**XII SIMPOSIO INTERNACIONAL DE ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA**

**Análisis del diseño geotécnico de cimentaciones superficiales por Estados Límites, con el empleo de Hojas de Cálculo.**

**Analysis of the geotechnical design of surface foundations by States Limits, with the use of MathCAD.**

Ing. Claudia Alvarez Ibarra 1, Dr. Ana Virginia González-Cueto 2

1. Empresa de Proyectos de Villa Clara (EMPROY VC), Cuba, calvarezi@aei-ucmbybat.co.cu
2. Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, Cuba, ana@uclv.edu.cu

El diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales se realiza a nivel mundial por varios métodos de diseño. A través del tiempo y con el desarrollo de la geotecnia, los métodos de diseño según su orden de aparición son: el Método de los Esfuerzos Admisibles, el Método del Factor de Seguridad Global, y el Método de los Estados Límites. De los diferentes métodos para el diseño de cimentaciones superficiales el que se emplea tanto en la normativa cubana como en la europea es el de los Estados Límites, debido a la seguridad que este permite introducir según los coeficientes utilizado por cada país atendiendo a sus condiciones, además se chequean dos estados limites, los cuales responden a criterios de estabilidad y funcionalidad en estructura. Son disímiles los estudios, investigaciones y softwares asociados al campo del diseño automatizado de cimentaciones superficiales que han permitido la implementación práctica de resultados obtenidos. El presente trabajo tiene como objetivo plantear las metodologías a seguir y la validación de diferentes invariantes de las hojas de cálculo en MathCAD para el diseño automatizado de cimentaciones superficiales por el método de Estados Límites siguiendo los requerimientos de la norma de diseño de cimentaciones superficiales, aplicadas a diferentes casos de estudio donde se analizará la solución del diseño de las cimentaciones por Estados Límites, ante la presencia de momentos actuantes en una y dos direcciones, utilizando hojas de Cálculo en MathCAD.

**Abstract:**

The geotechnical design of surface foundations is carried out worldwide by several design methods. Over time and with the development of geotechnics, the design methods according to their order of appearance are: the Method of Admissible Efforts, the Global Safety Factor Method, and the Method of the Limit States. Of the different methods for the design of superficial foundations, the one that is used both in the Cuban and the European regulations is that of the Limit States, due to the security that this allows to introduce according to the coefficients used by each country according to their conditions, In addition, two limit states are checked, which respond to criteria of stability and functionality in structure. The studies, research and software associated with the field of automated design of superficial foundations that have allowed the practical implementation of obtained results are dissimilar. The aim of this paper is to propose the methodologies to be followed and the validation of different invariants of the spreadsheets in MathCAD for the automated design of surface foundations by the Limits States method following the requirements of the design rule for surface foundations, applied to different study cases where the solution of the design of the foundations by Limit States will be analyzed, in the presence of acting moments in one and two directions, using calculation sheets in MathCAD

**Palabras claves:** cimentaciones superficiales; diseño; Estados Límites

**Keywords:** shalow foundations; design; States Limits

**1. Introducción**

La cimentación es el elemento o conexión estructural responsable de transmitir las solicitaciones originadas en la superestructura al suelo, y cuyo diseño depende tanto de las características de la estructura como del suelo de la Base. ([NC, 2007](#_ENREF_8))

El diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales se realiza a nivel mundial por varios métodos de diseño; estos métodos de diseño según su orden de aparición a través del tiempo son: el Método de los Esfuerzos Admisibles, el Método del Factor de Seguridad Global, y el Método de los Estados Límites. (Quevedo Sotolongo, González Cueto, & Dao Duc, 2012).

El diseño geotécnico se basa en buscar una base de cimentación cuya área en planta sea capaz de soportar el vuelco y el deslizamiento provocado por los momentos y fuerzas desestabilizantes, generar una superficie de falla los más grande posible para así proporcionar una capacidad de carga mayor en la base de la cimentación y además realizar un chequeo de la tensión límite de linealidad para calcular los asentamientos que se producen, ya sea por métodos lineales o no lineales.

Para el diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales, se han desarrollado múltiples trabajos encaminados a la racionalización y seguridad en los métodos de diseño. Desde los años 80 se ha promovido la introducción en el diseño geotécnico de las cimentaciones el Método de los Estados Límites, método conocido también como el de los coeficientes parciales. Dicho método trata de dar explicación al comportamiento de los suelos a partir de modelos elásticos y lineales, demostrándose posteriormente que el uso de estos modelos en muchos casos traía consigo el aprovechamiento parcial de la capacidad resistente de algunos suelos.

**2. Metodología**

Los métodos de diseño geotécnico de cimentaciones superficiales tienen como finalidad encontrar las dimensiones correctas de la base, para que el mismo cumpla con las condiciones de diseño que garantizan la seguridad y funcionalidad del cimiento. Como es de esperar cada uno de estos métodos posee diferentes peculiaridades, características y formas de calcular las dimensiones. Las condiciones de diseño requeridas para el 1er Estado Límite. (Estabilidad), se basan en el chequeo de las condiciones de vuelco, deslizamiento y capacidad de carga.

El diseño geotécnico de cimentaciones superficiales considerando la acción de las
cargas en dos sentidos (2D), se realiza el cálculo de las excentricidades en ambas direcciones, expresiones que están en función de las cargas en l y en b. De esta manera se introduce el diseño en las dos direcciones, considerándose como una solución ingenieril para simplificar el fenómeno físico que ocurre en la realidad.

**Chequeo al Vuelco.**

La determinación del área por vuelco se basa en el cálculo de la excentricidad
normativa en ambas direcciones (exc. l y exc. b), la cual se compara con la condición l/3 y b/3 respectivamente; en caso de no cumplir con la condición se le suma 0.05 m a la dimensión de la base analizada de forma iterativa hasta que se cumpla la condición: (exc. l < l/3 y exc. b <b/3) (Oficina Nacional de Normalización (NC), 2019).

El diseño por este criterio es el encargado de garantizar para las dimensiones de la base del cimiento inicialmente propuestas, que se cumpla que:

 F.S.vuelco =  (2.1)

Donde los momentos estabilizantes son la sumatoria de los momentos de todas las fuerzas, con sus valores característicos, que se oponen al vuelco de la cimentación con respecto a la esquina del mismo y los desestabilizante son la sumatoria de los momentos de todas las fuerzas, con sus valores característicos, que provocan el vuelco de la cimentación con respecto a la esquina del mismo.

Para una cimentación cuyo pedestal este ubicado en el centro, se cumple que:

F.S.V =≥ 1.5 (2.2)

Donde:

el = (2.3)

eb = (2.4)

Donde:

* **ML**: Momento flector actuante paralelo al lado ***l*** a nivel de cimentación e igual a la suma de los momentos de todas las acciones.
* **MB**: Momento flector actuante paralelo al lado ***b*** a nivel de cimentación e igual a la suma de los momentos de todas las acciones.
* **N**: Carga vertical resultante de todas las solicitudes a nivel de cimentación.
* **H**: Carga horizontal originada por las acciones externas.
* **QC + QR:** Densidad del hormigón y del relleno respectivamente, tomándose un valor promedio de ambos equivalentes a 20 kN /m3.
* **HC**: Dimensión vertical de la cimentación.
* **Df:** Profundidad de cimentación.

Es importante verificar que el cálculo de las excentricidades según las expresiones (2.3) y (2.4) para el criterio de vuelco se realiza con los valores de carga caracteristicos (sin mayorar).

**Chequeo al Deslizamiento.**

En la determinación del área de la base necesaria para contrarrestar el efecto de las
acciones horizontales que llegan a la cimentación, es necesario determinar la resistencia al deslizamiento de la base y compararla con la fuerza horizontal máxima entre Hml y Hmb (Hf\*), en caso que (D) < (Hf\*) se le suma 0.05 m a b y l = b \*rect. (Oficina Nacional de Normalización (NC), 2019).

El análisis del deslizamiento en 2D se introduce a través de la expresión:

H\* ≤ N\* tg ϕ\* + 0.75 b´ l´ c\* (2.5)

Donde:

* **H\***: Acciones externas horizontales, está en función de la combinación de carga y los coeficientes de mayoración.
* **N\*:** Acción vertical resultante mayorada de todas las solicitudes a nivel de cimentación.
* **ϕ\***: Angulo de fricción interna minorado.
* **b´ y l´**: Lados efectivos de la cimentación de las cuales sus expresiones son:

 l´= l – 2 el\* (2.6)

 b’= b – 2 eb\* (2.7)

Los valores de los coeficientes de minoración de las características físicos - mecánicas ϕ\* y c\* se determinan para una probabilidad de diseño de α = 95% para el 1er Estado Límite y α = 85% para el 2 do Estado Límite y se hallan a partir de las siguientes expresiones:

  (2.8)  (2.9)  (2.10)

Donde

**γgtgϕ:**Coeficiente de minoración del ángulo de fricción interna del suelo.

**γgc:**Coeficiente de minoración de la cohesión del suelo.

**γgγ:** Coeficiente de minoración de la cohesión del suelo.

**Chequeo a la Capacidad de Carga.**

En el diseño por capacidad de carga se toma el efecto de la acción de las cargas en
dos planos a través de considerar las excentricidades en ambos planos y que llevan al cálculo de las dimensiones efectivas en los planos (l´ y b´), con la introducción de los factores de corrección de la forma, y los de inclinación de la carga los cuales dependen de los lados efectivos l´ y b´.

La condición de capacidad de carga debe garantizar para las dimensiones de la base que los esfuerzos que llegan a la base no sobrepasen los necesarios para que el volumen de suelo falle por esfuerzo cortante, se trata de generar una superficie de falla lo más extensa posible, para que el suelo no falle por Capacidad de Carga se deberá cumplir con la siguiente condición:

N\* ≤ Qbt\*

Donde:

**N\***: Acción vertical resultante mayorada de todas las solicitudes a nivel de cimentación, su expresión es: N\*= N’\* + 20 b\*l\*Df (2.11)

Donde:

* **b y l**: Lados de la cimentación.
* **N’\***: Acción vertical mayorada a nivel de la unión de la estructura con la cimentación.
* **Df**: Profundidad de cimentacion.
* **Qbt\***: Carga bruta de trabajo resistente a la estabilidad de la base de la cimentación, responde a la siguiente expresión:

 Qbt\* =  (2.12)

Donde:

* **b´ y l´:** Lados efectivos de la cimentación.
* **qbr\***: Presión bruta de rotura resistente a la estabilidad de la base de la cimentación.
* **:** Coeficiente de seguridad adicional.
* **q’\***: Presión efectiva a nivel de cimentación alrededor del cimiento (sobrecarga): q’\* = γ1\* ·Df + qsc\*

 Donde:

* **qsc\***: Es la acción o sobrecarga que puede o no existir alrededor de la cimentación.
* **γ1\***: Peso específico del suelo empleado como relleno.

La determinación de la Presión bruta de rotura se puede determinar para varios tipos de suelos, según las características físico-mecánicas de los mismos.

**Suelo ϕ y C - ϕ:**

qbr\* = 0.5 γ2\* B’ Nγ sγ iγ dγ gγ + c\* Nc sc ic dc gc + q’\* Nq sq iq dq gq(2.13)

 Donde:

* ***γ1****\* –* Peso específico de cálculo por encima del nivel de cimentación.
* **γ2\*** – Peso específico de cálculo por debajo del nivel de cimentación, hasta una profundidad 1.5 B’.
* **L´** - Lado mayor entre l´ y b´
* **B´**- Lado menor entre l´ y b´
* **Nγ, NC, Nq**- Factores de la capacidad de carga, que están en función de ϕ\*
* **sγ, sq, sC** – factores de corrección debido al efecto de la forma del cimiento.
* **iγ, ic, iq**– factores de inclinación de la carga actuante.
* **dγ, dc, dq.** - factores que valoran el efecto de la profundidad del cimiento dentro del estrato resistente D.
* **gγ , gc, gq** - factores de inclinación del terreno.

**Suelo C (**ϕ **= o):**

qbr\* = 5.14 c\* (1 + sc’+ dc’- ic’- gc’) + q’\*(2.14)

En el proceso iterativo para la obtención del área de la base por capacidad de carga
el valor inicial es el de 0.5, de no cumplir, se toma el valor obtenido por vuelco, sino, el de deslizamiento, si para los valores de área anteriormente mencionado no se cumple la condición de diseño se va incrementando 0.05 m al último valor comprobado. Finalmente se evalúa para todos los valores de cargas en las dos direcciones.

**Condiciones de diseño requeridas para el 2do Estado Límite. (Linealidad).**

La condición de Linealidad se chequea en el 2do EL, por lo que se recalculan las características físico - mecánicas para una probabilidad del 85%, visto con anterioridad y los valores obtenidos son normativos, para la combinación CM + CTLD. La introducción del análisis en 2D en la condición de Linealidad es a partir de las excentricidades, tal como se hizo para los criterios de diseño del 1erEL, pero en función de las nuevas condiciones (exc. l yexc. b) =f (Hnl, Hnb, Mnl, Mnb.)

Lo primero que se define son los coeficientes Mɣ, Mq y Mc, los cuales están en función del ángulo de fricción interna del suelo, de la máxima excentricidad y del mayor lado obtenido de la máxima excentricidad.

Tras calcular las características físico-mecánicas del suelo, las solicitaciones para el 2doEL y definido los coeficientes para el cálculo de la tensión límite de linealidad, se calculan las dimensiones de la base por el criterio de vuelco, donde se obtiene como resultado (l y b) en función de la excentricidad en l y la excentricidad en b respectivamente.

Para la obtención de las dimensiones de la base según el criterio de Linealidad se
define una función que toma b como el mayor valor de área obtenido por el criterio de vuelco.

Esta condición puede considerarse cumplida si se garantiza que las tensiones actuantes no sobrepasen el valor de la presión límite de linealidad del suelo (R´): p ≤ R´

Donde: p =  (2.15)

Las presiones actuantes se determinan teniendo siempre presente que las mismas están en función de la combinación de carga para el diseño por deformación con sus valores característicos.

El valor de la tensión límite de linealidad del suelo R´ se determina a partir de:

 R´ =  (2.16)

Donde:

* **γc1 y γc2** – son respectivamente los coeficientes de las condiciones de trabajo del suelo y tipo de estructura según la Tabla 3 de la propuesta norma de cimentaciones superficiales.
* **K** – coeficiente de fiabilidad que depende del método para la determinación de las características de cálculo del suelo.
* **Kz** – coeficiente que toma en cuenta en cierta medida la influencia de la longitud de la cimentación.
* ***q’k*** *=* γ*1k ·Df + qsc*
* **b**: ancho de la cimentación.
* **Mγ, Mc, Mq**: Coeficientes adimensionales que dependen del ángulo de fricción interno φ\* del terreno que yace bajo la cimentación.
* **M´γ, M´c, M´q** - Coeficientes adimensionales que dependen del ángulo de fricción interno φk del terreno que yace bajo la cimentación, obtenidos con la corrección por excentricidad.

La relación el/l se tomará como el mayor de los valores entre eb/b y el/l.

Por lo que podemos plantear que mientras esté ocurriendo que (P > R') el área de la base se estará incrementando en 0.05 m. En dicho proceso se introduce el análisis en las 2D a partir de la selección del máximo valor de excentricidad empleado en las funciones de Mɣ, Mq y Mc. Seguidamente se evalúan las solicitaciones en las dos direcciones y se obtiene como resultado final el área de la base por la condición de Linealidad. Por último, se calcula el valor definitivo de la Tensión Actuante (P) y el valor de la Prensión Limite de Linealidad (R') para las dimensiones de la base anteriormente calculadas.

**3. Resultados y discusión**

Se realiza el diagrama con el procedimiento a seguir para las diferentes invariantes de los casos de estudio propuestos.

****

***Fig. 1****. Diagrama de flujo*

**3.1. Casos de Estudio**

Se determinan las posibles invariantes que puedan surgir dando respuestas a problemas reales de la profesión y de esta forma verificar las hojas de cálculo diseñadas para dichos fines, como se muestra en la tabla 1.

|  |
| --- |
| **Casos de Estudio** |
| **1** | **2** | **3** | **4** |
| Suelo | C | Suelo | φ | Suelo | c | Suelo | φ |
| Cargas | N+M+H | Cargas | N+M+H | Cargas | N+M+H | Cargas | N+M+H |
| Presencia NF |  | Presencia NF |  | Presencia NF | x | Presencia NF | x |
| **5** | **6** | **7** | **8** |
| Suelo | C | Suelo | φ | Suelo | c | Suelo | φ |
| Cargas | N+M | Cargas | N+M | Cargas | N+M | Cargas | N+M |
| Presencia NF |  | Presencia NF |  | Presencia NF | x | Presencia NF | x |
| **9** | **10** | **11** | **12** |
| Suelo | C | Suelo | φ | Suelo | c | Suelo | φ |
| Cargas | N+Mx+My | Cargas | N+Mx+My | Cargas | N+Mx+My | Cargas | N+Mx+My |
| Presencia NF |  | Presencia NF |  | Presencia NF | x | Presencia NF | x |
| **13** | **14** | **15** | **16** |
| Suelo | C/φ | Suelo | φ/C | Suelo | C/φ | Suelo | φ/C |
| Cargas | N+M | Cargas | N+M | Cargas | N+M+H | Cargas | N+M+H |
| Presencia NF |  | Presencia NF |  | Presencia NF |  | Presencia NF |  |
| **17** | **18** | **19** | **20** |
| Suelo | C/φ | Suelo | φ/C | Suelo | C/φ | Suelo | φ/C |
| Cargas | N+M | Cargas | N+M | Cargas | N+M+H | Cargas | N+M+H |
| Presencia NF | x | Presencia NF | x | Presencia NF | x | Presencia NF | x |
| **21** | **22** | **23** | **24** |
| Suelo | C/φ | Suelo | φ/C | Suelo | C/φ | Suelo | φ/C |
| Cargas | N+Mx+My | Cargas | N+Mx+My | Cargas | N+Mx+My | Cargas | N+Mx+My |
| Presencia NF |  | Presencia NF |  | Presencia NF | x | Presencia NF | x |

***Tabla 1.*** *Variantes de casos de estudio*

Se realizaron varios casos de estudios teniendo en cuenta algunas de las invariantes antes mencionadas, arrojando los resultados mostrados en las tablas siguientes:

|  |
| --- |
| **Casos de Estudio con N, M y H**  |
| **Caso 1 (Suelo C)** | **Caso 2 (Suelo φ)** | **Caso 3 (Suelo C y NF)** | **Caso 4 (Suelo φ y NF)** |
| **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | b | l |   | b | l |
| Vuelco | 1.15 | 1.15 | Vuelco | 1.15 | 1.15 | Vuelco | 1.15 | 1.15 | Vuelco | 1.15 | 1.15 |
| Desliz. | 1.35 | 1.35 | Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 1.35 | 1.35 | Desliz. | 0.5 | 0.5 |
| Cap. Carga | 3.1 | 3.1 | Cap. Carga | 1.95 | 1.95 | Cap.Carga | 3.1 | 3.1 | Cap.Carga | 2 | 2 |
| ex | 0.307 | ex | 0.449 | ex | 0.307 | ex | 0.339 |
| N | 1947.52 | N | 1161.68 | N | 1947.52 | N | 1768 |
| Qbt | 2181.62 | Qbt | 1798.98 | Qbt | 2175.24 | Qbt | 2393.96 |
| **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | b | l |   | b | l |
| 2.65 | 2.65 | 2.3 | 2.3 | 2.65 | 2.65 | 2.3 | 2.3 |
| ex | 0.113 | ex | 0.116 | ex | 0.113 | ex | 0.116 |
| P | 259.839 | P | 334.457 | P | 259.839 | P | 334.457 |
| R´ | 265.148 | R´ | 345.301 | R´ | 265.148 | R´ | 345.301 |

***Tabla 2.*** *Resultados considerando las cargas N+M+H*

Como se muestra en la tabla anterior se cumple el criterio del vuelco con los mismos requerimientos de área en todos los casos, donde define el valor de esta área de la base, la combinación de carga CP + CUviento. El área requerida por deslizamiento es mayor en cimentaciones apoyadas sobre suelos cohesivos que en friccionales, cuando actúa la misma carga horizontal, debido al efecto de la fricción entre el suelo y el cimiento que limita el efecto del deslizamiento en un 56%. En el caso de la capacidad de carga se requiere mayor área de trabajo en los cimientos que se encuentran sobre los suelos cohesivos que en suelos friccionales, bajo el mismo estado tensional actuante.

Para el segundo estado límite no hay influencia de la presencia del nivel freático en el comportamiento lineal del suelo, donde se ve la marcada diferencia en el comportamiento entre suelos friccionales y cohesivos, donde los primeros tienen muy bajo su comportamiento lineal respecto a su capacidad resistente última, y por tanto el criterio de linealidad se vuelve critico en estos suelos en la mayoría de los diseños.

|  |
| --- |
| **Casos de Estudio con N y M** |
| **Caso 5 (Suelo C)**  | **Caso 6 (Suelo φ)** | **Caso 7 (Suelo C y NF)** | **Caso 8 (Suelo φ y NF)** |
| **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | B | l |   | b | l |
| Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 0.6 | 0.6 |
| Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 0.5 | 0.5 |
| Cap. Carga | 2.7 | 2.7 | Cap. Carga | 1.5 | 1.5 | Cap. Carga | 2.7 | 2.7 | Cap. Carga | 1.55 | 1.55 |
| ex | 0.122 | ex | 0.171 | ex | 0.122 | ex | 0.131 |
| N | 2393.28 | N | 1712 | N | 2393.28 | N | 2236.88 |
| Qbt | 2328.05 | Qbt | 2060.62 | Qbt | 2320.39 | Qbt | 2228.53 |
| **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | B | l |   | b | l |
| 2.6 | 2.6 | 2.25 | 2.25 | 2.6 | 2.6 | 2.25 | 2.25 |
| ex | 0.061 | Ex | 0.062 | ex | 0.061 | ex | 0.062 |
| P | 268.686 | P | 348.049 | P | 268.686 | P | 348.049 |
| R´ | 268.968 | R´ | 360.732 | R´ | 268.968 | R´ | 360.732 |

***Tabla 3.*** *Resultados considerando las cargas N y M.*

Con la combinación de carga analizada para los casos anteriores, donde hay un predominio de la compresión, no se observan variaciones en los chequeos del vuelco y el deslizamiento debido a que no existe acción de carga horizontal. El área por capacidad de carga que se requiere es mayor para los suelos cohesivos, debido a las altas capacidades resistentes que se desarrollan en los suelos friccionales. En el segundo estado límite se requiere mayor área para trabajar con comportamiento lineal en el caso de los cimientos sobre los suelos cohesivos, aun así, predomina el chequeo por el primer estado límite de capacidad de carga para dichos suelos.

|  |
| --- |
| **Casos de Estudio con N, Mx y My** |
| **Caso 9 (Suelo C)** | **Caso 10 (Suelo φ)**  | **Caso 11 (Suelo C y NF)** | **Caso 12 (Suelo φ y NF)** |
| **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | b | l |   | b | l |
| Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 0.6 | 0.6 |
| Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 0.5 | 0.5 |
| Cap. Carga | 2.75 | 2.75 | Cap. Carga | 1.55 | 1.55 | Cap. Carga | 2.75 | 2.75 | Cap. Carga | 1.55 | 1.55 |
| ex | 0.122 | ex | 0.171 | ex | 0.122 | ex | 0.171 |
| N | 2402 | N | 1716.88 | N | 2402 | N | 1716.88 |
| Qbt | 2408.2 | Qbt | 2164.95 | Qbt | 2399.87 | Qbt | 2101.9 |
| **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | b | l |   | b | l |
| 2.6 | 2.6 | 2.25 | 2.25 | 2.6 | 2.6 | 2.25 | 2.25 |
| ex | 0.033 | 0.061 | ex | 0.034 | 0.062 | ex | 0.033 | 0.061 | ex | 0.034 | 0.062 |
| P | 268.686 | P | 348.049 | P | 268.686 | P | 348.049 |
| R´ | 268.968 | R´ | 360.732 | R´ | 268.968 | R´ | 360.732 |

***Tabla 4.*** *Resultados considerando las cargas N, Mx y My.*

En el caso de la existencia de momento en dos direcciones se aprecia que el vuelco requiere un análisis independiente en cada dirección, y a su vez las definiciones de las áreas efectivas en cada dirección dependen de este término, lo cual influirá de forma directa en el cálculo de la capacidad de carga de la base de cimentación. No se aprecian influencias determinantes con la presencian o no del nivel freático.

|  |
| --- |
| **Casos de Estudio con variación de cargas y suelos no homogéneos.** |
| **Caso 13 (C/φ, N+M )** | **Caso 14 (φ/C, N+M )** | **Caso 15 (C/φ, N+M+H )** | **Caso 16 (φ/C, N+M+H )** |
| **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | b | l |   | b | l |
| Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 1.15 | 1.15 | Vuelco | 1.15 | 1.15 |
| Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 1.35 | 1.35 | Desliz. | 0.5 | 0.5 |
| Cap. Carga | 2.7 | 2.7 | Cap. Carga | 1.5 | 1.5 | Cap. Carga | 3.1 | 3.1 | Cap. Carga | 1.95 | 1.95 |
| ex | 0.122 | ex | 0.171 | ex | 0.307 | ex | 0.482 |
| N | 2393.28 | N | 1712 | N | 1947.52 | N | 1161.68 |
| Qbt | 2328.05 | Qbt | 2060.62 | Qbt | 2181.62 | Qbt | 1684.24 |
| **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | b | l |   | b | l |
| 2.45 | 2.45 | 2.25 | 2.25 | 2.5 | 2.5 | 2.3 | 2.3 |
| ex | 0.061 | ex | 0.062 | ex | 0.114 | ex | 0.116 |
| P | 298.556 | P | 348.049 | P | 288 | P | 334.457 |
| R´ | 302.089 | R´ | 360.732 | R´ | 297.486 | R´ | 345.301 |

***Tabla 5.*** *Resultados considerando variación de cargas y suelos no homogéneos.*

Para el caso donde se presentan dos estratos de suelos, se aprecia que generalmente la potencia del primer estrato alcanza profundidad tal que permite que el bulbo de presiones trabaje fundamental ente en ese primer suelo, independientemente de si es débil o fuerte. Para los casos analizados se observa que la capacidad de carga se desarrolla con mayor influencia para el caso de estrato débil sobre fuerte debido a que trabajan los dos suelos. En el segundo estado límite el comportamiento lineal del suelo se alcanza con cargas menores para el caso del estrato fuerte sobre el débil, debido a la marcada influencia de los suelos friccionales. Se requieren áreas mayores para el caso del estrato débil sobre el fuerte en el caso del segundo estado límite.

|  |
| --- |
| **Casos de Estudio con variación de cargas en suelos no homogéneos y NF** |
| **Caso 17 (C/φ, N+M )** | **Caso 18 (φ/C, N+M )** | **Caso 19 (C/φ, N+M+H )** | **Caso 20 (φ/C, N+M+H )** |
| **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | b | l |   | b | l |
| Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 1.15 | 1.15 | Vuelco | 1.15 | 1.15 |
| Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 1.35 | 1.35 | Desliz. | 0.5 | 0.5 |
| Cap. Carga | 2.7 | 2.7 | Cap. Carga | 1.55 | 1.55 | Cap. Carga | 3.1 | 3.1 | Cap. Carga | 1.95 | 1.95 |
| ex | 0.122 | ex | 0.131 | ex | 0.307 | ex | 0.482 |
| N | 2393.28 | N | 2236.88 | N | 1947.52 | N | 1161.68 |
| Qbt | 2324.66 | Qbt | 2263.18 | Qbt | 2178.91 | Qbt | 1675.36 |
| **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | b | l |   | b | l |
| 2.45 | 2.45 | 2.25 | 2.25 | 2.5 | 2.5 | 2.3 | 2.3 |
| ex | 0.061 | ex | 0.062 | ex | 0.114 | ex | 0.116 |
| P | 298.556 | P | 348.049 | P | 288 | P | 334.457 |
| R´ | 302.089 | R´ | 360.732 | R´ | 297.486 | R´ | 345.301 |

***Tabla 6.*** *Resultados considerando variación de cargas en suelos no homogéneos y NF.*

Para el caso donde se presentan dos estratos de suelos y la presencia del nivel freático, se aprecia que para los casos analizados la capacidad de carga se desarrolla con mayor influencia para el caso de estrato débil sobre fuerte debido a que trabajan los dos suelos. En el segundo estado límite el comportamiento lineal del suelo se alcanza con cargas menores para el caso del estrato fuerte sobre el débil, debido a la marcada influencia de los suelos friccionales. Se requieren áreas mayores para el caso del estrato débil sobre el fuerte en el caso del segundo estado límite. Como se aprecia en las tablas 5 y 6 la presencia del nivel freático no provoca cambios significativos en el comportamiento resistente y deformacional del suelo para los casos analizados.

|  |
| --- |
| **Casos de Estudio en suelos no homogéneos con cargas N, Mx y My.** |
| **Caso 21 (C/φ )** | **Caso 22 (φ/C)** | **Caso 23 (C/φ y NF )** | **Caso 24 (φ/C y NF)** |
| **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** | **1er EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | b | l |   | b | l |
| Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 0.6 | 0.6 | Vuelco | 0.6 | 0.6 |
| Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 0.5 | 0.5 | Desliz. | 0.5 | 0.5 |
| Cap.Carga | 2.75 | 2.75 | Cap.Carga | 1.55 | 1.55 | Cap.Carga | 2.75 | 2.75 | Cap. Carga | 1.55 | 1.55 |
| ex | 0.122 | ex | 0.171 | ex | 0.122 | ex | 0.171 |
| N | 2402 | N | 1716.88 | N | 2402 | N | 1716.88 |
| Qbt | 2408.2 | Qbt | 2164.95 | Qbt | 2404.53 | Qbt | 2128.08 |
| **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** | **2do EL** |
|   | b | l |   | b | l |   | b | l |   | b | l |
| 2.45 | 2.45 | 2.25 | 2.25 | 2.45 | 2.45 | 2.25 | 2.25 |
| ex | 0.033 | 0.061 | ex | 0.034 | 0.062 | ex | 0.033 | 0.061 | ex | 0.034 | 0.062 |
| P | 298.556 | P | 348.049 | P | 298.556 | P | 348.049 |
| R´ | 302.089 | R´ | 360.732 | R´ | 302.089 | R´ | 360.732 |

***Tabla 7.*** *Resultados considerando suelos no homogéneos para cargas con N+Mx+My y presencia o no del NF.*

En la Tabla 7 se muestran los resultados del análisis para suelos estratificados y momento actuando en dos direcciones. Se aprecia que para los casos analizados la excentricidad aumenta con respecto a los casos de estudio de momento actuando en una dirección, la capacidad de carga mantiene el comportamiento de los casos analizados anteriormente donde se desarrolla con mayor influencia para el caso de estrato débil sobre fuerte debido a que trabajan los dos suelos. En el segundo estado límite el comportamiento lineal del suelo se alcanza con cargas menores para el caso del estrato fuerte sobre el débil, debido a la marcada influencia de los suelos friccionales y en este estado se requieren áreas mayores para el caso del estrato débil sobre el fuerte.

**4. Conclusiones**

Las hojas de cálculo del software MathCAD complementan de manera eficiente con sus posibles soluciones de problemas reales de la ingeniería a la reciente aprobada Norma de Cimentaciones Superficiales. La hoja de cálculo permite la solución de problemas disímiles en el diseño geotécnico de las cimentaciones superficiales, de forma interactiva para el usuario. Permite dar solución a problemas de diseño para el 1er E.L. y el 2do E.L., de forma general.

Se comprueban en las hojas de cálculo los casos de estudios propuestos en el artículo donde se detectaron problemas de programación en diferentes variantes de diseño, provocando así, cambios, modificaciones, perfecciones para la obtención de resultados más exactos.

Se modifican y perfeccionan las hojas de cálculo de cimentaciones superficiales dando lugar a una nueva versión del programa con entrada de datos que ayudan a obtener resultados más satisfactorios en la práctica ingenieril.

**5. Referencias bibliográficas**

González-Cueto, A. V. (1997). *Diseño de Cimentaciones Superficiales en Arena.* Villa Clara Santa Clara Cuba.

Normalización (NC), Oficina Nacional de. (2007). *Norma para el Diseño de Cimentaciones Superficiales.* La Habana.

Quevedo Sotolongo, G., González Cueto, A. V., & Dao Duc, T. (2012). *Manual de Diseño Geotecnico de Cimentaciones Superficiales. .* Santa Clara.

Quevedo Sotolongo, G., González-Cueto Vila, A. V., Tay Araujo, F., & Gattorno Borrell, L. F. (2013). *Métodos de diseño y análisis de la seguridad empleados en la ingeniería civil.*

Sotolongo, G. Q. (1987). Aplicación del Método de los Estados Límites en el diseño de las Cimentaciones Superficiales. *Revista Ingeniería Estructural*, 95-106.

Sotolongo, G. Q. (1994). *Diseño de Cimentaciones Superficiales.* Santa Clara. Cuba.