

Aplicación de la teoría de seguridad al diseño geotécnico de losas sobre pilotes

Application of the safety theory to the geotechnical design of piled raft foundations

Raydel Lorenzo^{1*}, Renato P. da Cunha*, Elizabeth Hernandez*, Willian Cobelo**

* Universidad de Brasíla, Brasíla. BRASIL

** Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Ciudad de la Habana. CUBA

Fecha de Recepción:11/09/2013

Fecha de Aceptación:10/11/2013

PAG 251 -265

Resumen

En este artículo se da una panorámica de los métodos de cálculo de la capacidad de carga de cimentaciones de tipo losa sobre pilotes (piled raft) seleccionando, de acuerdo al estudio bibliográfico realizado, el que arroja resultados más cercanos a estudios de experimentales y numéricos. Se presenta la forma de aplicación del método de estados límites al diseño geotécnico de este tipo de cimentación, definiendo el sistema de coeficientes parciales necesarios para la introducción de la seguridad a través de este método para el estado último. Se muestra la aplicación de la Teoría de Seguridad y de los métodos probabilísticos en el diseño geotécnico, definiendo todo el aparato matemático necesario en el caso específico de las losas sobre pilotes. Finalmente se presenta la metodología para la calibración de los coeficientes parciales a utilizar en el método de estados límites a partir de la aplicación de los métodos probabilísticos y se obtienen, para el método seleccionado de determinación de la capacidad de carga, todas las expresiones necesarias para la calibración en el caso específico de las losas sobre pilotes.

Palabras Clave: Losas pilotadas, métodos probabilísticos, teoría de seguridad

Abstract

This paper reviews the principal calculation methods to estimate bearing capacity of piled raft foundations, selecting for further analysis the one with the closest results to field studies and numerical analysis. The application of the Limit State Method to geotechnical design of this kind of foundation is presented with the purpose of establishing a methodology for the calculation of bearing capacity of a piled raft. The partial coefficients necessary to introduce safety in this method are defined for the ultimate limit state. The application of the Safety Theory and probabilistic methods in the geotechnical design is presented, as well as the mathematic formulation for its implementation in piled raft foundation. A methodology for the adjustment of partial coefficients (to be used for the method of limit states) based on probabilistic methods is proposed. The expressions for this adjustment to be used in piled raft are obtained.

Keywords: Piled raft, probabilistic methods, safety theory

1. Introducción

El primer paso para realizar el proyecto de una cimentación es definir si esta debe ser superficial o profunda. La respuesta a esto está siempre ligada al tipo de suelo y a la capacidad portante y asentamiento esperado en cada tipo de cimentación. Inicialmente se busca construir una cimentación superficial, que es en la mayoría de los casos más económica. Si esta no cumple los requisitos de capacidad portante y/o de asentamiento máximo, entonces se pasa a evaluar una cimentación profunda, por ejemplo sobre pilotes. La ejecución de una cimentación sobre pilotes lleva consigo un elemento de transición que conecte los pilotes con la estructura. En obras industriales y grandes edificios este elemento es, generalmente, una losa que abarca toda el área de la estructura (Cunha et al., 2001).

1. Introduction

The first step to be taken when designing a foundation project is to decide if it will be a superficial or deep foundation. The response will always be related to the type of ground, bearing capacity and the expected ground settlement for each foundation. In general terms, there is an initial approach to build a superficial foundation, which is cheaper in most cases. If it does not meet the requirements of bearing capacity and maximum expected settlement, then a deeper foundation will be assessed, i.e. a piled raft foundation. The execution of a piled raft foundation requires a transition element connecting piles to the structure. In the case of industrial works and high buildings, this element is generally a slab covering the whole structure area (Cunha et al., 2001).

¹ Autor de correspondencia / Corresponding author:
E-mail: rlorenzo@unb.br



La losa, al estar en contacto con el suelo, es capaz de tomar parte de la carga que llega a la cimentación. Además, es necesario que tenga un gran peralte para resistir el esfuerzo cortante y el punzonamiento que surge en su conexión con los pilotes, por lo que termina siendo un elemento de gran rigidez, incrementando su capacidad resistente.

Del estudio de este fenómeno ha surgido en las últimas décadas un nuevo concepto en el diseño de cimentaciones conocidas como losas pilotadas (LP) (Poulos & Davis 1980). Este tipo de análisis es aplicable en casos de suelos deformables en los que una cimentación superficial conlleva a asentamientos no tolerables y en casos de grandes cargas en los que el exceso de pilotes aumenta considerablemente el coste de la cimentación (ver Figura 1).

Con la publicación del reporte del comité técnico TC18 de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (ISSMGE) en el año 2001, se ha observado un incremento de la utilización de los pilotes como elementos reductores de los asentamientos en las losas de cimentación, con el correspondiente ahorro económico. Aun así, la utilización de este tipo de cimentación todavía es muy escasa. El motivo principal es la complejidad que genera el análisis del mecanismo de transferencia de carga entre la losa y los pilotes, y la dificultad de determinar las curvas carga vs asentamiento; mecanismos que están muy influenciados por las interacciones entre los elementos componentes de la cimentación (losa-pilote-suelo) (Sales 2000). Todo esto, unido a que todavía no existen instrucciones de diseño para las LP en los Códigos de muchos países, ha influenciado en la lenta inclusión de este tipo de cimentaciones en los proyectos de ingeniería (Ahner et al., 1997).

Los enfoques de seguridad utilizados hoy en día en la mayoría de las escuelas de ingeniería siguen los conceptos de Estados Límites y utilizan como método de seguridad el de los Coeficientes Parciales. Sin embargo, en el diseño de cimentaciones esto no es una generalidad (Quevedo 2002) y mucho menos cuando se trata de cimentaciones profundas, en el cual el método de factor de seguridad global sigue rigiendo en prácticamente todas las normativas. Sin embargo, algunas de las principales desventajas de este enfoque son: a) no tiene en cuenta explícitamente la variabilidad que pueden tener los materiales; b) trabaja con las cargas características, mientras que el diseño de la estructura es realizado considerando cargas de diseño, es decir, cargas características afectadas por un factor de ponderación.

En el caso de las LP la definición de un factor de seguridad global es aún más complicada, puesto que el análisis involucra tanto la capacidad soportante de la losa, como la de los pilotes. El análisis de la seguridad, por tanto, debe involucrar a estos dos elementos en su interacción con el suelo.

2. Métodos de cálculo simplificados

El cálculo de cualquier cimentación pasa siempre por dos etapas fundamentales. En la primera se analiza la capacidad portante (estado último) y en la segunda, los asentamientos esperados (estado de servicio). En este artículo se estudia la seguridad dentro del análisis de la capacidad portante, que es el que, según Mandolini (2003), rige normalmente el diseño de losas de cimentación con dimensiones entre 6 y 14m.

The slab, which is in contact with the ground, is well able to bear loads absorbed by the foundation. Furthermore, the slab must have a great height to endure the shear strength and punching effect provoked by the piles connection. Therefore, the slab becomes a highly rigid material that increases the foundation bearing capacity.

Over the past decades this phenomenon has been studied finding a new concept for foundation design, which is known as piled raft foundations (PR) (Poulos & Davis 1980). This type of analysis is applicable on deformable soils, where a superficial foundation leads to non acceptable settlements and where heavy loads demand the use of too many piles, thus significantly increasing the final cost of the foundation (Figure 1).

After the release of the technical council report TC 18 by the International Society of Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) on 2001, an increase in the use of piled raft foundations has been observed, as they are settlement reducer elements that provide a cost effective solution. In fact, the use of such type of foundation is still reduced. The main disadvantage is the complexity generated by the load transfer mechanism between the slab and the piles. Also the difficulty arises when determining load curves versus settlements, which are mechanisms heavily influenced by the interactions between the elements integrating the foundation (slab-pile-soil) (Sales 2000). Besides, there are not design standards for the PR in many countries; consequently, the implementation of such kind of foundations has been slow for engineering projects (Ahner et al., 1997).

The safety standards currently employed at most engineering faculties follow the Limit States concepts and, they employ the Partial Coefficient standard as safety method. However, foundation design is not a generality (Quevedo 2002), by no means when dealing with deep foundations, where the global safety factor method is practically ruling all standards. Nevertheless, some of the main disadvantages of this approach are: a) it does not explicitly consider material variability; b) it works with characteristic loads, while the structure design is developed by considering design loads, that is to say the characteristic loads affected by a weighting coefficient.

In the case of PR, the definition of a global safety factor is even more complex, since the analysis involves the slab bearing capacity as well as the piles bearing capacity. Therefore, the safety analysis shall include these two elements interacting with the soil.

2. Simplified calculation methods

The calculation of any foundation has two main basic stages. The first analyzes the bearing capacity (ultimate limit state) and, the second evaluates the expected settlements (servicing state). This research studies safety within the analysis of bearing capacity, which normally rules the foundation slab design of dimensions between 6 and 14m, according to Mandolini (2003).

Los métodos para evaluar la capacidad de carga de LP se basan en correlaciones empíricas o en estudios numéricos contrastados con ensayos de campo. La mayor ventaja de estos métodos es su simplicidad. Sin embargo, tienen la limitación de que sólo pueden ser aplicados cuando las condiciones de la obra son semejantes a las de los ensayos o pruebas in-situ a partir de las cuales han sido desarrollados. A continuación se presenta una breve descripción de los principales métodos encontrados en la literatura.

Methods employed to assess the PR loading capacity are based on empirical correlations or based on numerical tests, which are compared to field tests. The main advantage of such methods is their simplicity. However, they are restricted as they are used only when the job site conditions are similar to the ones developed by trials or in-situ tests. A brief description of the main methods available on literature is presented below.

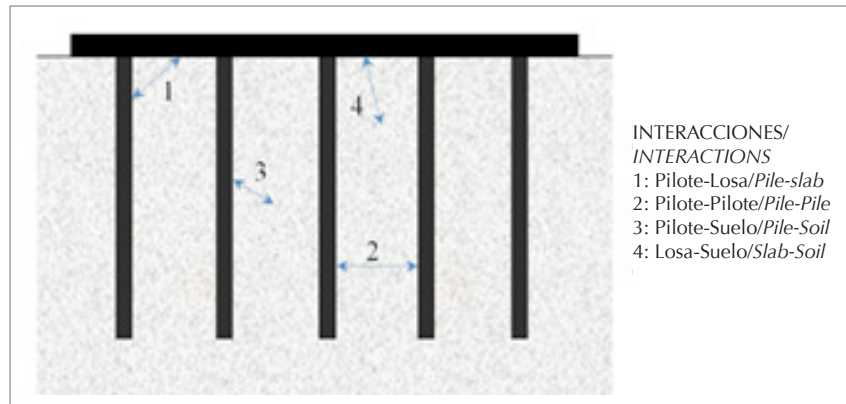


Figura 1. Esquema de interacción entre elementos del sistema LP
Figure 1. Elements interaction layout in the PR system

2.1. Kishida y Meyerhof (1965)

Estos autores fueron los primeros en plantear matemáticamente el concepto de LP. Además realizaron una serie de ensayos in-situ sobre grupos de pilotes en arenas que evidenciaron dos formas básicas de fallo de este tipo de cimentación (Kishida & Meyerhof 1965):

- Para pilotes poco espaciados la tendencia de fallo es como un bloque único, como si los pilotes fueran un único tubo con un diámetro equivalente al de todos los pilotes unidos. En este caso la capacidad de carga se calcula a partir de la suma de la capacidad por punta de este tubo equivalente y el rozamiento con las paredes, adicionándole además el aporte de la parte de la losa que se encuentra por fuera de los pilotes.
- Para pilotes muy espaciados la capacidad de carga del grupo de pilote es la suma de la capacidad de carga del cabezal y la capacidad de carga del grupo de pilotes teniendo en cuenta la sobrecarga provocada por el cabezal al nivel de la punta de los pilotes.

2.1. Kishida & Meyerhof (1965)

They are the authors first proposing the PR concept on mathematical basis. Furthermore, they developed a series of in-situ tests on piled sets, settled on sand soil, which evidenced two basic failure types for this foundation alternative (Kishida & Meyerhof 1965):

- *For piles with few spaces between them, failure tendency is as a single block. It is as if piles were actually a single tube having a diameter equivalent to the addition of all piles together. In such case loading capacity is calculated based on the loading addition per equivalent tube ends and walls friction, plus the slab area not covering the piles.*
- *For well-spaced piles, loading capacity of the pile set is calculated as the cap loading capacity plus piles loading capacity, taking into account the overload generated by the caps at the piles end level.*

2.2 Akinmusuru (1973)

Este autor fue el primero en estudiar el comportamiento de una losa aislada, de un pilote aislado, y de un grupo de pilotes con y sin contacto del cabezal con el suelo (Cunha et al., 2001). Para cada uno de estos casos realizó ensayos buscando aislar el aporte de cada pilote y determinar su influencia en la interacción. Con los resultados de estos ensayos propuso dos alternativas, expresadas matemáticamente según las Ecuaciones 1 y 2.

2.2 Akinmusuru (1973)

This author was the first who studied the behavior of an isolated slab, an isolated pile, and a group of piles, which end caps, are with and without contact with the soil (Cunha et al., 2001). For each case, he carried out tests intended to isolate the contribution of each pile, thus determining their influence on the interaction. By employing the results obtained from such tests, he proposed two alternatives, which are mathematically expressed by Equations 1 and 2.

$$Q_{PR} = \alpha \cdot Q_{PG} + \beta \cdot Q_{UR} \quad (1)$$

$$Q_{PR} = \alpha' \cdot Q_{PG} + Q_{UR} \quad (2)$$

Donde Q_{PR} , Q_{UR} , Q_{PG} es la capacidad de carga de la LP, de la losa de cimentación aislada y del pilote aislado respectivamente; α y α' son factores de incremento de la capacidad de carga del grupo de pilotes; β es el factor de incremento de la capacidad de carga de la losa debido a la presencia de los pilotes, que pueden ser obtenidos del gráfico de la Figura 2.

Los ensayos realizados por Akinmusuru demostraron que la contribución del cabezal en contacto con el suelo es función de su ancho y de la longitud de los pilotes; y que la interacción cabezal-suelo-pilote tiene mayor influencia en el incremento de la capacidad de los pilotes que la de la losa, o sea que $\alpha \gg \beta$. Con esto es posible escribir la Ecuación 2 considerando $\beta=1$.

Where Q_{PR} , Q_{UR} , Q_{PG} corresponds to the PR loading capacity, the isolated foundation loading capacity and the isolated pile loading capacity, respectively. α and α' are increase factors of loading capacity for the piles set. β is the increase factor of the loading capacity caused by the presence of piles, which can be obtained from the graph in Figure 2.

The tests developed by Akinmusuru demonstrated that the contribution from the cap in contact with the soil is in function of its width and the piles' length. Besides, the interaction cap-soil-pile has a greater influence on the loading capacity increase of the pile than on the slab, in other words, $\alpha \gg \beta$. Now it is possible to write the Equation 2 by considering $\beta=1$.

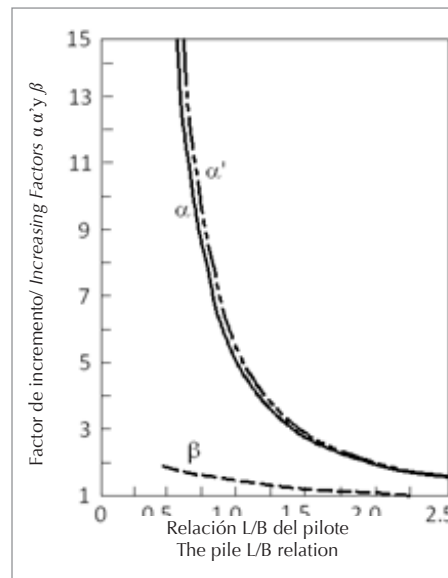


Figura 2. Factores de incremento de capacidad de carga. (Figueredo 2010)

Figure 2. Loading Capacity Increasing Factors (Figueredo 2010)

2.3 Phung (1993)

Este autor presentó una expresión (ecuación 3) que permite considerar separadamente el aporte por punta y por fuste del pilote, afectándolos por una serie de coeficientes que tienen en cuenta el aporte de las interacciones

2.3 Phung (1993)

This author introduced an expression (equation 3) to find the separate contributions per cap end and per pile shaft, impacting them by a series of coefficients that consider the interactions contributions.

$$Q_{PR} = n(\eta_{Is} \cdot \eta_{4s} \cdot Q_s + \eta_{Ib} \cdot \eta_{4b} \cdot Q_b) + \eta_6 \cdot Q_{UR} \quad (3)$$

Donde η_{Is} y η_{4s} son factores de influencia en la carga de fuste de la interacción pilote-suelo-pilote y losa-suelo-pilote respectivamente; η_{Ib} y η_{4b} son factores de influencia en la carga por punta de la interacción pilote-suelo-pilote y losa-suelo-pilote respectivamente; Q_s y Q_b son la capacidad de carga de un pilote por fuste y por punta respectivamente. Estos factores de influencia se obtienen utilizando los ábacos propuestos en (Phung 1993).

Where η_{Is} and η_{4s} are influence factors on the pile shaft loading capacity of the interaction pile-soil-pile and slab-soil-pile, respectively. η_{Ib} and η_{4b} are influence factors on the loading capacity per end of the interaction pile-soil-pile and slab-soil-pile, respectively. Q_s and Q_b are the loading capacity of a pile per shaft and per end, respectively. Such influence factors are obtained by employing the abacus proposed by (Phung 1993).

2.4 Sanctis & Mandolini (2006)

Estos autores realizaron un análisis numérico de LP basados en los estudios realizados por (Poulos & Davis 1980).

2.4 Sanctis & Mandolini (2006)

These authors developed a numerical analysis for PR, based on studies carried out by (Poulos & Davis 1980).

Este último sugiere que la capacidad de carga última de una LP se debe obtener del menor de los siguientes valores:

- La capacidad de carga última de los pilotes para un fallo en bloque más la capacidad de carga de la losa por fuera de los pilotes.
- La suma de la capacidad de carga última de la losa y la del grupo de pilotes como sistema.

La capacidad de carga última de un grupo de pilotes como bloque se puede determinar por la Ecuación 4.

$$Q_{BF} = q_f \cdot 2 \cdot L(L+B') + q_p \cdot B' \cdot L' \quad (4)$$

Donde Q_{BF} es la capacidad de carga de un grupo de pilotes ante un fallo como bloque; q_f es la resistencia por fuste, q_p es resistencia por punta; B' y L' son las distancias entre pilotes extremos (Sanctis & Mandolini 2006).

Las resistencias por fuste y por punta pueden determinarse a partir de cualquiera de las expresiones que aparecen en la literatura (Tomlinson & Woodward 2008).

La Ecuación 5 permite evaluar el fallo como sistema

$$Q_{PR,ult} = \alpha_{UR} \cdot Q_{UR,ult} + \alpha_G \cdot Q_{PG,ult} \quad (5)$$

Donde, $Q_{PR,ult}$, $Q_{UR,ult}$ y $Q_{PG,ult}$ son la capacidad de carga última de la LP, de la losa aislada y de los pilotes respectivamente; α_{UR} y α_G son factores que afectan las capacidades de carga última de los pilotes y la losa cuando estos se encuentran trabajando como sistema.

Para calcular la capacidad de carga última de los pilotes deben considerarse el factor de eficiencia de grupo (n) y el número de pilotes (η), de esta forma la capacidad de carga se obtiene utilizando la Ecuación 6.

$$Q_{PG,ult} = n\eta Q_p \quad (6)$$

A partir de esto, Sanctis & Mandolini (2006) realizaron un estudio paramétrico basado en un análisis por métodos numéricos para encontrar la dependencia de los factores α_{UR} y α_G con las características geométricas de la LP. Los resultados mostraron que para valores de asentamiento del 25% del diámetro del pilote, tanto la resistencia por punta, como por fuste de los pilotes fue completamente movilizada. Esto indica un valor unitario de α_G ($\alpha_G=1$). Esta conclusión puede extenderse a todas las LP, pues para el estado límite último el asentamiento siempre es superior al 25% del diámetro del pilote.

Los modelos numéricos de las LP se realizaron generando asentamientos de un 10% del ancho de la losa, los que se consideran capaces de movilizar toda la capacidad resistente del conjunto. Con los puntos obtenidos se realizó una correlación lineal para obtener una relación entre el factor y las características geométricas de la LP. (Ver Figura 3 y Ecuación 7).

The latter proposed that the PR ultimate loading capacity shall be obtained from the lowest value within the following ones:

- The ultimate loading capacity of piles in a block failure, plus the loading capacity of the slab not covering the piles
- The addition of the slab ultimate loading capacity and the pile group as a system.

The ultimate loading capacity of a group of piles (in block); can be determined by Equation 4.

Where Q_{BF} is the loading capacity of a group of piles facing a block failure; q_f is resistance per shaft; q_p is resistance per end; B' and L' are the distances between end piles (Sanctis & Mandolini 2006).

Shaft and end resistances can be determined by employing any expression available on the literature (Tomlinson & Woodward 2008).

Equation 5 allows us to determine the failure as a system.

Where, $Q_{PR,ult}$, $Q_{UR,ult}$ and $Q_{PG,ult}$ correspond to the PR, isolated slab and piles' ultimate loading capacities, respectively. α_{UR} and α_G are factors affecting the piles and slab ultimate loading capacities, when they are working as only one system.

So as to calculate the ultimate loading capacity of piles, the group efficiency factor shall be considered (n) as well as the number of piles (η). In this way, the loading capacity is obtained by using Equation 6.

Sanctis & Mandolini (2006) developed a parametric study based on the numeric methods analysis to find the dependency of factors α_{UR} and α_G with the geometrical characteristics of PR. Results showed that for both settlement values, 25% of pile diameter, for end resistance as well as for pile shafts were completely mobilized. Therefore, the unit value is α_G ($\alpha_G=1$). This conclusion can be applied on all PR, as the ultimate limit state for settlement is always higher than 25% of the pile diameter.

PR numerical models were developed by generating settlements of 10% the slab width, which are considered as capable of mobilizing the whole group bearing capacity. By using the obtained points, a linear correlation was developed in order to achieve a ratio between the factor and the geometrical characteristics of the PR (ref. Figure 3 and Equation 7).



$$\alpha_{UR} = 1 - 3 \cdot \left(\frac{A_G / s}{A / d} \right) \quad (7)$$

Donde A_G es el área ocupada por los pilotes, calculada a partir del eje de los pilotes extremos; A es el área de la losa; s y d son el espaciamiento y el diámetro de los pilotes respectivamente.

Sanctis & Mandolini (2006) definen el Factor de Razón de Áreas F_F (según la Ecuación 8). En la Figura 3 es posible observar que para un valor de $F_F = 1/3$ el aporte de la losa es nulo $\alpha_{UR}=0$; mientras que si $F_F = 0$, la LP se convierte en el caso particular de losa de cimentación. El factor F_F permite definir la eficiencia de la cimentación, siendo $F_F = 0$ el extremo de mayor eficiencia y $F_F = 1/3$ el de menor. Por ejemplo, un valor de $\frac{A_G}{A} \sim 1$ representa una distribución de pilotes uniforme en toda la losa. Con esta distribución y una relación $\frac{s}{d}=6$, el aporte de la losa es de un 50% de su capacidad de carga última $\alpha_{UR}=0.5$

Where A_G is the area occupied by piles, calculated by means of the end piles' shafts. A is the slab area; s and d are spacing and piles diameter, respectively.

Sanctis & Mandolini (2006) defined the Area Ratio Factor F_F (in accordance with Equation 8). Figure 3 shows that for a value $F_F = 1/3$, the contribution from the slab is void $\alpha_{UR}=0$; but if $F_F = 0$, the RP turns into foundation slab in this particular case. The factor F_F allows us to define the slab efficiency, being $F_F = 0$ the highest efficiency end and $F_F = 1/3$ the lowest one. For example, the $\frac{A_G}{A} \sim 1$ value represents a uniform piles' distribution throughout the slab. With this distribution and a ratio of $\frac{s}{d}=6$, the slab contribution achieves the 50% of its ultimate loading capacity $\alpha_{UR}=0.5$

$$F_F = \left(\frac{A_G / s}{A / d} \right) \quad (8)$$

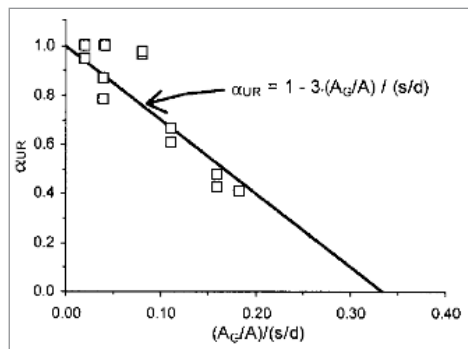


Figura 3. Relación entre α_{UR} y las características geométricas de la LP (Sanctis & Mandolini 2006)

Figure 3. Ratio between α_{UR} and the geometric characteristics of PR (Sanctis & Mandolini 2006)

Estos métodos simplificados de cálculo de la capacidad de carga última de LP han sido calibrados con perfiles de suelo específicos y deben ser aplicados con cautela en condiciones distintas a las estudiadas por los autores de los métodos. Contrastaciones realizadas con estudios numéricos y experimentales encontrados en la literatura (Balakumar 2008, Lorenzo 2010, Figueredo 2010, Souza 2010) avalan que el método propuesto por Sanctis&Mandolini (2006) es el que obtiene resultados más próximos a los reales.

3. Métodos de diseño

La manera de introducir la seguridad y la forma de aplicación del Método de Estados Límites (MEL) en las LP está muy influenciada por la filosofía de diseño que se adopte en el análisis de este tipo de cimentación. Una de las variantes en las que el sistema de LP trabaja con mayor eficiencia la que se considera los pilotes trabajando a carga última (Reul & Randolph 2004). Esto obliga a analizar la seguridad de las LP a nivel de sistema de cimentación y no por elementos independientes, puesto que los pilotes pueden estar trabajando a su capacidad de carga última y no cumplirían con ninguno de los criterios de seguridad establecidos en las normas de proyecto.

Such simplified calculation methods on the PR ultimate loading capacity have been calibrated by means of specific soil profiles, and they shall be applied with care when conditions are different to those reported by these methods' authors. Comparisons developed using numeric and experimental methods found on literature (Balakumar 2008, Lorenzo 2010, Figueredo 2010, Souza 2010), guarantee that the method proposed by Sanctis&Mandolini (2006) is the one obtaining the most proximate results to the actual ones.

3. Design methods

The way to introduce safety and the implementation of the Limit States Method (LSM) into the RP is quite influenced by the design philosophy to be adopted during the analysis of this type of foundation. One of the variables where the PR system operates at highest efficiency is the one that considers piles working at ultimate loading capacity (Reul & Randolph 2004). This forces us to analyze the PR safety for the whole foundation system, not by isolated elements; because piles might be working at their ultimate loading capacity but not fulfilling the safety standards established by the project regulations.

La descripción de la aplicación del MEL a las LP que se realiza en este artículo está basada en un diseño en el que los pilotes se consideren como pilotes flotantes trabajando a su capacidad de carga última, que es el diseño en el cual se logra una mayor capacidad de carga en el sistema LP. Además se considera que el coeficiente de seguridad de las características físico-mecánicas del suelo se aplica directamente a los valores medios según el enfoque de Ahner et al. (1997).

La Figura 4 muestra la forma de aplicación del MEL a las LP. La función de las cargas resistentes Y_2 se determina a partir de la suma de los valores medios de las capacidades resistentes del grupo de pilotes $Y_{2,PG}$ y de la losa $Y_{2,R}$, según la Ecuación 9.

The description for the implementation of LSM into PR, developed by this research, is based on a pile design considering floating piles working at their ultimate loading capacity, which is actually the design achieving the highest loading capacity of all PR systems. Besides, it is considered that the safety coefficient of the soil physical-mechanical characteristics is directly applied on the average values, in accordance with Ahner et al. (1997).

Figure 4 shows how to implement LSM into RP systems. The function of resistant loads Y_2 is determined by the addition of average values from the bearing capacities of the piles group $Y_{2,PG}$ and the slab $Y_{2,R}$ according to the Equation 9.

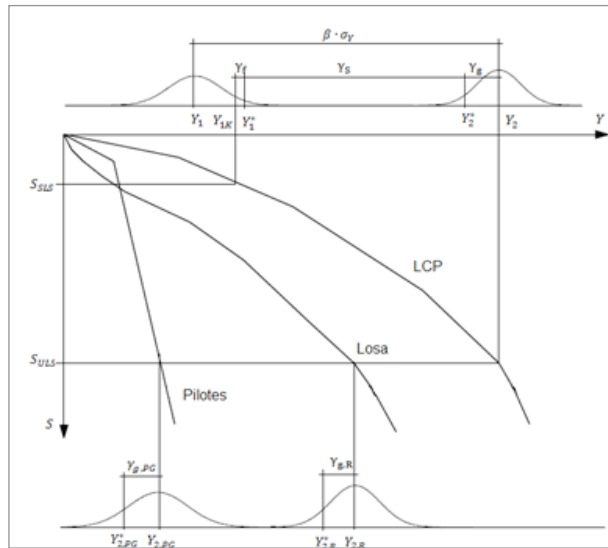


Figura 4. Introducción de la seguridad por el MEL en las LP (Modificado de Ahner et al., 1997)
Figure 4. Introducing safety by the implementation of LSM into the PR (modified by Ahner et al., 1997)

$$Y_2 = Y_{2,PG} + Y_{2,R} \quad (9)$$

Donde $Y_{2,R}$ y $Y_{2,PG}$ son las funciones de la capacidad resistente de la losa y de los pilotes en la LP respectivamente, calculados a partir de los valores medios de las propiedades del suelo.

La función de cargas resistentes de cálculo de la losa $Y_{2,R}^*$ y de los pilotes $Y_{2,PG}^*$ puede determinarse según la Ecuación 10.

$$Y_{2,R}^* = \frac{Y_{2,R}}{\gamma_{g,R}}; Y_{2,PG}^* = \frac{Y_{2,PG}}{\gamma_{g,PG}} \quad (10)$$

Donde $Y_{2,R}^*$ y $Y_{2,PG}^*$ son las cargas resistentes de cálculo de la losa y de los pilotes respectivamente, que pueden ser calculadas a partir de los valores de cálculo de las propiedades físico-mecánicas del suelo. En la Figura 4, Y_1 representa la función de las cargas actuantes.

Aplicando estas definiciones al cálculo de la capacidad de carga última de una LP se obtiene la Ecuación de diseño de este tipo de cimentación (Ecuación 11):

Where, $Y_{2,R}$ and $Y_{2,PG}$ are the functions of the slab and piles bearing capacity on the PR, respectively. They are calculated from the average values of soil properties.

The calculation of resistant loads functions for the slab $Y_{2,R}^*$ and piles $Y_{2,PG}^*$ can be determined by Equation 10.

Where $Y_{2,R}^*$ and $Y_{2,PG}^*$ are the resistant loads for the slab and piles, respectively. They can be calculated by using the calculation values of the soil physical-mechanical properties. In Figure 4, Y_1 represents the function of live loads.

By applying such definitions into the calculation of ultimate loading capacity on a PR system, the design Equation for this foundation type is obtained (Equation 11):

$$P^* \leq \frac{Q_{PR}^*}{\gamma_s} \quad (11)$$

Donde P^* es la carga total actuante vertical de cálculo; γ_s es un coeficiente parcial que tiene en cuenta las condiciones de trabajo y el tipo de fallo; Q_{PR}^* es la capacidad de carga de cálculo de la LP, que puede ser calculada según la Ecuación 12

$$Q_{PR}^* = \alpha_{UR} \cdot Q_{UR}^* + Q_{PG}^* \quad (12)$$

Q_{UR}^* y Q_{PG}^* son la capacidad de carga de la losa aislada y de los pilotes aislados respectivamente, obtenida a partir de los valores de cálculo de las propiedades del suelo.

La carga actuante vertical de cálculo se puede obtener a partir de los coeficientes de ponderación de cargas γ_{fi} definidos en las normas de diseño en función del tipo de carga, que son aplicados a sus valores característicos según la Ecuación 13.

$$P^* = \sum(P_{ki} \cdot \gamma_{fi}) \quad (13)$$

P_{ki} son las cargas características y γ_{fi} son los coeficientes parciales de ponderación de las cargas actuantes.

Las propiedades físico-mecánicas de cálculo se determinan aplicando los coeficientes de seguridad $\gamma_{g,i}$ a los valores medios obtenidos del procesamiento estadístico de los resultados de los ensayos de laboratorios. Para definir los valores medios se deberán seguir las recomendaciones de las normas de investigación ingeniero-geológicas sobre el número mínimo de ensayos de laboratorio a realizar para cada parámetro. Los valores de cálculo se expresan según las Ecuaciones 14, 15 y 16.

$$\phi^* = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{\gamma_{gtg\phi}} \right) \quad (14)$$

$$c^* = \frac{c}{\gamma_{gc}} \quad (15)$$

$$\gamma^* = \frac{\gamma}{\gamma_{gy}} \quad (16)$$

Donde, ϕ , c , γ son los valores medios del ángulo de fricción interna, cohesión y peso específico del suelo respectivamente; ϕ^* , c^* , γ^* los valores de cálculo del ángulo de fricción interna, cohesión y peso específico del suelo respectivamente; y $\gamma_{gtg\phi}$, γ_{gc} , γ_{gy} son coeficientes de seguridad del ángulo de fricción interna, cohesión y peso específico del suelo respectivamente, determinados para una probabilidad $\alpha = 0.95$.

3.1 Aplicación de la teoría de seguridad en el diseño geotécnico de LP

Los métodos probabilísticos permiten calibrar los coeficientes parciales de seguridad a utilizar en el diseño por el Método de Estados Límites. La aplicación de este enfoque de seguridad a las LP todavía no ha sido incluida en las normas de diseño, por lo que los coeficientes parciales de carga y resistencia no han sido establecidos. Sin embargo, las expresiones necesarias para la calibración de los coeficientes parciales a utilizar en el MEL pueden ser desarrolladas a partir del procedimiento general descrito por Quevedo (2002), que ha sido utilizado con muy buenos resultados por Quevedo (2002) para el caso de cimentaciones superficiales en suelos cohesivos; Gonzalez-Cueto (2000), para cimentaciones superficiales en suelos friccionales; y Lima (2006), para pozos de cimentación y anclajes.

Where P^* is the total vertical live load; γ_s is a partial coefficient that considers working conditions and the type of failure; Q_{PR}^* is the calculated loading capacity of the PR system, which can be calculated by Equation 12.

Q_{UR}^* and Q_{PG}^* are the loading capacities of the isolated slab and the isolated piles, respectively; which are obtained from soil properties values.

Vertical live load can be obtained by means of load weighting coefficients for loads γ_{fi} defined by design regulations in accordance with the loading type, which are applied into the characteristic values, as per Equation 13.

P_{ki} are the characteristic loads and γ_{fi} are partial weighting coefficients of live loads.

The calculated physical-mechanical properties are determined applying safety coefficients $\gamma_{g,i}$ on the average values obtained from the results statistical process by laboratory tests. In order to define average values it is recommended to follow the research engineering and geology guidelines on the minimum laboratory tests requested for each parameter. Calculation values are expressed by Equations 14, 15 and 16.

Where, ϕ , c , γ are the average values of an internal friction angle, cohesion and specific weight of the soil, respectively. ϕ^* , c^* , γ^* are the calculation values of the internal friction angle, cohesion and soil specific weight, respectively. $\gamma_{gtg\phi}$, γ_{gc} , γ_{gy} are safety coefficients of the internal friction angle, cohesion and soil specific weight, respectively, determined for a probability of $\alpha = 0.95$.

3.1 Application of safety theory into the PR geo-technical design

Probabilistic methods enable the calculation of partial safety coefficients to be used in the design of the Limit States Method. The application of this safety approach into the PR systems has not been adopted by design regulations yet. Therefore, loading and resistance partial coefficients have not been established so far. However, the expressions required to calibrate partial coefficients, to be employed by LSM, can be developed from the general procedure described by Quevedo (2002). This procedure has been successfully used by Quevedo (2002) in the case of superficial foundations on cohesive soils; by Gonzalez-Cueto (2000) for superficial foundations on friction soils and; by Lima (2006) for water well foundations and anchoring foundations.

El procedimiento de calibración mediante esta metodología exige calcular el Factor de Seguridad global de diseño ($F_{s,diseño}$) y el Factor de Seguridad global óptimo o requerido ($F_{s,óptimo}$). En las siguientes secciones se formula los procedimientos para la obtención de estos.

3.1.1 Factor de seguridad global de diseño

La función de las cargas resistentes con sus valores de cálculo (Y_2^*), para el análisis geotécnico aquí considerado, se obtiene de manera diferente al análisis estructural. Tal como lo sugieren algunas investigaciones (Quevedo 2002), los coeficientes de seguridad de las propiedades físico-mecánicas de los materiales son aplicados directamente sobre los valores medios y no sobre los característicos como generalmente se hace en los proyectos de estructuras.

Las propiedades físico-mecánicas de cálculo de los materiales se obtienen según la Ecuación 17.

$$X_i^* = \frac{X_i}{\gamma_{gi}} \quad (17)$$

Donde X_i^* es el valor de cálculo de la propiedad i del suelo y γ_{gi} es el coeficiente de seguridad de la propiedad i del suelo.

Las Ecuaciones 18 y 19 permiten calcular el coeficiente de ponderación (γ_{gi}) de las propiedades físicas (peso específico) y mecánicas (ángulo de fricción interna, cohesión) respectivamente.

$$\gamma_{gi} = \frac{1}{1 - \frac{t_\alpha \cdot v_i}{\sqrt{n_i}}} \quad (18)$$

$$\gamma_{gi} = \frac{1}{1 - t_\alpha \cdot v_i} \quad (19)$$

Donde t_α es el valor de la función t-student para $\alpha=0.95$ y $n-1$ grados de libertad; v_i es el coeficiente de variación de la propiedad i del suelo; n_i es la cantidad de repeticiones de los ensayos realizados para obtener la propiedad i del suelo; t_α es el valor de la función de la t-student, para $\alpha = 0.95$ y $n-2$ grados de libertad.

El coeficiente de seguridad parcial (γ_g) de las cargas resistentes se obtiene con la Ecuación 20.

$$\gamma_g = \frac{Q_{PR,ult}}{Q_{PR}^*} \quad (20)$$

Para calcular $Q_{PR,ult}$ puede utilizarse la ecuación obtenida por Sanctis & Mandolini (2006) (Ecuación 5). La Q_{PR}^* se obtiene a partir de las propiedades de cálculo de los materiales usando la Ecuación 12 y calculando los coeficientes de minoración de las propiedades de los materiales con las ecuaciones 18 y 19 o utilizando los que aparezcan en las normas de diseño.

El coeficiente de ponderación de las cargas actuantes (γ_p) se calcula según la Ecuación 21. El valor de t_α se puede considerar igual a 1.645, puesto que la mayoría de las normativas definen la carga característica (P_k) para una probabilidad de 5% de que su valor sea superado durante la vida útil de la obra.

The calibration procedure in this methodology demands the calculation of the design global Safety Factor ($F_{s,design}$) and the required or optimal global Safety Factor ($F_{s,optimal}$). In the following sections, the procedures to be followed to obtain such values are described.

3.1.1 Design global safety factor

The function of resistant loads and their calculation values (Y_2^), for this geotechnical analysis, is obtained in a different way than the structural analysis. As suggested by some researchers (Quevedo 2002), safety coefficients for material physical-mechanical properties are directly applied on the average values, not on the characteristic values as normally done for structural projects.*

The calculated material physical-mechanical properties are obtained by Equation 17.

Where X_i^ is the value for the i -property of soil and γ_{gi} is the safety coefficient for the i -property of the soil.*

Equations 18 and 19 determine the weighting coefficient (γ_{gi}) of physical properties (specific weight) and mechanical properties (internal friction angle, cohesion), respectively.

Where t_α is the value of the t-student function for $\alpha=0.95$ and $n-1$ freedom degree; v_i is the variation coefficient of the i -property of soil; n_i is the amount of laboratory tests repetitions executed to achieve the i -property of soil; t_α is the value of t-student function for $\alpha = 0.95$ and $n-2$ freedom degrees.

Partial safety coefficient (γ_g) of resistant loads is obtained by Equation 20.

For the calculation of $Q_{PR,ult}$ the equation achieved by Sanctis & Mandolini (2006) (Equation 5) can be used. The Q_{PR}^ is obtained from material properties by using equation 12 and by calculating the reduction coefficients of material properties employing Equations 18 and 19, or the ones indicated by design guidelines.*

Weighting coefficient of live loads (γ_p) is calculated by Equation 21. The value t_α is considered equal to 1.645, as most guidelines define the characteristic load (P_k) with a 5% probability that this value may be exceeded during the structure life span.

$$\gamma_f = \frac{\sum P_{ki} \cdot \gamma_{fi}}{\sum P_{ki} (1 - t_{\alpha} \cdot v_i)} \quad (21)$$

Finalmente, el coeficiente de seguridad global de diseño $F_{s,\text{diseño}}$ se obtiene a partir de la Ecuación 22.

Finally, the design global safety coefficient $F_{s,\text{diseño}}$ is obtained by Equation 22.

$$(F_{s,\text{diseño}}) = \gamma_f \cdot \gamma_g \cdot \gamma_s \quad (22)$$

3.1.2. Factor de Seguridad Óptimo

La obtención del Factor de Seguridad Óptimo ($F_{s,\text{óptimo}}$) involucra ecuaciones cuyo tratamiento en derivadas resulta más complejo que el realizado para la obtención del factor de seguridad global de diseño. Las funciones de cargas actuantes (Y_1) y de capacidad resistente (Y_2) se definen según las ecuaciones 23 y 24, donde P es el valor medio de las cargas actuantes y $Q_{PR,\text{ult}}$ la capacidad de carga última del sistema de LP.

3.12. Optimal Safety Factor

The calculation of the Optimal Safety Factor ($F_{s,\text{óptimo}}$) involves equations, which derivative processes are more complex than the ones used for design global safety factor. The functions of live load (Y_1) and resistant loads (Y_2) are defined by equations 23 and 24, where P is the average value of resistant loads and $Q_{PR,\text{ult}}$ the ultimate loading capacity of the PR system.

$$Y_1 = P \quad (23)$$

$$Y_2 = Q_{PR,\text{ult}} \quad (24)$$

El nivel de seguridad requerido ($H_{\text{requerido}}$) está relacionado con el $F_{s,\text{óptimo}}$ para el caso del diseño de LP por la Ecuación 25.

The required safety level ($H_{\text{requerido}}$) is related to the $F_{s,\text{óptimo}}$ for the case of PR design in Equation 25.

$$H = 0.5 + \phi_n \left[\frac{F_s - 1}{\sqrt{v_p^2 + F_s^2 \cdot v_{Q_{PR,\text{ult}}}^2}} \right] \quad (25)$$

En esta expresión se considera una distribución estadística normal para la función margen de seguridad ($Y_2 - Y_1$) y ϕ_n representa la función de Laplace. En Griffiths&Fenton (2007) y Lorenzo (2010) pueden ser encontrados más detalles sobre la obtención de esta expresión.

This expression considers a normal statistical distribution for the function safety margin ($Y_2 - Y_1$) and ϕ_n represents Laplace function. Further details about this expression can be found on Griffiths&Fenton (2007) and Lorenzo (2010).

Como los coeficientes de variación de la resultante de las cargas actuantes (v_p) y de la capacidad de carga última ($v_{Q_{PR,\text{ult}}}$) no son conocidos, es necesario expresarlos según las Ecuaciones 26 y 27.

Since resulting variation coefficients for live loads (v_p) and ultimate loading capacity ($v_{Q_{PR,\text{ult}}}$) are unknown values, it is necessary to determine them by using Equations 26 and 27.

$$v_p = \frac{\sigma_p}{P} \quad (26)$$

$$v_{Q_{PR,\text{ult}}} = \frac{\sigma_{Q_{PR,\text{ult}}}}{Q_{PR,\text{ult}}} \quad (27)$$

Donde σ_p es la desviación estándar de la carga total vertical actuante y $\sigma_{Q_{PR,\text{ult}}}$ es la desviación estándar de la capacidad de carga última de la LP.

Where σ_p is the standard deviation for total vertical live load and $\sigma_{Q_{PR,\text{ult}}}$ is the standard deviation of the ultimate loading capacity of the PR system.

Teniendo en cuenta que la carga total es el resultado de la sumatoria de los valores representativos de varias variables aleatorias, la desviación de la carga total vertical actuante (σ_p) puede ser calculada según la Ecuación 28.

Taking into account that total load is the result of the addition of several representative values of several random variables; deviation of total vertical live load (σ_p) can be calculated by Equation 28.

$$\sigma_P^2 = \sum \sigma_{Pi}^2 \quad (28)$$

Debido a que la capacidad de carga es una función que depende de varias variables aleatorias, la estimación de la desviación de la capacidad de carga última de la LP ($\sigma_{QPR,ult}$) es más compleja que la de las cargas actuantes. En este caso se puede realizar un desarrollo en serie de Taylor, en el que se combinan la linealización de la función con el teorema general de la desviación (Lorenzo 2010). De esta forma la desviación puede calcularse según la Ecuación 29.

Since loading capacity is a function depending on several random variables, the determination of deviation of the ultimate loading capacity of the PR system ($\sigma_{QPR,ult}$) is more complex than the deviation calculation of live loads. In this case, a serial Taylor development can be carried out, where the linear function and the general deviation theorem are combined (Lorenzo 2010). Consequently, deviation can be calculated by Equation 29.

$$\sigma_{QPR,ult}^2 = \left(\frac{\partial Q_{PR,ult}}{\partial \tan \phi}\right)^2 \cdot \sigma_{\tan \phi}^2 + \left(\frac{\partial Q_{PR,ult}}{\partial c}\right)^2 \cdot \sigma_c^2 + \left(\frac{\partial Q_{PR,ult}}{\partial \gamma}\right)^2 \cdot \sigma_\gamma^2 - 2 \left(\frac{\partial Q_{PR,ult}}{\partial \tan \phi}\right) \left(\frac{\partial Q_{PR,ult}}{\partial c}\right) \cdot r_{c \cdot \tan \phi} \cdot \sigma_c \cdot \sigma_{\tan \phi} \quad (29)$$

Donde $r_{c \cdot \tan \phi}$ es el coeficiente de correlación entre la cohesión y la tangente del ángulo de fricción interna del suelo.

Where $r_{c \cdot \tan \phi}$ is the correlation coefficient between cohesion and the internal friction angle tangent of the soil.

Las derivadas contenidas en la Ecuación 29 se obtienen a partir de las ecuaciones de capacidad de carga que aparecen en (CTE 2006), resultando las Ecuaciones 30 a 35. Los coeficientes de profundidad se consideran iguales a la unidad para simplificar los cálculos. Esto no introduce un error apreciable ya que el aporte en la capacidad de carga del suelo por encima de la cimentación para el caso de LP representa un porcentaje muy bajo de la capacidad de carga total. Para suelos granulares y suelos cohesivos en un análisis con drenaje pueden utilizarse las Ecuaciones 30 a 32, mientras que para suelos cohesivos, en un análisis a corto plazo estas expresiones se simplifican, resultando las Ecuaciones 33 a 35.

Derivatives in Equation 29 are obtained from equations for loading capacities published on (CTE 2006), thus leading to Equations 30 to 35. Depth coefficients are considered as equal to the unit, in order to simplify calculations. Above does not introduce a considerable error, since the contribution of soil loading capacity over the PR foundation represents a very low percentage of total loading capacity. For granular soils and cohesive soils using drainage systems, Equations 30 to 32 can be used. Meanwhile, for cohesive soils under a short term analysis, such expressions are simplified, thus resulting Equations 33 to 35.

$$\frac{\partial Q_{PR,ult}}{\partial \tan \phi} = \alpha_{UR} \cdot A \left(C \cdot S_c \frac{dN_c}{d \tan \phi} + \gamma_1 \cdot d \cdot S_q \cdot \frac{dN_q}{d \tan \phi} + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot S_\gamma \cdot \frac{dN_\gamma}{d \tan \phi} \right) + n\eta \left[A_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot \frac{dN_q}{d \tan \phi} + A_F \cdot \sigma'_v \cdot k \cdot f \right] \quad (30)$$

$$\frac{\partial Q_{PR,ult}}{\partial c} = \alpha_{UR} \cdot A \cdot [S_c \cdot N_c] \quad (31)$$

$$\frac{\partial Q_{PR,ult}}{\partial \gamma} = \alpha_{UR} \cdot A \left[d \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot S_\gamma \cdot N_\gamma \right] + n\eta (A_p \cdot N_q \cdot L + A_F \cdot L \cdot k \cdot f) \quad (32)$$

$$\frac{\partial Q_{PR,ult}}{\partial \tan \phi} = 0 \quad (33)$$

$$\frac{\partial Q_{PR,ult}}{\partial c} = 5.14 \cdot \alpha_{UR} \cdot A + n \eta \left[A_p \cdot F_E + A_F \cdot \frac{100 \cdot C_U \cdot (C_U + 200)}{(C + 100)^2} \right] \quad (34)$$

$$\frac{\partial Q_{PR,ult}}{\partial \gamma} = 0 \quad (35)$$

Las derivadas de los factores de forma con respecto a la $\tan \phi$ que aparecen en la expresión 30 se obtienen haciendo un ajuste de curva de las funciones de los factores de forma con respecto a la $\tan \phi$ a polinomios de grado 5, como aparece en las Ecuaciones 36 a 38.

$$\frac{dN_c}{d \tan \phi} = 917.5 \cdot \tan^4 \phi - 1096.4 \cdot \tan^3 \phi + 731.7 \cdot \tan^2 \phi - 91.38 \cdot \tan \phi + 21.25 \quad (36)$$

$$\frac{dN_q}{d \tan \phi} = 1919 \cdot \tan^4 \phi - 2585.2 \cdot \tan^3 \phi + 1549.2 \cdot \tan^2 \phi - 286.8 \cdot \tan \phi + 23.79 \quad (37)$$

$$\frac{dN_\gamma}{d \tan \phi} = 5485 \cdot \tan^4 \phi - 8108 \cdot \tan^3 \phi + 4674 \cdot \tan^2 \phi - 9714 \cdot \tan \phi + 5921 \quad (38)$$

Las desviaciones de los parámetros físico-mecánicos aleatorios considerados, pueden expresarse según las Ecuaciones 39 a 41.

$$\sigma_{\tan \phi} = v_{\tan \phi} \cdot \tan \phi \quad (39)$$

$$\sigma_c = v_c \cdot C \quad (40)$$

$$\sigma_\gamma = v_\gamma \cdot \gamma \quad (41)$$

De esta forma es posible calcular los valores del coeficiente de variación de la carga (v_p) y de la capacidad de carga última ($v_{QPR,ult}$) y a partir de estos conocer el valor de $F_{s, \text{óptimo}}$ para un nivel de seguridad deseado. Quevedo (2002) recomienda utilizar en el diseño geotécnico por estado límite último un valor del nivel de seguridad (de 0.98, lo que corresponde a una probabilidad de falla de 0.02).

Comparando los valores de $F_{s, \text{óptimo}}$ y $F_{s, \text{diseño}}$ se puede conocer si el sistema de coeficientes parciales de seguridad que se utilizó en el diseño es el adecuado. Generalmente, los que se emplean en los diseños geotécnicos son conservadores (Quevedo 2002), es decir, tienen valores superiores a los necesarios para garantizar el nivel de seguridad exigido. Es por eso que se debe realizar un proceso de calibración en el que se disminuya el valor de los coeficientes de seguridad hasta encontrar una o varias combinaciones en los que $F_{s, \text{diseño}} = F_{s, \text{óptimo}}$. En la práctica, la variabilidad de las cargas ha sido menos medida que la de los parámetros geotécnicos, por lo que es recomendable disminuir los coeficientes de seguridad (v_g) relacionados con estos últimos y mantener los que afectan las cargas (v_γ). De este modo, es posible utilizar los mismos coeficientes de ponderación para las cargas en el diseño tanto de la estructura, como de la cimentación. La Figura 5 muestra el algoritmo que resume la propuesta desarrollada.

3.1.2 Coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos y de las cargas.

Para poder desarrollar el procedimiento descrito se necesita caracterizar estadísticamente las variables aleatorias que intervienen en los análisis. De cada parámetro geotécnico será necesario definir entonces, el valor más representativo que, en general, será una estimación del valor medio y el rango de variación posible del parámetro en cuestión.

Form factor derivatives in regards to $\tan \phi$ expressed in equation 30 are obtained by adjusting the form factors curve functions $\tan \phi$ to polynom degree 5, as shown by Equations 36 to 38.

Deviations of random physical-mechanical parameters can be expressed by Equations 39 to 41.

In this way it is possible to calculate the variation of loading coefficient (v_p) and the ultimate loading capacity ($v_{QPR,ult}$), which result is used to achieve the $F_{s, \text{óptimo}}$ for the expected safety level value. Quevedo (2002) recommended employing the geotechnical design per ultimate limit state (H) considering a safety value of 0.98, which corresponds to a failure probability of 0.02.

By comparing $F_{s, \text{óptimo}}$ and $F_{s, \text{diseño}}$ it is possible to understand if the employed safety partial coefficients are the adequate ones. Generally, the ones employed by geotechnical design are quite conservative coefficients (Quevedo 2002), in other words, they use higher values than the ones required for guaranteeing the expected safety level. Consequently, a calibration process shall be used by decreasing safety coefficient values until reaching one or several combinations fulfilling $F_{s, \text{diseño}} = F_{s, \text{óptimo}}$. In practice, loading variability has been less assessed than geotechnical parameters; therefore, it is recommended decreasing safety coefficients (v_g) related to the latter parameters and keeping the ones affecting loads (v_γ). In this way, it is possible to use the same weighting coefficients of design loading capacities for the structure and for the foundation. Figure 5 shows the algorithm summarizing this developed proposal.

3.1.2 Variation coefficients from geotechnical parameters and loadings.

In order to develop the described procedure it is necessary to statistically characterize the random variables involved in the analyses. Therefore, from each geotechnical parameter, it will be required to define the most representative value, generally corresponding to the estimation of the average value and the possible variation range of a given parameter.

En la Tabla 1 se brindan de manera orientativa algunos valores de coeficientes de variación de parámetros geotécnicos.

Table 1 shows some values of variation coefficients for geotechnical parameters.

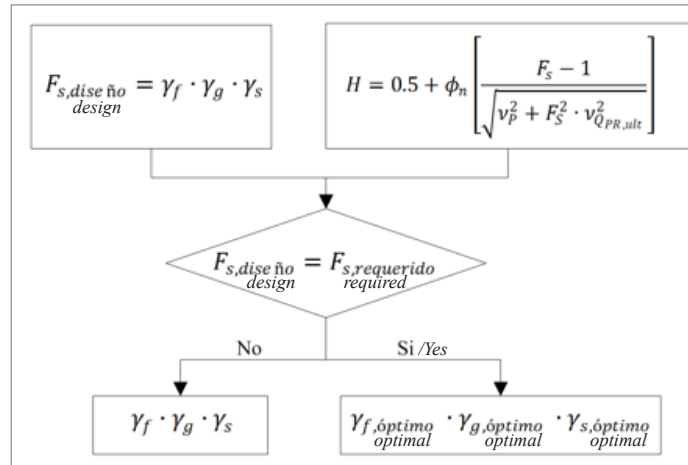


Figura 5. Algoritmo para obtención de los coeficientes de seguridad por el MEL (Lorenzo 2010)

Figure 5. Algorithm used to obtain safety coefficients by LSM (Lorenzo 2010)

Tabla 1. Valores típicos del coeficiente de variación para algunas propiedades geotécnicas. (ROM 2005)

Table 1. Typical values of variation coefficients for some geotechnical properties (ROM 2005)

Parámetro/Parameter	Coefficiente de variación/Variation Coefficient
Pesos específicos/Specific weights	0.05
Tangente del ángulo de rozamiento interno/Internal friction angle tangent	0.07
Cohesión/Cohesion	0.1
Resistencia al corte sin drenaje/Shear strength, no drainage system	0.15

La caracterización estadística de las cargas requiere en muchos casos de la instrumentación de las estructuras existentes, para poder medir las cargas que sobre ellas actúan y cómo estas fluctúan en un periodo de tiempo. Esto ha hecho que la medida de la variabilidad de las cargas se encuentre en muchos casos limitada a países de gran desarrollo, por los costos que implica su determinación.

The loads statistical characterization, in many cases requires the instrumentation of the existing structures; in order to determine which are the loads acting on them and how do they fluctuate within a given period of time. This fact has restricted the determination of load variability only carried out by developed countries, due to costs involved.

En la Tabla 2 se muestran valores típicos de coeficiente variación para los tipos de carga más frecuentes en el diseño geotécnico.

Table 2 shows the typical values of variation coefficients for the most frequent types of loads in the geotechnical design.

Tabla 2. Valores típicos del coeficiente de variación para algunas propiedades geotécnicas (Modificada de Quevedo 2002)

Table 2. Typical values of variation coefficients for some geotechnical properties (Modified by Quevedo 2002)

Tipo de Carga/Type of load	Coefficiente de variación/Variation Coefficient
muerta (permanente)/ Dead (constant)	0.1
viva (temporal)/Live (temporary)	0.25
viento (temporal especial)/Wind (temporary - special)	0.31
sísmica/Seismic	0.9-1.1

En la Figura 6 se presenta un diagrama de flujo que resume el procedimiento de diseño de LP según el MEL. Las ventajas:

Figure 6 shows a flow diagram summarizing the PR design procedure, according to LSM. The advantages:

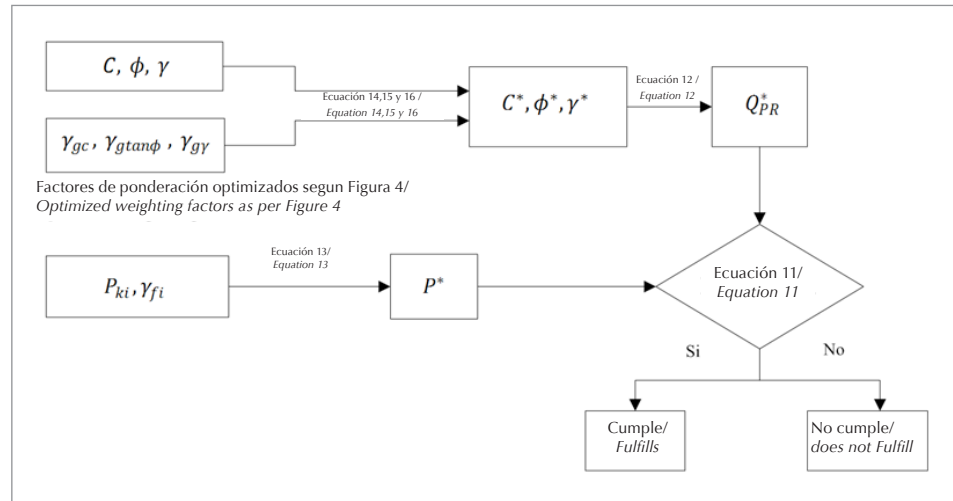


Figura 5. Procedimiento de diseño de LP según el MEL
Figure 5. PR design procedure, according to LSM

4. Conclusiones

El costo de la racionalización de los métodos de diseño de cimentaciones es el aumento en su complejidad. Sin embargo, este costo se compensa con los beneficios en la reducción del conservadurismo, en el mayor entendimiento y en el aumento de la confianza en los diseños. El uso de la Teoría de la Seguridad es uno de los grandes pasos en la búsqueda de diseños más económicos y racionales.

El análisis de las LP como sistema de cimentación permite el uso eficaz de sus elementos componentes, considerando el aporte del contacto losa-suelo. Este constituye una generalización de los métodos de cálculo para determinar la capacidad de carga de losas de cimentación y grupos de pilotes separadamente.

Basado en el método de Sanctis&Mandolini (2006) se establece la metodología a seguir para la aplicación del MEL en el diseño de las LP. El empleo de tres grupos de coeficientes parciales permite tener en cuenta por separado las incertidumbres introducidas en el diseño por los materiales, las cargas y las condiciones de trabajo.

Utilizando la metodología propuesta por (Quevedo 2002) es posible calibrar los coeficientes parciales necesarios para la aplicación del MEL al diseño de LP, definiéndose el nivel de seguridad introducido en el diseño.

5. Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo financiero del proyecto CAPES-MES 174/12.

4. Conclusions

The rationalization cost of foundation design methods is its increasing complexity. However, this cost is compensated by the conservatism reduction, by a deeper knowledge and reliability increase on designs. The use of this theory is one of the main steps towards the achievement of more economical and rational designs.

The analysis of RP as foundation system enables the effective use of its component elements, because it considers the slab-soil contribution. The analysis is a calculation methods generalization used to determine the loading capacities of slab foundation and the groups of piles separately.

Based on the method by Sanctis&Mandolini (2006), the methodology to implement the LSM application into PR systems is established. The use of three groups of partial coefficients takes into account the design uncertainties introduced by materials, loads and working conditions, separately.

By employing the methodology proposed by (Quevedo 2000) it is possible to calibrate the partial coefficients required for the implementation of LSM into a PR design, also defining the safety level introduced in the model.

5. Acknowledgments

The authors are thankful for the financing support provided to the CAPES-MES 174/12 project.

6. Referencias/References

- Ahner C., Soukhov D. y König G. (1997)**, Reliability Aspects of Design of Combined Piled-Raft Foundations (CPRF). 2nd Symposium in Civil Engineering, Budapest, pp.1–8.
- CTE (2006)**, Código Técnico de la Edificación. España, p.1061.
- Cunha R.P., Poulos H.G. y Small J.C. (2001)**, Investigation of design alternatives for a piled raft case history. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 27(8), pp.635–641.
- Figueredo S. (2010)**, Análisis del comportamiento de Balsas de Cimentación combinadas con Pilotes por el Método de los Elementos Finitos en 3D. Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría. Cuba
- Gonzalez-Cueto A. V. (2000)**, Diseño Geotécnico de Cimentaciones Superficiales en Arenas. Universidad Central de las Villas. Cuba
- Griffiths D. V. y Fenton G. A. (2007)**, Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering. SpringerWien, New York.
- Kishida H. y Meyerhof G. (1965)**, Bearing Capacity of pile groups under eccentric loads in sand. In 6th Proc. ICSMFE. Toronto, pp. 270–274.
- Lima R. (2006)**, Diseño de cimentaciones sometidas a grandes esfuerzos de momentos y/o cortantes y axiales pequeños o de succión. Universidad Central de Las Villas. Cuba
- Lorenzo R. (2010)**, Diseño Geotécnico de Losas Pilotadas Bajo la Acción de Cargas Verticales. Aplicación de la Teoría de Seguridad. Universidad Politécnica de Madrid. España
- Mandolini A. (2003)**, Design of piled raft foundations : practice and development. In Ghent, ed. 4th Int. Geotechnical Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles. Rotterdam: MillPress, pp. 59–80.
- Phung D.L. (1993)**, Footing with Settlement-Reducing Piles in Non-Cohesive Soil. PhD. Thesis, Dep. de Ingeniería Geotecnica, Chalmers Univ. of Technology, Sweden.
- Poulos H.G. y Davis E.H. (1980)**, Pile Foundation Analysis and Design T. W. Lambe, ed., Rainbow-Bridge Book Co.
- Quevedo G. (2002)**, Aplicación de los Estados Límites y la Teoría de Seguridad en el Diseño Geotécnico en Cuba. Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Cuba
- Reul O. y Randolph M.F. (2004)**, Design Strategies for Pile Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(1), p.13.
- ROM (2005)**, Recomendaciones para Obras Marítimas 0.5. España.
- Sales M. M. (2000)**, Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas. UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA. Brasil.
- Sanctis L. y Mandolini A. (2006)**, Bearing Capacity of Piled Rafts on Soft Clay Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132(12), p.11.
- Souza R.S. (2010)**, Análise dos fatores de interação entre estacas em radier estaqueado: comparação de duas ferramentas numéricas. Universidad de Goiás, Escola de Engenharia, Brasil.
- Tomlinson M. y Woodward J. (2008)**, Pile Design and Constructions Practice 5th. ed., London: Taylor & Francis.