}) van a estar definidos por la relación entre la desviación de la función ($\sigma_{Y_{1,2}}$) y dicha función ($Y_{1,2}$).

$$v_{Y_{1,2}} = \frac{\sigma_{Y_{1,2}}}{Y_{1,2}}$$

Los resultados que surgieron del proceso descrito anteriormente se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Intervalo de los valores de $K_{diseño}$ y $K_{requerido}$. Obtenidos

Coeficientes de Variación ($v_{t\phi}$)	ϕ (°)	Rangos de variación			
		γ_f	γ_g	$K_{diseño}$	$K_{requerido}$
0.03	≤ 30	1.138~1.236	1.05~1.063	1.22~1.31	1.12~1.14
0.07		1.136~1.234	1.107~1.138	1.26~1.403	1.18~1.22
0.1		1.133~1.231	1.153~1.199	1.34~1.475	1.24~1.29
0.03	> 30	1.16~1.264	1.065~1.076	1.23~1.36	1.16~1.19
0.05		1.158~1.262	1.104~1.123	1.28~1.42	1.21~1.25
0.08		1.158~1.262	1.165~1.199	1.38~1.47	1.31~1.36
0.08		1.158~1.262	1.165~1.199	1.38~1.47	1.31~1.36

Al analizar estos resultados se puede comprobar, que los $K_{diseño}$ se encuentran bastante alejados de los intervalos de $K_{requerido}$, por lo que es necesario lograr una disminución de los $K_{diseño}$.

Los coeficientes de seguridad $K_{diseño}$ y $K_{requerido}$, se ajustan a partir de la ecuación 3, conociendo que el comportamiento del Nivel de Seguridad (H^n) en relación con el valor de $K_{requerido}$, es el que se muestra en la Figura 3, donde el valor de $K_{requerido}$ para un nivel de seguridad puede seguir aumentando pero el nivel de seguridad no, pues a partir de este punto la curva se comporta asintóticamente, como se puede apreciar en la Figura 3. Por esta razón un valor mayor de $K_{diseño}$, no implica más seguridad, sino un desaprovechamiento de las capacidades reales de los materiales y diseños menos económicos, sin significar una mayor seguridad real en los diseños.

Para el ajuste de los coeficientes de seguridad requeridos, se realiza un proceso de ajuste de los γ_g a través de los coeficientes $\gamma_{t\phi}$, donde se analizan los valores de los $\gamma_{t\phi}$ en cada uno de los diseños estudiados tomando 4 puntos de equilibrio, específicamente para los $\gamma_{t\phi} = 1.055, 1.079, 1.092,$ y 1.117 , estos se eligen teniendo en cuenta los diseños donde los $K_{diseño}$ están lo más próximo posible a los $K_{requerido}$, (González, 1997), y se la disminución sus valores lo cual permite obtener diseños más racionales.

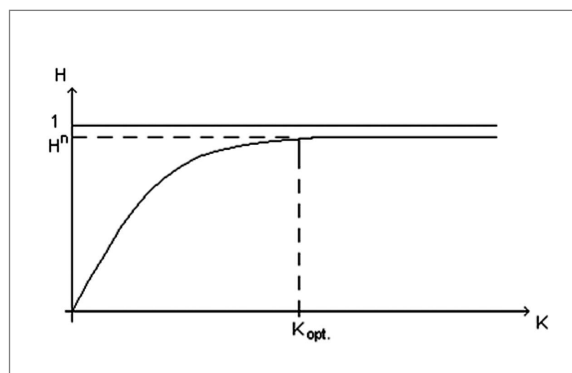


Figura 3. Gráfica del Nivel de Seguridad Requerido en el diseño. Según la Teoría de la Seguridad.

Con vistas a realizar el reajuste de estos coeficientes se tomaron cuatro puntos de equilibrio, uno para cada coeficiente de los mencionados anteriormente; y teniendo en cuenta que fueran los diseños donde los $K_{diseño}$ y los $K_{requerido}$ estuvieran lo más próximos posibles.

- 1) Para el $\gamma_{t\phi} = 1.079$, un $v_{t\phi} = 0.07$, y con un $K_{diseño} = 1.291$, $K_{requerido} = 1.19$; disminuyendo el $\gamma_{t\phi}$ a 1.05 , se obtuvo un $K_{diseño} = 1.24$ para un $K_{requerido} = 1.19$.
- 2) Para el $\gamma_{t\phi} = 1.055$, un $v_{t\phi} = 0.05$, y con un $K_{diseño} = 1.309$, $K_{requerido} = 1.21$; disminuyendo el $\gamma_{t\phi}$ a 1.05 , se obtuvo un $K_{diseño} = 1.29$ para un $K_{requerido} = 1.21$.
- 3) Para el $\gamma_{t\phi} = 1.092$, un $v_{t\phi} = 0.08$, y con un $K_{diseño} = 1.387$, $K_{requerido} = 1.31$; disminuyendo el $\gamma_{t\phi}$ a 1.05 , se obtuvo un $K_{diseño} = 1.334$ para un $K_{requerido} = 1.3$.
- 4) Para el $\gamma_{t\phi} = 1.117$, un $v_{t\phi} = 0.1$, y con un $K_{diseño} = 1.347$, $K_{requerido} = 1.25$; disminuyendo el $\gamma_{t\phi}$ a 1.1 , se obtuvo un $K_{diseño} = 1.324$ para un $K_{requerido} = 1.25$.

Con la disminución de los $\gamma_{t\phi}$ se logró bajar el valor de los $K_{diseño}$, acercándose mucho más los $K_{diseño}$ y los $K_{requerido}$. Estos coeficientes se verificaron con las demás variantes analizadas, y se comprobó que para todas cumplían satisfactoriamente. Teniendo en cuenta esto se propusieron los intervalos de coeficientes que aparecen en la Tabla 3, para el criterio de linealidad.

Tabla 3. Nuevos coeficientes propuestos para la minoración de ϕ en suelos puramente friccionales en el 2^{do} Estado Límite

ϕ (°)	$V_{tg\phi}$	$\gamma_{tg\phi}$
≤ 30	≤ 0.07	1.05
	> 0.07	1.1
> 30	≤ 0.08	1.05

Como resultado final del trabajo con los coeficientes $\gamma_{tg\phi}$ se obtuvieron los valores de γ_f , γ_g , $K_{diseño}$, y $K_{requerido}$, que se muestran en la Tabla 4, donde se evidencia la reducción de los $K_{diseño}$ respecto a los de la Tabla 2, lográndose un ajuste entre los $K_{diseño}$ y los $K_{requerido}$, para un nivel de Seguridad H^n del 85%.

Tabla 4. Rangos de $K_{diseño}$, γ_f y γ_g obtenidos para los nuevos valores de $\gamma_{tg\phi}$

Coeficientes de Variación ($V_{tg\phi}$)	ϕ (°)	Rangos de variación			
		γ_f	γ_g	$K_{diseño}$	$K_{requerido}$
≤ 0.07	≤ 30	1.138 ~ 1.236	1.05 ~ 1.09	1.22 ~ 1.348	1.12 ~ 1.22
> 0.07		1.154 ~ 1.234	1.146 ~ 1.171	1.323 ~ 1.45	1.24 ~ 1.29
≤ 0.08	> 30	1.16 ~ 1.265	1.065 ~ 1.102	1.23 ~ 1.423	1.16 ~ 1.36

Todos los cálculos realizados, se encuentran programados en Hojas de Cálculo de MathCad, disponibles para ser utilizados por cualquier usuario que se interese en el tema (González, 2000).

Con estos coeficientes $\gamma_{tg\phi}$ propuestos se logran disminuciones en el valor del coeficiente $K_{diseño}$ de hasta un 6.5%; obteniéndose diseños mucho más racionales y seguros que hasta el momento no se podían obtener con los coeficientes existentes en el país.

5. Conclusiones

Con el desarrollo de este trabajo se llegaron a determinar los nuevos coeficientes de seguridad, que son necesarios aplicar al ángulo de fricción interna del suelo; con los cuales se obtienen diseños más reales y racionales sobre suelos friccionales.

Se demuestra que el procedimiento general establecido para la aplicación de la Teoría de Seguridad y Fiabilidad es válido para distintos niveles de seguridad, y que el nivel de seguridad $H=0.85$ es recomendable para el diseño por el 2^{do} Estado Límite.

Cada región requiere de su propio estudio de Seguridad, según las características ingeniero geológicas de sus suelos, y las cargas actuantes propias de la zona,

para poder llegar a establecer su propio sistema de coeficientes de seguridad requeridos.

El estudio de los coeficientes de seguridad a proponer en la normativa de un país es un requisito indispensable si se quiere contar con un reglamento actualizado y acorde a las características de cada región, que proporcione diseños seguros y racionales. Y esto se puede lograr aplicando los principios de la Teoría de Seguridad o Confiabilidad, y la base matemática necesaria para cada caso, según se mostró en este trabajo.

6. Referencias

- Allen D. E. (1991), Limit states criteria for structural evaluation of existing buildings. Canadian Journal of Civil Engineering. 18: 995 – 1004.
- Becker D. E. (1996), Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit States Design for Foundations. Part I. An overview of the foundation design process. Canadian Geotechnical Journal 33: 956 – 983.
- Blázquez Martínez R. (1984), Geoestadística aplicada a la mecánica de suelos / R. Martínez Blázquez – CEDEX: Madrid.
- Cherubini C., Giasi C. I. y Rethati L. (1993), "The coefficients of variation of some geotechnical parameters." Probabilistic methods in geotechnical engineering. Editado por K. S. Li y S. –C. R. Lo. A.A. Balkema, Rotterdam. 179 – 184.
- Day R. (1997), Limit states design in geotechnical engineering – consistency, confidence or confusion? Department of Civil Engineering, The University of Queensland.
- Ermolaev E. E. y Mixeev V. V. (1976), Seguridad de las bases de las construcciones. Leningrado: Striisdat, 152 Pág.
- González – Cueto A. V. (1997), Diseño de cimentaciones superficiales en arenas. Aplicación de la Teoría de Seguridad. TMSc; UCLV. (Const).
- González - Cueto A. V. y Quevedo G. (2000), Análisis de la seguridad en el diseño de cimentaciones en arenas. Criterio de estabilidad." Rev Ing. Civil, CEDEX, España, No. 119.
- Green R. (1989), LSD: some thoughts. Proceedings of the Symposium on Limit State Design in Foundation Engineering. Canadian Geotechnical Society – Southern Ontario Section, Toronto, May 26 – 27: 91 – 116.
- Green R. (1991), The development of a LRFD code for Ontario bridge foundations. Proceedings of the Geotechnical Engineering Congress. American Society



- of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication. 27 (II): 1365 – 1376.
- Green R. (1993), LSD code for bridge foundations. Proceedings of the international Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Copenhagen, May 26 – 28, Sponsored by the Danish Geotechnical Society, Vol. 2: 459 – 468.
- Ignatova O. I. (1977), Sobre la variabilidad de las características de los suelos de las bases de las edificaciones y las construcciones - Revista Trabajos N.I. Bases y Construcciones Subterráneas. (Moscú) N. 68, 78-83.
- Jiménez Salas J. A. (1981), Geotecnia y cimientos III: Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la Geotecnia.; 2^{da} Edición. Madrid: Editorial Rueda. Primera Parte.
- Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1970), Mecánica de Suelos: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Edición Revolucionaria. La Habana: Instituto del Libro, (2^{do} tomo) 3 t.
- Keldish V.M. (1951), "Cálculo de estructuras por estados límites". Moscú: Goostroiizdat, 271 pág.
- Kulhawy F.H. y Phoon K.K. (2002), Observations on Geotechnical reliability-based design development in North America. International Workshop on foundation Design Codes and Soil Investigation. IWS Kamakura, Tokyo, Japan.
- Manoliu I. y Marcus A. (1993), 25 years of utilization of the limit state concept in the Romanian Code for geotechnical design. Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering. Copenhagen, may 26 – 28. Sponsored by the Danish Geotechnical Society. Vol 2: 533 – 542.
- Melli Piralla R. (1986), Diseño estructural. 1^{era} Edición Cubana- Ciudad de la Habana: Instituto del libro, 582 pág.
- Meyerhof G. G. (1970), Safety factors in soli mechanics. Canadian Geotechnical Journal. 7: 349 – 355.
- Meyerhof G. G. (1993), Development of geotechnical limit state design. Proceedings of the international Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Copenhagen, May 26 – 28, Sponsored by the Danish Geotechnical Society, Vol. 1: 1 – 12.
- Meyerhof G. G. (1995), Development of geotechnical limit state design. Canadian Geotechnical Journal 32: 128 – 136.
- Orr T. L. y Farrell E. R. (1999), "Geotechnical design to Eurocode 7" Springer-Verlag. London. 166 pag.
- Oliphant S., Blockley D. I. y Larnach W. J. (1988), Controlling safety in geotechnical designs Proc. Instn. Civil Engrs., Part 2, 67-88.
- Ovesen N. K. (1981), Towards an European code for foundation engineering. Ground Engineering, 14 (7): 25 – 28.
- Ovesen N. K. (1993), Eurocode 7: An European code practice for geotechnical design. Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Copenhagen, May 26 – 28, Sponsored by the Danish Geotechnical Society. 3: 691 – 710.
- Ovesen N. K. y Orr T. (1991), Limit state design. The European perspective. Proceedings of the Geotechnical Engineering Congress. American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication. 27 (II): 1341 – 1352.
- Piliagin A.V. (1980), Sobre la determinación de la tensión de cálculo del suelo para bases de cimientos rectangulares. Bases y cimentaciones en complejas condiciones ingeniero-geológicas. Kasan.- 35-39 pág.
- Quevedo Sotolongo G. (1988), Aplicación de la Teoría de la Seguridad al diseño de las cimentaciones por deformación. Revista Ingeniería Estructural. Ciudad de La Habana. 1(IX) : 77 - 88.
- Quevedo Sotolongo G. (1994), Diseño de cimentaciones superficiales: Manual del proyectista. UCLV. (Const).
- Quevedo Sotolongo G. (1987), Optimización y proyección de cimentaciones de edificaciones industriales en las condiciones de Cuba. TGC; Moscú (MICI).
- Quevedo Sotolongo G., Lima R. y Chagoyén E. (1989), Determinación de la resistencia de cálculo del suelo (R) para cargas excéntricas. Ingeniería Estructural y Vial 2(X). 127 – 135.
- Schultze E. (1985), Frequenci distributions and correlation of soil properties. Proc. Ist. ICASP. (Hong Kong) : 371 - 388.
- SNIP - II -B.I.- 62. (1962), Bases de edificios y construcciones. Norma de Proyecto. Strollzdat, Moscú.
- SNIP - 2.02.0.1 83. (1984), Bases de edificios y construcciones, Gostroi. Moscú.