Análisis de la Seguridad en el diseño de cimentaciones en arenas. Criterio de Estabilidad

QUEVEDO SOTOLONGO, G. (**); GONZÁLEZ-CUETO VILÁ, A. V. (*)

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 actuales que establecidos en la Norma Cubana actual. En específico se valora el diseño por el criterio de estabilidad, y llegando a establecerse un análisis comparativo entre los resultados que se obtienen con los coeficientes de seguridad actual y los propuestos en este trabajo, evidenciándose que con estos últimos se logran diseños más racionales.

APPLICATION OF THE SAFETY THEORY TO THE DESIGN OF FOUNDATIONS IN SANDS. STABILITY CRITERION

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 desing of bearing capacity 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.

The performance of the proposed algorithm is assessed against the results provided by a classical displacement based Newmark scheme both for elastic and viscoplastic materials.

INTRODUCCIÓN

La temática relacionada con la aplicación de la Teoría de la Seguridad al diseño de cimentaciones superficiales por el criterio de estabilidad, hasta el momento, solo se ha tratado en el país en lo referente a los suelos cohesivos; y es por esta razón que los coeficientes de seguridad vigentes en la Norma Cubana de Diseño Geotécnico actual [8,9] no toman en cuenta las peculiaridades de los suelos friccionales, haciéndose inadecuado su uso para el diseño de cimentaciones sobre arenas.

En la actualidad, con el incremento de las construcciones en zonas de playas, las cimentaciones en suelos friccionales constituyen una problemática importante a resolver, y la seguridad es un factor de gran incidencia en el grado de racionalización y economía que se pueda lograr en una estructura. Es por esta razón que se hace de gran necesidad el análisis y reajuste de los coeficientes de seguridad a las condiciones específicas de estos suelos; tema al cual se dedica este trabajo.

ANÁLISIS DE LA SEGURIDAD PARA EL 1ER ESTADO LÍMITE

Como es conocido, la Metodología de diseño actual de la NC se basa en el Método de Los Estados Límites; y en específico para el 1er Estado Límite, la ecuación que rige el diseño, de forma general, se puede expresar como:

$$Y_1^* \leq Y_2^* / \gamma s \qquad [I]$$

donde:

Y_1^* - función de las cargas actuantes con sus valores de cálculo

Y_2^* - función de las cargas resistentes con su valor de cálculo para una probabilidad del 95 %.

γs - Coeficiente de seguridad adicional, que depende de las condiciones de trabajo generales de la obra y el tipo de fallo.

Para este Estado Límite se realiza el diseño como si fuera a ocurrir la falla y se garantiza su no existencia con la introducción de los coeficientes de seguridad, a los cuales se les da respaldo matemático y estadístico; pero de forma independiente, sin tener en cuenta la interacción entre las cargas y los materiales resistentes.

Para dar solución a las limitantes encontradas en el Método de los Estados Límites, se desarrolló la **Teoría de la Seguridad**[8,10]; que de forma general, relaciona el nivel de seguridad (H), que es un parámetro que 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 global K, que se ha introducido en el diseño.

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

$$H \geq H^n \qquad [2]$$

donde:

H^n - Nivel de seguridad del diseño.

H - Nivel de seguridad en obra.

(*) Aspirante a Investigador. Universidad Central de las Villas

(**) Catedrático. Universidad Central de las Villas. Santa Clara. Cuba

Para determinar el nivel de seguridad H, se parte de considerar la existencia de una interrelación directa entre las funciones Y1 y Y2, como se muestra en la Figura I.

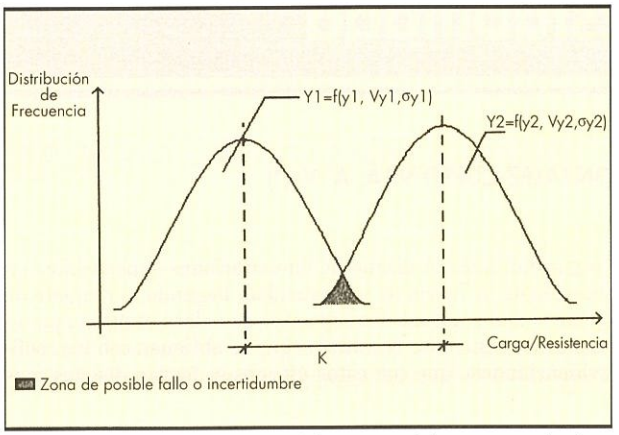


FIGURA 1. Curvas de distribución de frecuencia de las cargas aplicadas y la resistencia.

El nivel de seguridad del diseño, que se encuentra definido por el valor de H, viene dado por la siguiente ecuación:

$$H = {}^1/_2 + F(X) \qquad [3]$$

en la cual F(X) se considera como la Función de Laplace, y viene dada por

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \cdot \int_0^x e^{\frac{-z^2}{2}} dz \qquad [4]$$

siendo

$$x = \frac{k-1}{\sqrt{k^2 \cdot vy_2^2 + vy_1^2}} \qquad [5]$$

donde

Vy_1, Vy_2 - coeficientes de variación de las funciones Y_1 y Y_2, respectivamente

Estos coeficientes de variación van ha estar definidos por la relación que existe entre la desviación de la función ($\sigma y_{1,2}$) y dicha función ($Y_{1,2}$).

$$vy_{1,2} = \frac{\sigma y_{1,2}}{Y_{1,2}} \qquad [6]$$

Si estas funciones (Y_1 y Y_2) estuvieran representadas por variables deterministas, es decir, que su valor pudiera ser predecido con absoluta precisión (v_{y1} y v_{y2} = 0); pero en la realidad existen incertidumbres en todo el proceso de diseño que provocan no puedan fijarse con precisión, el valor de ninguna de las variables que intervienen en las funciones Y_1 y Y_2, efecto de las acciones y resistencia; lo cual es más acentuado en el diseño geotecnico, debido a la intervensión del suelo en el mismo.

VALORACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO - MECÁNICAS DE LOS SUELOS FRICCIONALES

En la aplicación de este método de diseño se hace necesario la determinación de las características físico - mecánicas de cálculo del suelo para las probabilidades establecidas en cada Estado Límite (Estabilidad - 95 % y Deformación - 85 %), realizando para ello un análisis estadístico de los resultados obtenidos en la determinación de estas características en el laboratorio. Para este análisis se considera una distribución normal y a partir de ella se determinan los valores de cálculo de las características del suelo.

• Características Físicas.

Como característica física del suelo se analiza fundamentalmente, el peso específico que es el parámetro físico de mayor influencia, y para la obtención del factor de seguridad γg_γ se realiza todo un análisis estadístico riguroso, donde intervienen parámetros decisivos como el coeficiente de variación v_γ; el cual, por la experiencia existente en el territorio[2], y las investigaciones realizadas en la ENIA, se determinó que su variabilidad es muy poca, y se decidió tomar como valor único de trabajo a v_γ = 0.05. Este valor coincide también con los propuestos en algunas de las bibliografías consultadas, como el Jiménez Salas y otras [5,6,9] .

• Características Mecánicas.

Las características mecánicas de los suelos son mucho más variables que las físicas, por lo que para la determinación de sus valores de cálculo se hace aún más necesario el empleo de la estadística como vía de estimación más exacta. Y a diferencia de las características físicas, los valores de los coeficientes de variación $V_{tg\varphi}$ en las arenas no han sido de gran estudio en el territorio, sin embargo en la literatura internacional se pueden encontrar diferentes crietrios al respecto. En el Jiménez Salas[5] se recomienda un rango de $V_{tg\varphi}$ = 0.1~0.15; la Ignatova[3], en 1980 propone un valor de 0.1, sin embargo en 1984[4] ajusta estos valores a un rango de 0.03~0.08; por su parte Blázquez Martínez[1], en 1984 propone un rango de 0.05~0.15, recomendando como valor más adecuado 0.1. Uno de los valores más acertados, según demostró posteriormente la práctica, son los propuestos por Schultzer [11] que subdivide los suelos friccionales en arenosos ($\varphi \leq 30^0$) y arenosos - gravosos ($\varphi > 30^0$), para los primeros recomienda un $V_{tg\varphi}$ = 0.073 y a los segundos un $V_{tg\varphi}$ = 0.053.

Analizando todos estos criterios, se decidió trabajar para las $\varphi \leq 30^0$ con un rango de $V_{tg\varphi}$ = 0.03~0.1 y para los $\varphi > 30^0$ con un $V_{tg\varphi}$ = 0.03~0.08.

En la Norma de diseño geotécnico de cimentaciones actual[18, 19] para la obtención de los coeficientes $\gamma_{tg\varphi}$ y γ_c, se trabajó con unos valores de $V_{tg\varphi}$ = 0.07, 0.2, y 0.26[16, 21]; y los valores de v_c fueron 0.138, 0.26 y 0.336; todos estos para suelos cohesivos; pero como se vio anteriormente para los suelos friccionales los $V_{tg\varphi}$ son mucho menores, por lo que los coeficientes $\gamma_{tg\varphi}$ actuales se hacen antieconómicos para diseños en suelos friccionales.

FORMULACIÓN MATEMÁTICA PARA LA APLICACIÓN DE LA TEORÍA DE SEGURIDAD AL DISEÑO POR ESTABILIDAD

Partiendo de la ecuación general de diseño [I] que para el 1er E. L. (Estabilidad), se interpreta como

$$N' \leq Qbt \qquad [7]$$

donde:

N' - Carga vertical resultante a nivel de cimentación.
Qbt - Capacidad de carga de la base de la cimentación.
Y que desarrollada queda como:

$$N' \leq b'l'\left[\frac{qbr - q'}{\gamma s} + q'\right] \qquad [8]$$

siendo:

b - Lado del cimiento perpendicular a la acción del momento.

l - Lado del cimiento paralelo a la acción del momento.

b' y l' - Lado efectivo de la base que ejerce realmente presión sobre el suelo(en la dirección de b ó l, respectivamente).

qbr - Presión bruta de rotura resistente a la estabilidad de la base.

q' - Sobrecarga del suelo a nivel de solera.

γs - Coeficiente de Seguridad adicional, que depende de las condiciones de trabajo del sistema.

Se puede establecer entonces que:

$$Y1 = N' \qquad [9]$$

y conocida Y_1 se hace factible definir σy1 como:

$$\sigma y1 = \sigma n = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} (vci \cdot CkNi)^2} \qquad [10]$$

donde:

σn - Desviación standard de la muestra de las cargas actuantes.

vc_i - Coeficientes de variación de las cargas, en dependencia del tipo de carga que se considere esté actuando.

CkN_i - Valor Característico de la Solicitación actuante.

Análogamente se puede definir Y2 como:

$$Y2 = b'\,l(qbr) = (b-2e)l\left[\frac{b-2e}{2}\gamma \cdot N\gamma \cdot S\gamma \cdot i\gamma + \gamma \cdot d \cdot Nq \cdot Sq \cdot iq\right] \qquad [11]$$

donde se considerará el trabajo en suelos puramente friccionales (C=0) ; y que existirá acción de momento en una sola dirección, por lo que se puede definir l'= l; además se tomará una superficie del terreno sin inclinación, y no se tendrá en cuenta la profundidad del cimiento dentro del estrato resistente, por lo que dγ, dq, gγ, gq = 1.

σy2 se define de forma general como:

$$\sigma y2^2 = \sigma qbr^2 = \left(\frac{\partial qbr}{\partial \operatorname{tg}\varphi}\right)^2 \sigma \operatorname{tg}\varphi^2 + \left(\frac{\partial qbr}{\partial \gamma}\right)^2 \sigma\gamma^2 + \left(\frac{\partial qbr}{\partial \operatorname{tg}\delta}\right)^2$$

$$\sigma \operatorname{tg}\delta^2 + \left(\frac{\partial qbr}{\partial e}\right)^2 \sigma e^2 - 2\left(\frac{\partial qbr}{\partial \operatorname{tg}\varphi}\right)\left(\frac{\partial qbr}{\partial c}\right)\sigma \operatorname{tg}\varphi \cdot \sigma c \cdot \tau_{\operatorname{tg}\varphi,c}$$

pero teniendo en cuenta que C = 0, el último término de la ecuación se anula, y la ecuación anterior se simplifica como se muestra a continuación.

$$\sigma y2^2 = \sigma qbr^2 = \left(\frac{\partial qbr}{\partial \operatorname{tg}\varphi}\right)^2 \sigma \operatorname{tg}\varphi^2 + \left(\frac{\partial qbr}{\partial \gamma}\right)^2 \sigma\gamma^2 + \left(\frac{\partial qbr}{\partial \operatorname{tg}\delta}\right)^2$$

$$\sigma \operatorname{tg}\delta^2 + \left(\frac{\partial qbr}{\partial e}\right)^2 \sigma e^2 \qquad [12]$$

en la cual:

φ - ángulo de fricción interna del suelo.

δ - ángulo de inclinación de la carga.

Desarrollando las derivadas indicadas anteriormente, se obtienen las siguientes expresiones.

$$\frac{\partial qbr}{\partial \gamma} = (b-2e)l\left[\frac{b-2e}{2} N\gamma \cdot S\gamma \cdot i\gamma + d \cdot Nq \cdot Sq \cdot iq\right] \qquad [13]$$

$$\frac{\partial qbr}{\partial e} = -2l\left[(b-2e)\gamma \cdot N\gamma \cdot S\gamma \cdot i\gamma + \gamma \cdot d \cdot Nq \cdot Sq \cdot iq\right] \qquad [14]$$

$$\frac{\partial qbr}{\partial \operatorname{tg}\delta} = (b-2e)l\left[\frac{b-2e}{2}\gamma \cdot N\gamma \cdot S\gamma \cdot \frac{di\gamma}{d\operatorname{tg}\delta} + \gamma \cdot d \cdot Nq \cdot Sq \cdot \frac{diq}{d\operatorname{tg}\delta}\right] \qquad [15]$$

$$\frac{\partial qbr}{\partial \operatorname{tg}\varphi} = (b-2e)l\left[\frac{b-2e}{2}\gamma \cdot \frac{dN\gamma}{d\operatorname{tg}\varphi} \cdot S\gamma \cdot i\gamma + \gamma \cdot d \cdot \frac{dNq}{d\operatorname{tg}\varphi} \cdot Sq \cdot iq\right] \qquad [16]$$

Los valores de desviación para los elementos tgφ, tgδ, e y γ, vienen dados por las expresiones siguientes.

$$\sigma e = \sqrt{\frac{\sigma m^2}{Nc^2} + \frac{Mc^2 \cdot \sigma n^2}{Nc^4}} \qquad \sigma \operatorname{tg}\delta = \sqrt{\frac{\sigma h^2}{Nc^2} + \frac{H^2 \cdot \sigma n^2}{Nc^4}}$$

$$\sigma \operatorname{tg}\varphi = v\operatorname{tg}\varphi \cdot \overline{\operatorname{tg}\varphi_n} \qquad \sigma\gamma = v\gamma \cdot \bar{\gamma}$$

donde

vtgφ, vγ - Coeficientes de variación del ángulo de fricción interna, y peso específico del suelo, respectivamente.

σm, σh, σn - Desviación standard de las solicitaciones actuantes. Y se calculan por las siguientes expresiones:

$$\sigma n = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} (vci \cdot CkNi)^2} \qquad \sigma m = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} (vci \cdot CkMi)^2}$$

$$\sigma h = \sqrt{\sum_{i=1}^{n} (vci \cdot CkHi)^2}$$

siendo CkMi, CkHi, CkNi - Valores característicos de las solicitaciones actuantes

Después de haber definido todos los parámetros anteriores y teniendo calculados, σy1, σy2, y1, y y2, se pueden obtener directamente νy1 y νy2.

Posteriormente se puede calcular el valor de $K_{diseño}$ que se obtendrá para un nivel de seguridad de 0.98 en un diseño determinado, según lo establecido para el 1er Estado Límite. Y se compara con la K_{opt} correspondiente a dicho diseño.

Para evaluar el valor real del coeficiente de seguridad que se introduce en el diseño, se puede analizar la ecuación [1] de la siguiente forma

$$Y_1 \cdot \gamma f = \frac{Y_2}{\gamma g} \cdot \frac{1}{\gamma s} \qquad [17]$$

donde:

Y_1 - función de las cargas actuantes.

Y_2 - función de las cargas resistentes._f - coeficiente que toma en cuenta la seguridad introducida en el diseño debido a la acción de las cargas actuantes, entre las medias y las de cálculo.

γg - coeficiente que evalúa la seguridad en el diseño debido a las características resistentes de los materiales.

Posibilitándo definir el $K_{diseño}$ como:

$$K_{diseño} = \gamma f \cdot \gamma g \cdot \gamma s$$

este valor es el que garantiza la no ocurrencia de la falla y permite evaluar la seguridad general real que se introduce en el diseño.

NUEVOS COEFICIENTES DE SEGURIDAD PARA SUELOS FRICCIONALES

Según la formulación matemática descrita y teniendo en cuenta lo encontrado en la bibliografía consultada y en las Empresas de Proyecto del Territorio.

Para los coeficientes de variación de φ ($v_{tg\varphi}$) propuestos se obtuvieron los siguientes coeficientes de mayoración $\gamma_{tg\varphi}$, conociendo que para el diseño se empleó $t\alpha = 1.64$, y que $\gamma_{tg\varphi}$ se encuentra determinado por la siguiente expresión:

$$\gamma_{tg\,\varphi} = \frac{1}{1 - v_{tg\,\varphi} \cdot t\alpha} \qquad [18]$$

φ (°)	$v_{tg\varphi}$	$\gamma_{tg\varphi}$
	0.03	1.052
≤ 30	0.07	1.13
	0.1	1.19
	0.03	1.052
≤ 30	0.05	1.089
	0.08	1.151

TABLA 1. Coeficientes de minoración reales, obtenidos por la expresión [18], para $t\alpha$=1.64.

Del proceso descrito anteriormente resultaron los valores que se muestran en la Tabla 2.

Coeficientes de Variación ($v_{tg\varphi}$)	φ (0)	Rangos de variación			
		γf	γg	Kdiseño	Kopt.
0.03		1.54 ~ 1.99	1.15 ~ 1.29	2.2 ~ 3.2	1.4 ~ 1.9
0.07	≤ 30	1.51 ~ 1.94	1.37 ~1.59	2.1 ~ 3.7	1.7 ~ 2.3
0.1		1.52 ~ 1.89	1.56 ~ 1.87	2.8 ~ 4.2	2.1 ~ 3.1
0.03		1.64 ~ 2.5	1.22 ~ 1.36	2.2 ~ 4.1	1.5 ~ 2.7
0.05	≤ 30	1.63 ~ 2.41	1.38 ~ 1.56	2.3 ~ 4.1	1.7 ~ 3.5
0.08		1.63 ~ 2.12	1.66 ~ 1.79	3.2 ~ 4.5	2.4 ~ 3.4

TABLA 2. Intervalo de los valores de $K_{diseño}$ y $K_{opt.}$ obtenidos.

De estos resultados se pudo sacar como conclusión que los valores de γf y γg son bastante elevados; por lo que los $K_{diseño}$ obtenidos se encuentran bastante por encima de los $K_{optimos}$, es decir para llegar ha realizar diseños más económicos y racionales se hace necesario disminuir el valor de los $K_{diseño}$, que es el indicador que muestra cuanto más por encima de lo necesario están siendo aplicados los coeficientes de seguridad. Pues como ya es conocido el K_{optimo}, indica a partir de que valor de K ya no tiene sentido continuar aumentando esta, ya que aunque su valor siga creciendo, el nivel de seguridad H^n continuará siendo el mismo, se hará asintótico a 0.98, Como se muestra en la Figura. 2.

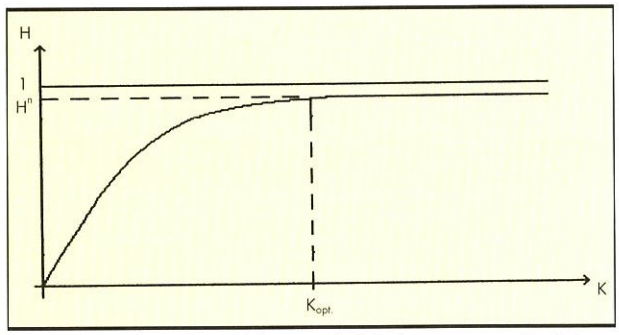


FIGURA 2. Gráfica del Nivel de Seguridad de diseño optimo. Según la Teoría de la Seguridad.

En los valores γ_g se puede observar claramente la necesidad de su disminución, en lo cual se trabajó sobre la base de los cálculos realizados y la bibliografía consultada. En este coeficiente van ha incidir de forma directa los coeficientes de minoración de las características físico - mecánica de los suelos, en los cuales se centrará la atención. El coeficiente γ_{gf}, por los valores que el toma, se hace prácticamente imposible reducirlo más; mientras que los coeficientes $\gamma_{tg\varphi}$ sí admiten ser reducidos, sobre todo los que corresponden a los coeficientes de variación ($v_{tg\varphi}$) mayores que 0.07.

Con la disminución de estos coeficientes se lograron diseños igualmente seguros, pero con mayor racionalidad; por lo que se decidió proponer los siguientes coeficientes para el diseño, reajustando los existentes ya en la Norma Cubana, pero que solo se adecuaban a suelos cohesivos.

φ (°)	$v_{tg\varphi}$	$\gamma_{tg\varphi}$
≤ 30	≤ 0.07	1.1
	> 0.07	1.15
> 30	≤ 0.08	1.1

TABLA 3. Nuevos coeficientes propuestos para la minoración de φ en suelos puramente friccionales en el 1er Estado Límite.

Con la reducción de estos coeficientes de seguridad, se obtuvieron los siguientes resultados en cuanto a γf, γg, $K_{diseño}$, y K_{opt}.

Coeficientes de Variación ($v_{tg\varphi}$)	φ (0)	Rangos de variación			
		γf	γg	Kdiseño	Kopt.
≤ 0.07	≤ 30	1.52 ~ 1.99	1.15 ~ 1.47	2.16 ~ 3.53	1.35 ~ 2.3
> 0.07		1.51 ~ 1.94	1.43 ~1.68	2.65 ~ 3.91	2.1 ~ 3.1
≤ 0.08	> 30	1.63 ~ 2.5	1.22 ~ 1.56	2.2 ~ 4.22	1.45 ~ 3.4

TABLA 4. Rangos de $K_{diseño}$, γf y γg obtenidos para los nuevos valores de $\gamma_{tg\varphi}$.

Como puede observarse en la Tabla 4, se logró una reducción de los γg que trajo consigo la disminución de los $K_{diseño}$,

no obstante todavía existe un margen bastante amplio entre estos y los K_{opt}. Con este ajuste de los coeficientes $K_{diseño}$ se lograrán diseños más racionales para los suelos friccionales, sin embargo existen otros factores que no se abordaron en este trabajo y que intervienen en los procedimientos descritos anteriormente, como lo es el γf; que también deberían ser estudiados, pues contribuirían a mejorar el ajuste de estos coeficientes. Debe tenerse en cuenta, también, que los coeficientes K calculados son a partir de los valores medios y de cálculo, por lo que el resultado final de los $K_{diseño}$ son elevados respecto a los valores que tradicionalmente se han empleado en Cuba de K_{global} (2.5 – 3), pero teniendo en cuenta que estos últimos son determinados a partir de los valores característicos y de cálculo.

EJEMPLOS RESUELTOS

Con estos coeficientes $\gamma_{tg\varphi}$ se lograron disminuciones en el valor del coeficiente $K_{diseño}$ de hasta un 15%, llegando a obtenerse en ocasiones sobre diseños de solo un 0.7%. Y estos resultados se pueden comprobar en los ejemplos que se muestran en la Tabla 5 , donde se muestran dos de los diseños de mayor ajustes que se lograron, para dos suelos con características mecánicas diferentes.

Resultados		Para $\varphi = 35°$, $\nu = 0{,}08$		Para $\varphi = 35°$, $\nu = 0{,}08$	
		Con $\gamma_{tg\varphi}$ real	Con $\gamma_{tg\varphi}$ corregido	Con $\gamma_{tg\varphi}$ real	Con $\gamma_{tg\varphi}$ corregido
$\gamma_{tg\varphi}$		1.196	1.15	1.151	1.1
b = l	(m.)	1.25	1.2	1.05	1.0
e*	(m.)	0.282	0.286	0.297	0.3
e_n	(m.)	0.274	0.276	0.286	0.29
e_m	(m.)	0.24	0.245	0.259	0.26
qbr*	(kN/m²)	550.724	603.77	1016	1152
Qbt	(kN)	398.211	383.505	408.423	385.513
N_{cm}	(kN)	373.36	368.46	354.96	350.86
Qbr	(kN/m²)	948.37	934.584	1688	1646
γf		1.658	1.68	1.766	1.804
γg		1.725	1.452	1.661	1.424
K_{real}		3.43	3.121	3.52	3.09
K_{optimo}		2.9	2.9	3.0	3.1

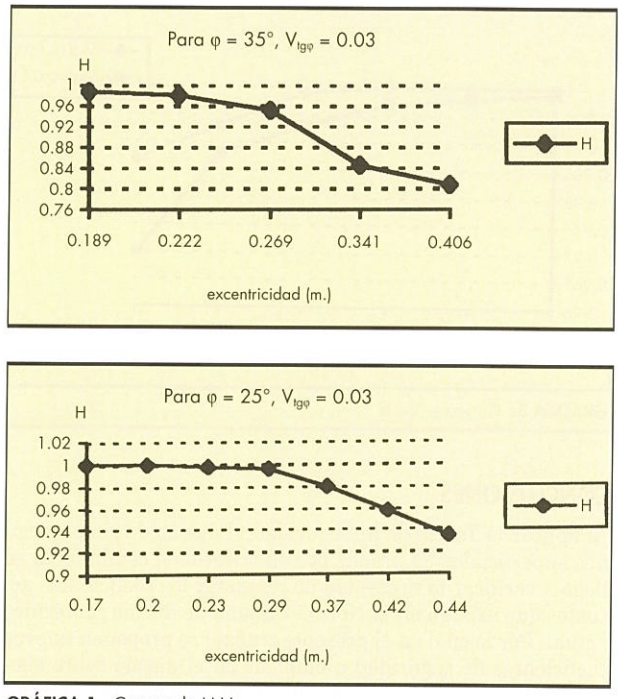
TABLA 5. Resumen de dos variantes empleadas para el ajuste de los coeficientes $\gamma_{tg\varphi}$.

Todos los cálculos realizados referente a la Teoría de la Seguridad para este Estado Límite, se encuentran programados en MathCad 5.0 sobre Windows, disponibles para ser utilizados por cualquier usuario que se interese en el tema y desee proseguir las investigaciones.

VALORACIÓN DE LA INFLUENCIA DE DIFERENTES FACTORES EN EL NIVEL DE SEGURIDAD DE DISEÑO

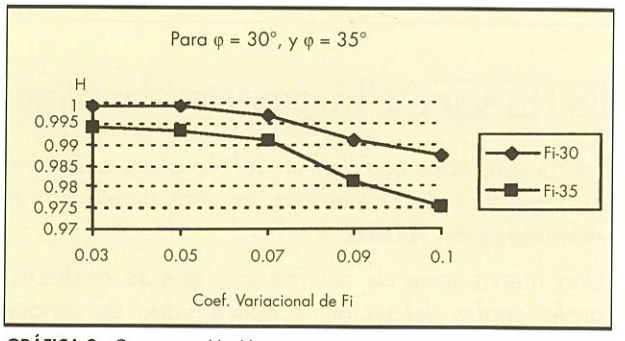
A continuación se analizará la influencia de algunos factores que intervienen en el diseño de las cimentación por el 1er Estado Límite, sobre el Nivel de seguridad que se obtiene en los mismo.

La excentricidad es uno de los factores que intervienen en el diseño por estabilidad de las cimentaciones, y el mismo tiene bastante influencia en el nivel de seguridad que se alcanzará en el diseño. La excentricidad se manifiesta de manera inversa en el nivel de seguridad de diseño; es decir a mayor excentricidad, el nivel de seguridad tenderá a disminuir. A la vez, hay que tener en cuenta, que al aumentar el ángulo de fricción interna del suelo su influencia es más notable, ya que las áreas de la base que se obtienen por resistencia son menores para un φ de 35°, que para un φ de 25°.



GRÁFICA 1. Curvas de H Vs. e

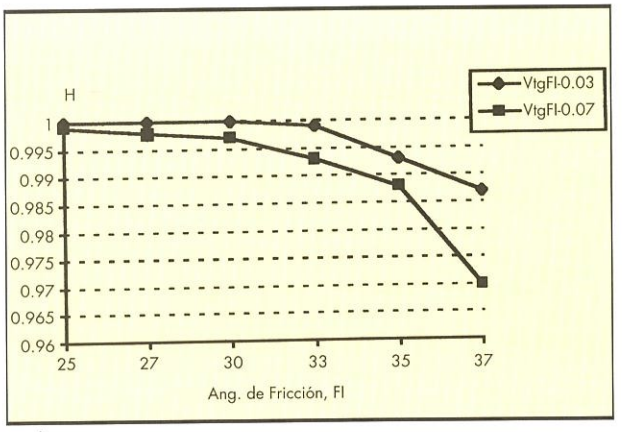
Los coeficientes de variación $V_{tg\varphi}$, tienen también una gran influencia en los suelos con ángulos de fricción interna más elevados, y a medida que el $V_{tg\varphi}$ aumenta su valor, los diseños tienen menor nivel de seguridad. Como se puede ver en la Gráfica 2, a medida que la posibilidad de variación de los valores de las características físico - mecánicas aumenta, la seguridad a obtener es menor; sobre todo en los suelos friccionales, donde se hace de gran dificultad el trabajo de ensayos de laboratorio e inclusive de campo.



GRÁFICA 2. Curvas $\nu_{tg\varphi}$ Vs. H

A medida que se aumenta el ángulo de fricción interna del suelo, disminuyen los niveles de seguridad a alcanzar. Y para un mismo φ a medida que se aumenta $V_{tg\varphi}$ disminuirá

también el nivel de seguridad a lograr. Según se expone en la bibliografía internacional , para suelos con $\varphi > 30^0$ los coeficientes de variación máximos recomendables a emplear están alrededor de 0.073.



GRÁFICA 3. Curvas φ Vs. H

CONCLUSIONES

Al aplicar la Teoría de la Seguridad al diseño de cimentaciones superficiales en arenas por ell criterio de estabilidad, se llegó a verificar la necesidad de reajustar los coeficientes actuales que existen en la Norma Cubana de diseño geotécnico actual. Por lo cual en el presente trabajo se proponen nuevos coeficientes de seguridad a emplear en el diseño sobre suelos friccionales, para la obtención de diseños más económicos y con mayor aprovechamiento de las características físico - mecánicas de los mismos.

Se comprobó que con el aumento de la excentricidad los niveles de seguridad que se obtienen en el diseño disminuyen, sobre todo para suelos con ángulos de fricción interna más elevados.

En suelos puramente friccionales, no son recomendables coeficientes de variación muy elevados, ($V_{tg\varphi} < 0.1$) . Y para suelos de valores de φ muy elevados debe tenerse especial cuidado con estos coeficientes.

BIBLIOGRAFÍA

1.- BLAZQUEZ MARTINEZ, R. Geoestadística aplicada a la mecánica de suelos / R. Martínez Blazquez – CEDEX : Madrid, 1984. -- 1949 p.

2.- FERNANDEZ, OSVALDO. Evaluación de las características geotécnicas de las arenas mediante ensayos "in situ" y su utilización en el diseño de las cimentaciones / Osvaldo Fernández, Miguel A. Maestre. – IFI; ENIA Nacional ; 1994. – 45 h.

3.- IGNATOVA, O.I. Valoración del nivel de seguridad de proyecto en el cálculo de las bases de las cimentaciones por capacidad de carga / O.I. Ignatova, I.V. Shitora. -- Revista Trabajos de la N.I. Bases y Construcciones Subterráneas. (Moscú) N. 82 : 1984. (en ruso).

4.- IGNATOVA, O.I. Sobre coeficientes de seguridad en el cálculo de la capacidad de carga en el cálculo de las cimentaciones por la SNIP II - 15 - 74 / O.I. Ignatova, M.F. Grurianova. -- Revista Trabajos N.I. Bases y Construcciones Subterráneas. (Moscú) N. 71 : 1970. (en ruso)

5.- JIMÉNEZ SALAS, J.A. Geotecnia y cimientos II : Mecánica del suelo y de las rocas / J.A. JIMÉNEZ SALAS, J.L. DE JUSTO ALPAÑES, A.A. SERRANO GONZALEZ. -- 2da Edición. – Madrid : Editorial Rueda, 1981 – 1188 p. (2do tomo) 3 t.

6.- JUAREZ BADILLO, EULALIO. Mecánica de Suelos : Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos / E. Juárez Badillo, A. Rico Rodríguez. -- Edición Revolucionaria. – La Habana : Instituto del Libro, 1970 -- 562 p. (2do tomo) 3 t.

7.- MELLI PIRALLA, R. Diseño estructural / R. Melli Piralla -- 1era Edición Cubana -- Ciudad de La Habana : Instituto del Libro, 1986 - - 582 p.

8.- QUEVEDO SOTOLONGO, G. 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; 1988.

9.- _____ Diseño de cimentaciones superficiales : Manual del proyectista / Gilberto Quevedo Sotolongo. -- UCLV. (Const); 1994 -- 156 p.

10.- _____ Optimización y proyección de cimentaciones de edificaciones industriales en las condiciones de Cuba. – TGC; Moscú (MICI); 1987 -- 196 h.

11.- SCHULTZE, E. Frequenci distributions and correlation of soil properties. Proc. Ist. ICASP. (Hong Kong) : 371 - 388; 1985.

12.- SNIP - 2.02.0.1 83. "Bases de edificios y construcciones", Gostroi. Moscú, 1984 (en ruso)

13.- SNIP - II - 15 - 74. "Bases de edificios y construcciones. Norma de Proyecto". Strollzdat, Moscú, 1975 (en ruso)

PUBLICIDAD

INTERGRAPH, presentará las últimas Soluciones SIG para la Administración Pública

Intergraph, líder mundial en software sobre Sistemas de Información Geográfica, presentara a lo largo del próximo mes de Noviembre, los más novedosas soluciones que existen en el mercado de los SIG para la Administración Pública.

Una nueva serie de seminarios, que se realizaran en Madrid, Barcelona, Sevilla y Bilbao darán a los profesionales del sector, la oportunidad de conocer de primera mano cual es la realidad tecnológica que actualmente permite a las Administraciones Publicas obtener un mayor rendimiento de los datos que poseen, basándose en los Sistemas de Información Geográfica.

De la mano de Intergraph, empresas lideres en software de soluciones gráficas para la Administración Publica como INDRA, SADIM, TAO o AUDIFILM, presentaran sus soluciones basadas en Geomedia.

Para mayor información sobre estos seminarios, remítase al anuncio de publicidad insertado en esta publicación, o llame al teléfono 917 08 88 00.