

Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas
Facultad de Construcciones
Departamento de Ingeniería Civil



“OPTIMIZACIÓN DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES AISLADAS EN SUELOS COHESIVOS-FRICCIONALES”

TESIS PRESENTADA PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

Autora: Lyena Rodríguez Quintero

Tutor: Dr. Ing. Ernesto L. Chagoyén Méndez

Santa Clara

Cuba

2010

"Menos es más"

Mies Van der Rohe

A mi familia, en especial a mi madre.

Agradezco

A mi madre por su dedicación y ayuda en todos los momentos, su guía y ejemplo.

A mi familia por ser especial y por su apoyo.

A Adrián por el amor de estos años.

A mi hermano y a Malena por hacer que mis trabajos tediosos fueran menos.

A mis amigos, a Mechi por su ayuda y amistad incondicional.

A aquellos profesores que me brindaron sus conocimientos, ejemplo y amistad.

A mi tutor por su guía en mis años de estudio en la Facultad y en la realización de este trabajo.

SINTESIS

En el trabajo se presentan las consideraciones iniciales y la metodología necesaria para formular un problema de diseño óptimo de cimentaciones superficiales rectangulares en suelos con diferentes esquemas de resistencia a cortante: friccionales, cohesivos y $c-\phi$, aunque el análisis de los resultados es para suelo $c-f_i$, tomando como función objetivo el costo directo mínimo de la solución. La formulación matemática del problema en régimen de optimización incluye la definición de la función objetivo, la caracterización de las principales variables que intervienen en el problema (tanto variables externas como internas), así como la definición de las restricciones y parámetros asignados, etapas que deben desarrollarse durante el proceso de optimización, lo cual deja el problema listo para su solución. La cual se halla a través del método de optimización por búsqueda total. Finalmente se hace un análisis de la influencia de cada una de las propiedades del suelo, de la profundidad de cimentación, entre otros estudios de sensibilidad para distintas cargas del sistema Girón utilizado para escuelas en Cuba.

ABSTRACT

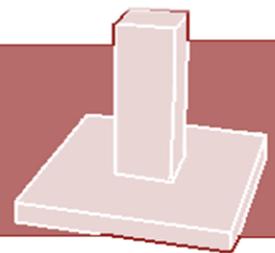
Paper deal with initial considerations and the necessary methodology to formulate a problem of optimal design of rectangular shallow foundations in soils with different shear resistance: frictional, cohesive and $c-\phi$ soils. Selected function objective: minimum cost of the solution. The mathematical formulation of the problem in regime of optimization includes the definition of the function objective, the characterization of the main variables that influence the problem (external as internal variables), as well as the definition of the restrictions and assigned parameters, steps that should be followed during the process of optimization, which set the problem ready for its solution. The solution is find by method of total search for all types of soils. Finally an analysis of the influence of each property of the soils and concrete is made, depth of foundation, among others studies of sensibility for various loads of Giron system used in Cuba.

INDICE

Introducción.....	1
Capítulo I: Estado del conocimiento sobre optimización de cimentaciones superficiales.	6
1.1 Optimización	6
1.2 Evolución histórica de la Optimización.....	6
1.2.1 Trabajos de investigadores cubanos sobre optimización de Cimientos Rectangulares Aislados.	9
1.3 Metodología para formular y resolver un problema de optimización.....	11
1.3.1 Diseño óptimo	12
1.3.2 Criterios de optimización	12
1.3.3 Función objetivo.....	13
1.3.4 Parámetros variables	13
1.3.4.1 Parámetros asignados.....	14
1.3.4.2 Variables de diseño	14
1.3.5 Restricciones.....	16
1.3.6 Métodos matemáticos de solución.....	18
1.3.7 Análisis de sensibilidad.....	22
1.4 Diseño de cimentaciones superficiales.....	22
1.4.1 Métodos de diseño y seguridad.....	22
1.4.2 Diseño geotécnico.....	23
1.4.3 Diseño estructural.....	24
1.5 Estado del conocimiento sobre optimización de cimentaciones a nivel internacional.....	25
1.5.1 Diseño asistido por ordenador como herramienta para el diseño óptimo estructural.....	29
1.6 Determinación de los costos de las cimentaciones en Cuba.....	36
1.7 Conclusiones parciales.....	38
Capítulo II: “Formulación del problema de optimización de cimientos rectangulares aislados en suelos cohesivos- friccionales”.....	39
2.1 Introducción.....	39
2.2 Función objetivo	39
2.2.1 Consideraciones para el cálculo de los costos.....	40
2.3 Definición de los parámetros variables	44
2.3.1 Parámetros asignados	44

2.3.2 Variables de diseño.....	48
2.4 Definición de las restricciones.....	53
2.4.1 Restricciones de diseño	53
2.4.2 Restricciones de comportamiento.....	54
2.4.2.1 Diseño geotécnico.....	54
2.4.2.2 Diseño estructural.....	65
2.5 Conclusiones parciales del capítulo.....	82
Capítulo III “Solución del problema óptimo de Cimientos rectangulares aislados en suelos c-fi y análisis de resultados”.....	85
3.1 Introducción.....	85
3.2 Solución del problema de optimización de CRA en suelos c-fi.....	85
3.2.1 Diseño de la Hoja de MathCAD.....	85
3.2.2 Determinación de los costos de las actividades.....	90
3.3 Análisis de los resultados obtenidos y aplicaciones.....	91
3.3.1 Composición de los costos obtenidos para CRA.....	92
3.3.2 Influencia de las propiedades de los materiales.....	95
3.3.2.1 Influencia de las propiedades del hormigón.....	95
3.3.2.2 Influencia del cambio en las propiedades del suelo.....	97
3.3.3 Influencia de la profundidad de cimentación.....	98
3.3.4 Relación entre la rectangularidad geométrica y la efectiva.....	99
3.3.5 Influencia de la excentricidad inicial y la capacidad de carga en la rectangularidad óptima.....	100
3.4 Conclusiones parciales del capítulo.....	101
Conclusiones del trabajo de diploma.....	104
Recomendaciones.....	106
Bibliografía	107

Introducción



Introducción

Cuba, es un país en vías de desarrollo y aspirante a un desarrollo sostenible, aplicable en su totalidad a la mayoría de las esferas económicas en las que se desempeña. Geográficamente no es favorecida; la mitad del año es amenazada por la presencia de huracanes, ciclones u otro tipo de organismo tropical atmosférico. En múltiples ocasiones estos fenómenos atmosféricos han causado afectaciones considerables en importantes sectores económicos, en los que no ha sido posible una recuperación inmediata, motivado por diferentes factores humanos y materiales. Formando parte importante de ello se encuentra el sector de la construcción, en opinión de esta autora, uno de los que más ha sufrido y menos recuperado se encuentra.

Si evaluamos la situación anteriormente planteada, debemos tener en cuenta que los recursos humanos y materiales disponibles deben ser utilizados con racionalidad y eficiencia.

Desde los egipcios y los romanos ha existido la aspiración humana de la perfección, y se ha manifestado en las actividades del hombre: en las artes, la arquitectura, la ingeniería, entre otras. Los diseñadores y constructores optimizaban según criterios empíricos, limitados esencialmente por la carencia de un conjunto de doctrinas de los cálculos estructurales con una base verdaderamente científica o por las restricciones impuestas por razones culturales, religiosas o de otra índole.

No se puede fijar el momento exacto cuando surge la optimización, mucho menos aplicada al diseño estructural y geotécnico de cimientos rectangulares aislados, pero si es real que con el surgimiento del computador se aclaró el camino que conduciría a resolver problemas similares, aplicando las técnicas de optimización matemática a la solución de problemas de la ingeniería estructural.

Gran parte de los trabajos de optimización publicados se dirigen hacia las estructuras metálicas y apenas un cuatro por ciento hacia el hormigón estructural. Cuba es un productor de cemento, superando con creces la producción de acero, por tanto las obras de hormigón estructural constituyen mayoría, esto justifica que los estudios realizados por esta autora hayan estado dirigidos a minimizar medios, materiales y recursos. Todas las edificaciones ya sean metálicas o de hormigón, tienen en común la cimentación conformada en

mayor o menor parte "in situ", siempre de hormigón, pero con diferentes características, en dependencia del sistema constructivo. Aún la estructura de esqueleto es la tipología más usada en la práctica en Cuba, para la cual la cimentación rectangular superficial aislada es el soporte indicado. Resulta evidente que siempre en cualquier tipo de construcción formando parte de la cimentación se encuentra el suelo, agrupándose en dependencia de su esquema de resistencia a cortante en cohesivos, friccionales y cohesivos-friccionales. La resistencia a cortante es un parámetro decisivo en el diseño geotécnico de las cimentaciones, para los dos primeros esquemas ha sido formulado y resuelto el problema de optimización en Cuba por Cabrera y López en 2009, respectivamente con un nivel actualizado de conocimientos en el tema. Quedando por formular y resolver el problema para el tercer esquema.

La presente investigación desarrolla la optimización de cimientos rectangulares aislados en suelos cohesivos-friccionales.

Problemática

El soporte indicado a estructuras tipo esqueleto es la cimentación rectangular superficial aislada, todavía esta es la tipología más usada en la práctica en Cuba y los costos directos de su cimentación sobrepasan en algunas estructuras el 25 % del costo total, mientras en otros países ese indicador oscila entre 15 y 25% (Quevedo 1987). Representan, entonces, parte importante del presupuesto de nuestras obras; sin embargo hasta el momento existen, en Cuba, muy pocas investigaciones que incluyan el nivel de conocimientos actuales a la optimización de cimientos rectangulares aislados, entre estas investigaciones se encuentran dos (2) muy recientes que formulan el problema en suelos de diferentes esquemas de resistencia a cortante, aunque no presenta los resultados de forma que sean asimilables en la práctica.

Planteamiento del problema.

- ¿Cuál es el estado actual del conocimiento y los enfoques históricamente utilizados en la temática de optimización de cimientos rectangulares aislados, en lo adelante CRA?
- ¿Cuáles son los métodos apropiados para solucionar un problema de optimización de CRA?

- ¿Cuáles son las variables a tener en cuenta para la determinación del costo total de las cimentaciones superficiales aisladas en suelos c- \emptyset y cuál es el grado de influencia según el tipo de variable en función de resolver un problema de optimización de CRA?
- ¿Cuál es la rectangularidad óptima para el diseño de cimentaciones superficiales aisladas rectangulares en suelos c- \emptyset ?
- ¿Cuál es la profundidad de cimentación óptima para el diseño de cimentaciones superficiales aisladas rectangulares en suelos c- \emptyset ?

Objetivo general.

Formular y resolver el problema de optimización de Cimientos Rectangulares Aislados (CRA) para el caso de suelos cohesivos-friccionales, utilizando un enfoque donde se consideren todas las variables que intervienen en el mismo; expresando los resultados en una forma que propicie su aplicación desde el punto de vista práctico.

Objetivos específicos.

1. Realizar una revisión bibliográfica y recopilación de los materiales necesarios, relativos a la optimización; así como su estudio y familiarización correspondiente con los distintos enfoques históricos que se han presentado en la literatura.
2. Formular el problema de optimización de cimientos superficiales en suelos cohesivos-friccionales y obtener la solución, al menos para un entorno mínimo de variación de las variables establecidas y presentar los resultados en forma que sean asimilables en la práctica.
3. Realizar un estudio preliminar de los intervalos de variación de las variables que intervienen en dicho problema de optimización, a saber, como mínimo: propiedades del suelo, propiedades de los materiales, cargas, rectangularidad.
4. Determinar y programar las funciones que permiten resolver el problema: función objetivo, funciones para diseño geotécnico y estructural.

Hipótesis general.

Es posible resolver el problema de diseño óptimo de CRA, obteniendo la mejor solución, tanto desde el punto de vista técnico como económico, al evaluar la

influencia de las características de las cargas, la rectangularidad, la profundidad de cimentación y el tipo de suelo, entre otras variables.

Hipótesis específicas.

1. La profundidad de cimentación óptima es la mínima, porque con su incremento se elevan los costos de fabricación del cimiento.
2. La rectangularidad óptima depende de la excentricidad inicial (e_0), existiendo diferentes intervalos de variación en función del tipo de sollicitación predominante en el diseño.
3. La calidad de los materiales no influye de manera decisiva en el problema de optimización.
4. A medida que mejoran las propiedades del suelo (c y ϕ) la rectangularidad económica tiene una relación más dependiente de la excentricidad.

Aportes.

- Científicos

La determinación de los intervalos racionales de las variables principales que influyen en el diseño óptimo de CRA utilizando un método de optimización inicial, criterios geotécnicos y estructurales de diseño actuales.

- Práctico-ingenieril.

Se dan intervalos racionales de las distintas variables que intervienen en el proceso de diseño, que son de fácil aplicación por los proyectistas, en forma de tablas y/o curvas para prefijar dichas variables de diseño y lograr el diseño óptimo de esta tipología de cimentaciones.

Se ofrecen hojas de cálculo para realizar el diseño geotécnico y estructural de cimentaciones aisladas, bajo régimen de optimización para casos más específicos.

- Metodológicos

Se establece una metodología para el diseño óptimo de CRA, en base a los resultados obtenidos, la cual se valida mediante casos de estudio. Se valoran los distintos métodos de solución al problema de optimización, eligiendo el más adecuado para la solución del problema planteado.

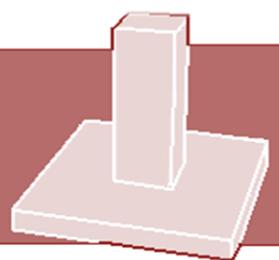
El trabajo está estructurado de la siguiente forma;

Capítulo 1: “Estado del conocimiento sobre optimización de cimentaciones superficiales”. El objetivo principal de este capítulo es establecer las bases teórico conceptual del Diseño Óptimo de cimentaciones rectangulares brindando una idea general de su estado actual y de sus tendencias futuras tanto en Cuba como en el mundo.

Capítulo 2: “Formulación del problema de optimización de cimientos rectangulares aislados en suelos cohesivos- friccionales”. En este capítulo se formula el problema de diseño en régimen de optimización para suelos cohesivos friccionales definiendo la función objetivo, parámetros variables y restricciones que abarcan el diseño geotécnico y estructural, se presenta el costo unitario de cada actividad necesaria para conformar el cimiento, con el objetivo de calcular el costo total del cimiento buscando el de mínimo costo total.

Capítulo 3 “Solución del problema óptimo de Cimientos rectangulares aislados en suelos c-fi y análisis de resultados”. En este capítulo se muestra fundamentalmente una forma de darle solución al problema de diseño óptimo de cimentaciones superficiales realizando además el análisis de los resultados, teniendo en cuenta para la solución la función objetivo, las variables y restricciones planteadas en el capítulo 2. Debido a la cantidad de restricciones y el adelanto que representó el diseño óptimo asistido con el programa Mathcad 14, obrado por Chayoyén et. al en 2009, se ha determinado tomando como base esta hoja ya confeccionada , adaptarla y mejorarla para su uso en cualquier tipo de suelos y solucionar a través de ella el problema de optimización de cimientos rectangulares aislados, en lo adelante CRA, en suelos cohesivo-friccionales.

Capítulo I



Capítulo I: Estado del conocimiento sobre optimización de cimentaciones superficiales.

El objetivo principal de este capítulo es establecer las bases teórico conceptual del Diseño Óptimo de cimentaciones rectangulares brindando una idea general de su estado actual y de sus tendencias futuras tanto en Cuba como en el mundo.

1.1 Optimización

La optimización, de forma general, persigue la premisa de indicar de forma cuantitativa y cualitativa con una base verdaderamente objetiva y científica cuál es la mejor solución para un problema determinado. El principio metodológico de la misma radica en modelar matemáticamente los principales rasgos y características que definen las cualidades de los problemas ingenieriles, así como las restricciones de comportamiento, tecnológicas, ecológicas, etc. a que éstos están sometidos, para luego, mediante un algoritmo o método matemático encontrar cuál es la respuesta o solución más adecuada (óptima).

El trabajo de cálculo debe ser conjunto entre ingenieros y matemáticos, ya que existen innumerables métodos matemáticos que aventajan el desarrollo alcanzado por la construcción en nuestros días. Esto hace que el fenómeno de la optimización tenga un desarrollo continuo, impulsado además por el uso de la computación, sin la cual es imposible resolver ningún problema de optimización.

1.2 Evolución histórica de la Optimización.

Se pueden señalar tres grandes etapas del desarrollo evolutivo de la aplicación de las técnicas de optimización matemática a la solución de problemas aplicados a la ingeniería estructural (Negrín 2005¹):

- 1- Todo lo realizado antes del surgimiento de la Optimización Matemática como ciencia.
- 2- Surgimiento de la Optimización Matemática como una ciencia independiente con sus principios, leyes y metodologías propias (principios de la década del '40)

¹ Negrín A. (2005) *Un enfoque general sobre diseño óptimo de estructuras. Boletín Estadístico de la Construcción*. Cámara Hondureña de la Construcción. Tegucigalpa, Honduras, 12-14.

3- Período a partir de finales de la década del '60 y principios del '70 hasta nuestros días.

En cada etapa se hace referencia a los trabajos y personalidades más importantes, es decir aquellos que marcaron verdaderos hitos en el desarrollo de esta ciencia.

- **Primera etapa**

Los primeros trabajos relacionados con el diseño óptimo en estructuras fueron en vigas, inicialmente Galilei obtuvo la forma óptima de una viga de sección variable, a partir del análisis incorrecto de la distribución tensional de la misma, sometida a flexión. Bernoulli (1687), Parent (1708) hicieron aportes en ese sentido, pero no se puede hablar de un problema de optimización bien fundamentado analíticamente desde el inicio, sino desde Parent (1708). Luego apoyándose en estos trabajos, Lagrange (1770) analiza el diseño elástico de columnas de mínimo peso sometidas a cargas axiales, su trabajo estuvo limitado al no considerar el peso propio del elemento dentro de dicho análisis, problema que fue resuelto por Clausen (1851) casi 90 años después.

La concreción del desarrollo de las técnicas de optimización en esta etapa no se produjo hasta que Levi (1875), Maxwell (1890) y Michell (1904) realizaran sus aportes. Debido a la complejidad operativa de la metodología propuesta por Michell, no pudo ser aplicada hasta la aparición de las computadoras.

En los años posteriores no se hicieron avances significativos en este sentido, durante todos estos años y hasta el advenimiento de la segunda Guerra Mundial, predominó la tendencia de obtener sistemas estructurales de peso mínimo, con restricciones de tipo tensional, sometidos principalmente a un solo estado de carga.

- **Segunda etapa**

Este período empieza a partir de la Segunda Guerra Mundial y en él, debido principalmente a la necesidad de optimizar las materias primas sobre todo para la industria militar, comenzaron a crearse múltiples métodos de optimización, surgió una doctrina teórica seria y se desarrollaron gran cantidad de aplicaciones y soluciones prácticas.

Fue por esta etapa cuando se pudieron alcanzar resultados verdaderamente relevantes en la aplicación de las técnicas de optimización a la ingeniería, ya

que se pudieron resolver diferentes tipos de problemas, unos que consideraban como criterio el peso mínimo de los elementos, Cox - Smith (1943), y otros relacionados con la distribución óptima de material en paneles rigidizados, Zahorski (1944).

Es característico de este período el estudio detallado de elementos aislados y su optimización independientemente del comportamiento del sistema completo. Los trabajos realizados en los primeros años de esta etapa sirvieron de base para el surgimiento de dos técnicas que alcanzaron gran difusión en la década del '50: **las Técnicas Intuitivas y las de Análisis Plástico**. La primera fue difundida principalmente por Shanley (1952) y Gerard (1956) y consistía en la utilización conjunta de las teorías del fallo simultáneo y la de los índices de carga. Con la aplicación de esta teoría se obtuvieron mejoras en las secciones de las barras de las cerchas, los espesores de losas, etcétera.

El desarrollo de las técnicas del análisis plástico abre nuevas perspectivas a la optimización estructural, sus exponentes más relevantes: Heyman – Prager y Livesley (1958 y 1959 respectivamente), que en un inicio analizan el diseño óptimo de pórticos planos o de estructuras de nudos articulados en régimen plástico sometidos a un estado de carga, pero posteriormente lo generalizan a múltiples estados de carga, difícilmente estos aportes pueden ser generalizados a otras tipologías. Es en esta fecha cuando por primera vez se introducen métodos de programación matemática en la optimización estructural, programación lineal (Método Simplex). Fue Klein (1955) el primero en plantear el problema generalizado de optimización estructural como un problema estándar de programación no lineal, señalando la diferencia entre la localización geométrica de la solución entre los problemas lineales y no lineales, lo que convirtió el problema en una minimización condicionada con igualdades, que podía ser resuelta por los métodos de Multiplicadores de Lagrange.

En 1960 se acepta la potencial utilización de otras funciones objetivos como las de costo, fiabilidad, eficacia, etcétera.

- **Tercera etapa** (caracterizada por la aparición y posterior desarrollo de la computación)

A partir 1960 se llevó a cabo un gran esfuerzo, por parte de diferentes grupos de investigadores, para crear algoritmos que respondieran a las

nuevas exigencias a que conducían los problemas no lineales, entre los que se incluían condiciones de tipo tensional y de deformaciones y la función objetivo más empleada seguía siendo la de peso mínimo. Es en este momento cuando comienza a desarrollarse la optimización estructural como rama particular de la optimización matemática con un esquema de aplicación coherente y fácilmente definible.

En 1979 Skladnev hace un análisis profundo sobre la teoría y las posibles aplicaciones prácticas de la optimización estructural, teniendo en cuenta las exigencias de economía, tecnología, seguridad y durabilidad.

Por los años '80 el nivel alcanzado por la computación marca la necesidad de elaborar nuevos algoritmos y métodos de optimización factibles de ser programados. Con esa idea M. B. Krakovsky (1981) expone y demuestra la validez de la aplicación a varios tipos de estructuras (vigas rectangulares y de sección I, bóvedas, cimientos circulares, etcétera) de diferentes algoritmos de optimización basados en la teoría del diseño de experimentos, en particular los métodos del Gradiente Unilateral, del Gradiente Central, del Diseño Factorial y el de Plaket – Borman 1997. En esta época es que aparecen los primeros trabajos de investigadores cubanos.

1.2.1 Trabajos de investigadores cubanos sobre optimización de Cimientos Rectangulares Aislados.

Penado y Le Duc Phuc (1982) abordan el tema parcialmente al formular un método para determinar el área mínima de cimentación en cimientos rectangulares aislados. Aunque este método es correcto teóricamente, tal y como se plantea en el propio trabajo, la obtención del área mínima de cimentación no representa el costo mínimo de la solución, la cual depende de muchas otras variables, entre las que se encuentran la rectangularidad, el peralte, la profundidad de cimentación, etc. y además la solución matemática es “rudimentaria”.

Quevedo, Lima y Bien Tran Quoc (1983) presentan un trabajo sobre rectangularidad económica en cimientos superficiales aislados, que sin tener una formulación en régimen de optimización, resolvió el problema para el nivel de los conocimientos geotécnicos y estructurales vigentes en aquel momento, brindando tablas para escoger la rectangularidad que producía una solución de

costo mínimo en función de la profundidad de cimentación, el esfuerzo admisible del suelo y la excentricidad inicial de las cargas actuantes sobre la cimentación y un análisis interesante de los resultados obtenidos, pudiendo comprobar que la influencia de la variable rectangularidad en el costo de las cimentaciones puede alcanzar hasta un 30%. (Es preciso destacar que en la actualidad no se diseña ni se analizan las cimentaciones tomando en cuenta solamente la resistencia bruta del suelo, sino que se consideran además otras características geotécnicas (parámetros C y ϕ) y estructurales que influyen en el diseño de las cimentaciones superficiales rectangulares).

En años posteriores se siguen desarrollando investigaciones, sobre todo de diseño óptimo de estructuras, destacándose las realizadas Negrín (1988, 2005, 2009) y por Castellanos (2000). También se pueden citar los trabajos de Ruiz (1996, 2001) que demuestran técnica y científicamente la sustitución de la forma geométrica tradicional de las cimentaciones y aplica una nueva concepción que resulta confiable, durable y más económica, aunque no puede hablarse como tal de optimización en dichos trabajos. Este investigador ha hecho una modelación del subsistema dual cimentación–suelo novedosa, a partir de tipologías ingeniosas que aprovechan al máximo la capacidad del suelo. El primer trabajo no es exactamente de optimización, pero sí establece una valoración económica de la tipología de cimentación más racional para los casos estudiados.

Gómez y Morales (2000) abordan el tema de la optimización y confeccionan un esquema para el Diseño Óptimo Asistido por Computadoras, elaboran un modelo matemático para resolver la optimización de vigas de hormigón armado y cimentaciones aisladas superficiales, así como confeccionan un software de diseño y optimización de vigas de secciones “T” y rectangulares para tres condiciones de apoyo: simplemente apoyadas, empotradas - articuladas y empotradas - empotradas y de cimentaciones aisladas superficiales rectangulares.

La función objetivo fue la de costo y se desarrolló la programación del programa de computación **Galileo**, que permite la optimización y el diseño de las estructuras antes mencionadas y cuyo núcleo lo constituye un Algoritmo Genético, pero aún el sistema de restricciones y ecuaciones de estado refleja

un nivel no actual de los conocimientos sobre diseño geotécnico y estructural de estos elementos.

Chagoyén, Negrín, Cabrera, López, Padrón (2009) presentan la optimización de costo mínimo de cimientos rectangulares aislados en suelos friccionales y cohesivos, auxiliados de una hoja de cálculo en Mathcad, a partir de cargas típicas de naves industriales, aplicando un nivel de conocimientos actualizados en el diseño geotécnico y estructural de cimientos. Limitados en el tipo de carga (naves industriales), de suelos, aunque la hoja de cálculo es válida para el análisis de otros sistemas de carga; además no considera el aumento de los lados de la base en caso de no cumplir las restricciones de deformación, ni la evaluación nuevamente si la cimentación entra en etapa lineal o si es necesario hallar el asentamiento no lineal, en caso de que el asentamiento final sea mayor que el admisible. Las recomendaciones acerca de la rectangularidad tienen más que todo un carácter orientativo para el proyectista. Exponen que las variables de diseño más influyentes son: la excentricidad inicial, la profundidad de cimentación, las dimensiones de la cimentación (B y L) y su relación (rectangularidad), el peralte del plato y las propiedades físico-mecánicas de los suelos de la base. Las restricciones que más deciden en el proceso de optimización son los límites impuestos a las rectangularidades de diseño y las relacionadas con el diseño por estabilidad, las cuales condicionan el resto de las restricciones, para las condiciones ingeniero-geológicas estudiadas y la no limitación del estado tensional del suelo al comportamiento lineal durante el cálculo de los asentamientos.

Consideran que para la solución de problemas de optimización de cimientos, los métodos ideales son los basados en la teoría de Diseño de Experimentos y los algoritmos genéticos, pero no obstante para etapas iniciales del proceso de optimización no se debe descartar el rastreo de variables o búsqueda total en un entorno prefijado.

1.3 Metodología para formular y resolver un problema de optimización.

Para dar solución a un problema de optimización en general, es recomendable seguir la metodología que se muestran a continuación (Skladnev 1979; Negrín 1988, 2009):

1. Selección del Criterio de Optimización.
2. Elaboración de la Función Objetivo.

3. Definición de los Parámetros Variables.
 - a) Variables de Diseño.
 - b) Parámetros Asignados.
4. Definición de las Restricciones.
 - a) Restricciones de diseño.
 - b) Restricciones de comportamiento.
5. Selección del Método Matemático de Solución.
6. Solución del problema de optimización.
7. Análisis de sensibilidad.

1.3.1 Diseño óptimo

La formulación general del diseño óptimo es la descripción matemática de todo el proceso que se ejecuta para argumentar cuantitativamente cuál es la mejor de las posibles soluciones que puede tener un problema, que se concreta en la determinación de las magnitudes de los parámetros variables. Del ingeniero depende la elección de los requerimientos propios de dicho proceso, al cual se le conoce como modelo matemático y cuyas características están definidas por los parámetros variables, las restricciones, y función objetivo (Negrín, 1998) (Meneses, 1997).

1.3.2 Criterios de optimización

Es aquello que se desea optimizar desde uno u otro punto de vista. Un problema de optimización trata entonces de tomar una decisión óptima para maximizar (ganancias, eficiencia, etc.) o minimizar un criterio determinado (costos, tiempo, riesgo, error, etc.)

En la ingeniería estructural se puede minimizar el costo total de una estructura o de un elemento independiente, buscar su mínimo peso o su mejor configuración. Siendo para el caso de las cimentaciones rectangulares aisladas el criterio de mínimo costo global, es decir el costo mínimo de la combinación del costo de las partidas que conformen el costo de la cimentación; por ser una estructura de hormigón armado fabricada "in situ", para este tipo de estructuras este es el criterio más usado Baykov (1981), Hernández (1991), Castellanos (2000) y Negrín (2009).

1.3.3 Función objetivo.

La función objetivo es la expresión analítica que representa matemáticamente la propiedad del diseño que se quiere mejorar y según las posibilidades debe ser simple y sin detalles secundarios que dificulten el análisis matemático (Negrín y Castellanos 1998).

La función objetivo que se pretende plantear en esta investigación es el costo mínimo.

En cuanto a la forma de plantear, desde el punto de vista matemático, la función objetivo, existe un gran nivel de coincidencia en la literatura:

$Z = f(X, P) \rightarrow$ mínimo donde:

X: son las variables de diseño o variables internas que dependen de los parámetros asignados y, por lo tanto, cambian su valor dentro del proceso de optimización; por ejemplo área de acero.

P: son aquellas cualidades cuyos valores son fijados antes del cálculo y que por lo tanto permanecen constantes durante el proceso, se les conoce como parámetros asignados o variables externas; por ejemplo las resistencias del acero y del hormigón.

Una misma cualidad se puede seleccionar como variable de diseño o como parámetro asignado en dependencia de las características del problema que se esté analizando.

Una manera de plantear la función objetivo para el caso de cimentaciones podría ser:

$C_{total} = C_{exc} + C_{enc-des} + C_{elab\ acero} + C_{horm} + C_{reh.} \rightarrow$ Mínimo donde,

C_{exc} : costo de la excavación.

C_{enc} : costo de encofrado.

$C_{elab\ acero}$: costo de elaboración y colocación de acero.

C_{horm} : costo de hormigonado.

$C_{reh.}$: costo de rehincho.

1.3.4 Parámetros variables

Los parámetros variables según su comportamiento en el proceso de optimización se pueden dividir en *parámetros asignados* y *variables de diseño*. La elección de una cualidad determinada como variable de diseño o como parámetro asignado, así como de sus valores iniciales, se debe hacer

según el criterio de optimización y teniendo en cuenta las características propias del problema analizado.

1.3.4.1 Parámetros asignados

Es frecuente expresar las propiedades fundamentales del modelo de diseño en función de una serie de parámetros. Estos parámetros se denominan constantes o variables de diseño según su valor se encuentre inicialmente prefijado o no. Aquellas cualidades cuyos valores son fijados por el investigador antes del cálculo y que por lo tanto permanecen constantes durante todo el proceso, se les denominará como *parámetros asignados*.

Para el caso de cimentaciones rectangulares aisladas, para una mejor comprensión, pueden ser agrupados los parámetros asignados de acuerdo a su relación con el proceso de diseño en *Geotécnicos, Estructurales y Constructivos*².

a. Geotécnicos

Características de la base de la cimentación (homogénea o heterogénea), presencia del nivel freático, pesos específicos de los suelos, por debajo y por encima del nivel de solera. Profundidad de cimentación, condiciones de trabajo de la base, importancia del fallo para el que se diseña, combinaciones de carga para el diseño geotécnico, entre otros.

b. Estructurales

Peralto mínimo a considerar, tipo de solución de cimiento de hormigón: armado o masivo, combinaciones de carga para el diseño estructural, frontera para considerar plato rígido o flexible.

c. Constructivos

Recubrimientos, consideración acerca del sello en el fondo de la excavación, distancia entre el pie del talud y el cimiento para el tránsito de los obreros, etc.

1.3.4.2 Variables de diseño

Las variables de diseño son un conjunto discreto de parámetros en cuyos términos se describe el objeto a diseñar mediante un modelo de diseño, y cuyo valor óptimo debe hallarse. Además dependen de los parámetros

² Chagoyén, E., Negrín, A., Cabrera, M., López, L. & Padrón, N. (2009) *Diseño Óptimo de Cimentaciones superficiales rectangulares. Formulación. Revista de la Construcción*, Vol 8 No. 2, 60 a 71.

asignados y por lo tanto cambian sus valores durante el proceso de optimización.

Una variable se considera óptima si hace que el valor de la función objetivo sea el mínimo o el máximo posible, según el criterio seleccionado.

Las variables desde el *punto de vista físico* se pueden clasificar de la siguiente forma:

1. Las propiedades físicas o mecánicas de los materiales: éstas se refieren, por ejemplo, a las resistencias del hormigón y del acero.
2. Áreas y formas de las secciones transversales de los miembros: peraltos, anchos, inercias, etc.
3. Tipología de la estructura: condiciones de apoyo; disposición de las armaduras; requerimientos de continuidad entre diferentes elementos, número de ellos, forma específica de cada uno.
4. La configuración o forma geométrica de la estructura: comprende las coordenadas de las juntas, la posición de los apoyos, etcétera.

Las variables pueden dividirse también de acuerdo a la relación entre ellas, en:

1. **Parámetros variables externos:** Son aquellas variables que no dependen de otras o sea que se fijan antes de comenzar el problema, por ejemplo: $f'c$, f_y , γ_1 , γ_2 , ϕ y/o c , d_f , cargas (M, H, N) y sus combinaciones.
2. **Parámetros variables internos:** Son aquellas variables que dependen de las variables externas, por ejemplo: B, L, h, cuantías de refuerzo, rectangularidad, y excentricidad inicial de las cargas y sus combinaciones, e_o .

Las principales variables a tener en cuenta en esta investigación son las siguientes:

- **Cargas** (valores de solicitaciones a nivel de cimentación, M, H, N que abarcan una serie de cargas que actúan sobre la estructura entiéndase, carga viva, carga muerta, carga ecológica de viento, etc.)
- **Materiales** (Calidad del acero y hormigón f_y , $f'c$; parámetros físico-mecánicos los suelos: peso específico del suelo, c y/o \emptyset y módulo de deformación E).
- **Variables geométricas** (Profundidad de cimentación (d_1), dimensiones o lados de la cimentación (B y L), rectangularidad de la base (B/L), peralto total

(h) y efectivo de la cimentación (d), cuantías de refuerzo del plato en ambas direcciones, dimensiones y refuerzo del pedestal o vaso)

Resaltan como variables fundamentales: excentricidad inicial (e_0), propiedades del suelo, y la profundidad de cimentación.

Sin influencia significativa en el proceso de optimización se pueden señalar, la calidad del acero y del hormigón (Negrín 1988, 2009), los valores de momento y carga axial no ofrecen resultados que se diferencien significativamente (Quevedo, Lima, Bien Tran Quoc 1983).

1.3.5 Restricciones.

Las restricciones son todos aquellos valores que tienen que satisfacer, como condiciones, los parámetros variables para considerar que un diseño es óptimo, por tal razón dependen de los vectores X y P y se definen matemáticamente como limitaciones específicas inferiores, superiores o de igualdad impuestas sobre las variables de diseño o sobre los parámetros asignados en forma de ecuaciones e inecuaciones, que se expresan en la forma: $G(X, P) \leq 0$.

De la cuidadosa elección de las restricciones en un problema dado depende en gran medida toda la formulación matemática, la correcta solución del problema y lo más importante que los resultados sean verídicos, o sea que cumplan con todos los criterios de seguridad y condiciones de diseño que se impongan al caso.

Existen dos tipos de restricciones:

- a) *Restricciones de diseño*: son aquellas impuestas a los parámetros variables y aparecen por varias razones, tales como funcionalidad, fabricación, transporte o estética, y pueden presentarse como: $X_{\min} \leq X \leq X_{\max}$. Un ejemplo de este tipo de restricción lo tenemos en los límites impuestos a la profundidad de cimentación para el análisis: $1.5 \text{ m} \leq d_f \leq 3 \text{ m}$.
- b) *Restricciones de comportamiento*: algunos autores las llaman ecuaciones de estado y son aquellas que tienen que ver con el cumplimiento de los estados límites, es decir, son los valores que deben cumplir los parámetros variables para satisfacer los requisitos de comportamiento.

Casi siempre las restricciones de comportamiento son fijadas por las normas de diseño, por ejemplo, magnitud de las tensiones permisibles, la amplitud máxima de las fisuras, los desplazamientos permitidos, entre otros.

En fin de cuentas, las *ecuaciones de estado* son aquellas que rigen el diseño propiamente dicho y son más complejas que las demás *restricciones*. Desde el punto de vista matemático ellas obran de la misma forma que las *restricciones* (Negrín 2009).

Como ejemplos de ecuaciones de estado más importantes para el diseño de cimentaciones superficiales se pueden citar:

- Para el diseño geotécnico por 1er E. L. (Nomenclatura y definiciones según Quevedo *et al.*, 2002):

$$FS_{vuelco} = \frac{M_{estabilizantes}}{M_{desestabilizantes}} \geq 1.5$$

$$H^* \leq N^* \cdot tg\varphi^* + 0.75b'l'c^*$$

$$N^* \leq Q^*_{bt}$$

Las cuales expresan por ese orden la condición de adecuado factor de seguridad al vuelco, al deslizamiento y de resistencia que deben quedar satisfechas durante esta etapa de diseño.

- Para el diseño geotécnico por el 2do E. L. (Nomenclatura y definiciones según Quevedo *et al.*, 2002):

$$S_{calc} \leq S_{lim}$$

$$FS_{vuelco} \geq 3$$

$$p \leq R'$$

Estas a su vez expresan la condición de deformaciones menores que las admisibles y de vuelco para las cargas del 2do. Estado Límite, así como la condición límite para conocer si los asentamientos están dentro de la etapa lineal de comportamiento del suelo o no, lo cual determina la herramienta para su cálculo.

- Para el diseño estructural (Nomenclatura y definiciones según Chagoyén y Broche, 2002):

$$\tau_{pz} \leq \varphi R_{pz}$$

$$V_{ul} \leq \varphi V_{cl}$$

$$V_{ub} \leq \varphi V_{cb}$$

$$M_{ul} \leq \varphi M_{crl}$$

$$M_{ub} \leq \varphi M_{crb}$$

Las cuales expresan respectivamente las condiciones de resistencia al punzonamiento, cortante en ambas direcciones y flexión positiva en ambos sentidos del plato.

1.3.6 Métodos matemáticos de solución.

Los Métodos Matemáticos de Solución no son más que el procedimiento a seguir para lograr el óptimo de la función objetivo luego de haber sido conformada esta; y se pueden dividir para su estudio en dos grandes grupos: si se exige encontrar un número finito de parámetros de diseño que garanticen el valor óptimo de la función objetivo (criterio de optimización) cumpliéndose las restricciones planteadas, entonces el problema se relaciona con la programación matemática; si estos mismos parámetros a optimizar son funciones de una o varias variables caemos en el campo de la programación variacional y el cálculo diferencial.

Los problemas variacionales pueden ser “clásicos”, si no tienen restricciones o ellas tienen forma de ecuaciones, ó “no clásicos”, con restricciones en forma de inecuaciones. En el campo de las matemáticas se han elaborado muchos métodos de solución al problema de optimización, sin embargo, todos no son útiles para el problema de optimización de estructuras, por las particularidades que tienen estas Negrín, (199?).

Dentro de los métodos de Programación variacional se encuentran:

I.- Cálculo diferencial. (Método de los multiplicadores de Lagrange).

- 1.- Análisis marginal.
- 2.- Programación geométrica.
- 3.- Teoría de control de sistemas con parámetros distribuidos (ecuaciones diferenciales en derivadas parciales).

II.- Cálculo variacional.

- 1.- Problemas con una variable independiente.
- 2.- Problemas con varias variables independientes.
- 3.- Problema isoperimétrico.

III.- Métodos directos.

- 1.- Quebradas de Euler.

2.- Método de Ritz.

3.- Método de Galiorkin.

4.- Método de la semirrecta.

IV.- Métodos numéricos.

1.- Variación local.

2.- Aproximaciones sucesivas.

3.- Perturbaciones.

V.- Principio de máximo de L.S. Pontriaguin (De la teoría de control óptimo).

VI.- Teoría de Diseño de Experimentos.

VII.- Algoritmos Genéticos.

Los “métodos clásicos de solución de los problemas de optimización”, de forma general, no son totalmente aplicables a la solución de un problema de Diseño óptimo de estructuras, fundamentalmente para los casos de estructuras de hormigón armado. Un método muy eficiente y ya probado en el trabajo para la optimización de estructuras de hormigón armado, es el basado en la Teoría de Diseño de Experimentos.

Una línea prometedora de la inteligencia artificial surgida en los años '70, la de los algoritmos genéticos, de probada eficacia en caso de querer calcular funciones no derivables (o de derivación muy compleja) aunque su uso es posible con cualquier función Negrín, (1998).

A continuación se describe, de manera general y breve, el enfoque de algunos de los más representativos.

1. Métodos clásicos.

- Métodos de los Multiplicadores de Lagrange.

La solución de problemas donde existen relaciones entre variables puede ser obtenida de diversas formas, una de ella se debe a Lagrange, ilustre astrónomo y matemático del siglo XVIII. El fundamento de su método se basa en la elaboración de una nueva función objetivo donde se incluyen las restricciones afectadas por multiplicadores indeterminados, colocados de manera conveniente.

- Métodos de Lagrangiano aumentado

Los métodos de lagrangiano aumentado, o métodos de multiplicadores, fueron derivados inicialmente a partir de los métodos de penalización, que a su vez fueron concebidos en principio para problemas con restricciones de

igualdad. No obstante, puede extenderse su aplicación a problemas de tipo general con restricciones cualesquiera. Es posible generalizar el método para problemas con restricciones en desigualdad, mediante una adecuada elección de la función lagrangiano aumentado.

2. Programación Lineal.

La programación lineal es una de las técnicas de optimización más importantes en la esfera ingenieril en sentido general ya que existe una gran cantidad de ejemplos que pueden ser resueltos mediante un modelo matemático lineal.

- **Método Simplex.**

El algoritmo denominado Método del Simplex permite resolver el problema general de programación lineal mediante una selección orientada de sucesivos vértices. El Método del Simplex constituye una herramienta de extremada complejidad teórica, aunque su aplicación es sumamente sencilla, sobre la que existen tratados monográficos, y admite numerosas variantes y diversas formas de evitar problemas de tipo operativo. Podemos considerarlo como una herramienta indispensable para resolver problemas generales de programación lineal, ya que muchas de las técnicas de minimización con restricciones generales se basan en aproximaciones lineales.

- **Método de funciones de Penalización.**

La denominación de función de penalización alude claramente a la modificación que introduce en la función objetivo de forma que las restricciones se incumplan lo menos posible. Este método tiene como ventajas fundamentalmente

- en la resolución de cada problema de minimización sin restricciones no es necesario partir de una aproximación inicial factible.

- El método es válido si hay restricciones de igualdad, y de hecho fue inicialmente desarrollado para este tipo de problemas. En este caso, sustituyendo cada restricción de igualdad por dos restricciones en desigualdad, se comprueba que los términos de la función de penalización de ambas pueden agruparse en uno solo (Navarrina (1987)).

3. Programación no lineal.

Para problemas de minimización de funciones no lineales con restricciones en desigualdad se han desarrollado varios métodos con numerosas variantes

basados en la reducción del problema original a una secuencia de problemas de programación lineal o cuadrática, algunos de estos métodos los expondremos a continuación:

- Métodos de programación lineal secuencial.

Los métodos de programación lineal secuencial o recursiva, también conocidos como métodos de linealización, son variantes de un solo método que consiste en sustituir un problema de minimización con restricciones en desigualdad, por una secuencia de problemas de programación lineal que se obtienen aproximando la función objetivo y las restricciones el algoritmo de programación lineal secuencial goza de gran aceptación en problemas de optimización estructural. Sin embargo, es preciso reconocer que Para que la secuencia de problemas linealizados tenga solución, es necesario en general que existan al menos tantas restricciones como variables de diseño.

4. Programación Dinámica

La programación dinámica no debe confundirse con un algoritmo de cálculo, pues se trata de una estrategia de optimización en la cual hay que tomar decisiones en múltiples etapas, lo cual significa que en cada una de ellas se debe tomar la decisión correcta, de lo contrario se afectaría el resultado de la optimización.

5. Algoritmos Genéticos

En la búsqueda de la combinación perfecta eficiencia-eficacia es que emergen los Algoritmos Genéticos, los cuales basan su teoría en la selección natural de las leyes de la genética. Su ventaja se basa en que reproducen mejor las nociones que contribuyen de manera significativa a la mejor solución cruzando las mejores nociones de una cadena con las de otras (Martínez (2000)).

Estos algoritmos no han tenido en general una gran aplicación en el campo de la optimización estructural aunque si han sido utilizados para conformar un software computacional que permite realizar el diseño óptimo de cimentaciones superficiales A partir de la base del conocimiento de los métodos expuestos así como su campo de aplicación y basado en el hecho de que este trabajo resulta el primero en este tema, con el nivel de los conocimientos actuales en la temática, se decidió utilizar para solucionar el problema de diseño óptimo de cimentaciones superficiales el Método de

Búsqueda Total o exploración de variables, a partir de herramientas matemáticas basadas en un software computacional.

De modo que para la solución de problemas de optimización de cimientos, según la literatura consultada, los métodos ideales son: los basados en la teoría de Diseño de Experimentos y los Algoritmos Genéticos. No obstante para etapas iniciales del proceso de optimización no se debe descartar el rastreo de variables o búsqueda total en un entorno prefijado (Chagoyén *et. al* (2009)).

1.3.7 Análisis de sensibilidad.

El análisis de sensibilidad puede definirse en general como la obtención del gradiente de las variables respuesta respecto a las variables de entrada en un sistema determinista cualquiera, para el que existe un procedimiento de cálculo de la respuesta para una entrada conocida.

1.4 Diseño de cimentaciones superficiales.

El diseño de estructuras de manera general ha transitado por diferentes enfoques durante su desarrollo, siguiendo la premisa de que un método más novedoso va dejando atrás las teorías del modelo anterior, por supuesto los cimientos como parte de la estructura también han estado incluidos en este proceso.

1.4.1 Métodos de diseño y seguridad.

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

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

Enfocaremos nuestra atención en el Método de los Estados Límites, es este en el que se basa nuestras normas vigentes referentes al diseño de cimentaciones.

Métodos de Estados Límites (MEL)

Los primeros trabajos de aplicación del *Método de los estados límites* al

diseño de cimentaciones que se realizaron en Cuba fueron a finales de la década de los ´80 (Quevedo 1987), llevándose a cabo posteriormente toda una serie de investigaciones en la misma dirección, que han permitido tener la base teórica para la introducción general de los estados límites en el campo de la geotecnia.

Este método establece dos condiciones límites de diseño;

1^{er} Estado Límite: estado en que se diseña para lograr la resistencia y estabilidad de la estructura, con los valores de cálculo.

La ecuación que rige el diseño del 1^{er} Estado Límite es:

$$Y_1^* \leq Y_2^* / \gamma_s \quad (\text{Eurocódigo}) \quad [1.5] \text{ donde:}$$

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

Y_2^* - función de las cargas resistentes con su valor de cálculo.

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

2^{do} Estado Límite: estado que garantiza el servicio y utilización de la estructura, se chequean factores como la deformación y la fisuración de la misma para los valores reales de servicio.

El método de estados límites realiza el diseño como si fuera a ocurrir la falla y se garantiza su no existencia con la introducción de los coeficientes parciales de seguridad, los cuales se presentan a continuación:

- γ_g coeficiente de seguridad para las características físico mecánicas del suelo.
- γ_f coeficiente de seguridad aplicable a las cargas.
- γ_s coeficiente de seguridad adicional (evalúa las condiciones de trabajo y la importancia de la obra).

1.4.2 Diseño geotécnico.

El diseño de cimentaciones superficiales se divide en dos etapas fundamentales el diseño geotécnico y el diseño estructural, la primera etapa tiene como objetivo hallar el área de la base (B y L) donde se deben establecer todas las combinaciones de cargas, correspondientes al 1^{er} estado límite con los valores de cálculos y normativos, estos últimos para el chequeo del vuelco y se deben cumplir tres condiciones básicas:

Primer Estado Límite

- Chequeo al vuelco
- $FS_{vuelco} = \frac{M_{estabilizantes}}{M_{desestabilizantes}} \geq 1.5$
- Chequeo al deslizamiento
- $H^* \leq N^* \operatorname{tg} \varphi^* + 0.75 b' l' C^*$
- Chequeo de capacidad de carga
- $N^* \leq Qbt^*$

De estos tres criterios al menos uno debe estar cerca de valores límites para que el resultado sea racional, si se incumple alguno se realiza otra iteración con valores diferentes de B, L.

Con el área de la base obtenida se chequean:

Segundo Estado Límite

- Factor de seguridad al vuelco $FS_{vuelco} \geq 3$
- Condición de Linealidad $p \leq R'$ (condición límite para conocer si los asentamientos están dentro de la etapa lineal de comportamiento del suelo o no, lo cual determina la herramienta para su cálculo).
- Deformación (combinaciones de cargas deben ser con los valores normativos), deformaciones absolutas y relativas.

$$S_{calc} \leq S_{lim}$$

Cumpléndose las condiciones antes señaladas se obtienen los valores definitivos de B y L.

1.4.3 Diseño estructural.

Luego de tener el área de la base, determinada por el primer estado límite o por el segundo estado límite se realiza el diseño estructural del vaso lo que incluye un pre dimensionamiento inicial, se determina el espesor del vaso, se calcula la distribución de presiones en las paredes del vaso, se chequea el espesor de la pared, se halla el refuerzo transversal y longitudinal de la cimentación, y se determina si tiene comportamiento flexible o rígido.

Por último se efectúa el diseño estructural del plato de cimentación, que debe tener en cuenta para el peralto:

- Diseño por punzonamiento
- Diseño por cortante
- Diseño por flexión positiva y negativa

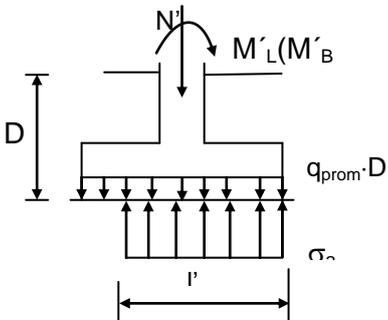
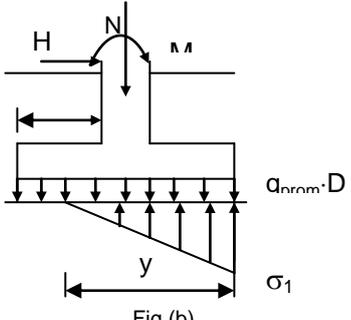
Otros aspectos a tener en cuenta:

- Chequeo de compresión local
- Comprobación del agarre

- Anclaje de armaduras

El diseño estructural de las cimentaciones superficiales aisladas se realiza por la teoría de los Estados Límites, distinguiéndose en las hipótesis de cálculo el empleo de dos distribuciones de presiones, la selección de un tipo u otro de distribución de presiones, está condicionada al criterio que predominó en el diseño geotécnico. En la Tabla 1.1 están recogidos los criterios para la adecuada selección.

Tabla 1.1 Criterios para la selección de la distribución de presiones del diseño estructural.

Cuando en el Diseño Geotécnico rige el criterio de :	Tipo de distribución de presiones recomendada para el diseño estructural	Representación Gráfica
Estabilidad. Condición de Resistencia.	Rectangular uniforme en el área efectiva.	 <p>Fig.(a)</p>
Estabilidad. Condición de Vuelco o Deslizamiento.	Lineal variable en función de la excentricidad de las cargas.	 <p>Fig.(b)</p>

Fuente: NC-53-039:02 Capítulo 15 - Diseño Estructural de Cimentaciones Superficiales.

1.5 Estado del conocimiento sobre optimización de cimentaciones a nivel internacional.

Para una comprensión cabal de los conocimientos existentes en el ámbito internacional acerca de la optimización de cimentaciones agruparemos toda la información en dos aspectos principales, lo relacionado con cimentaciones de forma general que guarda relación con las cimentaciones aisladas, y lo referente a software profesionales para el diseño de cimentaciones.

Los trabajos dirigidos a optimizar o a hacer un diseño más racional que lo tradicional tiene sus inicios con mayor fuerza luego de la década de los '80, justo cuando se ha desarrollado velozmente la computación.

Pascual Martí, Carlos Ortueta y Pedro Calleja profesores de La Universidad Politécnica de Valencia, los dos primeros y miembro de *ELECNOR*, S.A (Bilboa) el tercero, desarrollan una optimización conjunta de torres y cimentaciones de líneas de conducción eléctricas, en 1990. La optimización de la cimentación depende en primera medida de los resultados de la optimización de la torre.

En los parámetros de diseño utilizados para la cimentación no se considera la profundidad de cimentación, aunque si la rectangularidad (entendida como la relación entre los lados) desde 0.5 a 2.0, lamentablemente no se efectúa el análisis teniendo en cuenta la solución para otros tipos de suelo, solamente se analiza el caso en suelos friccionales con $\phi=20^\circ$. Para el caso de los costos se involucran los costos unitarios del hormigón, de la excavación, compactación, anclaje, encofrado, armadura longitudinal y transversal.

Especialmente en el campo de la ingeniería civil existen varios trabajos de optimización de elementos estructurales, para el caso de cimientos esta un método desarrollado en el departamento de Ing. Civil de la Universidad de Harran en Turquía, por el profesor H.M. Algin, "Practical formula for dimensioning a rectangular footing"³ que parte de analizar la relación entre la carga axial y el momento y correlaciona analíticamente estas para desarrollar una expresión simple que determina el área de cimiento mínima requerida bajo compresión completa. La práctica actual de estimar el tamaño del cimiento en el diseño estructural emplea generalmente un proceso iterativo convencional iniciado por la experiencia de los diseñadores. La fórmula a que se hace referencia es una solución algebraica práctica como alternativa al método convencional para estimar las dimensiones mínimas de un cimiento rectangular sometido a la combinación de la flexión biaxial y carga vertical de la columna. El peso del cimiento y las cargas laterales de la columna también se incluyen en la fórmula. Se utiliza para el cálculo una distribución de presiones lineal variable en la base del cimiento superficial que representa la

³ (www.sciencedirect.com)

interacción suelo-estructura y se unifican varias formulaciones comunes en el campo de la ingeniería estructural. El método explica la validez del nuevo procedimiento comparando sus resultados con los producidos por métodos clásicos. Una carta simple del diseño también se proporciona para determinar las dimensiones mínimas de un cimiento rectangular rígido que se apoya sobre la masa elástica.

En un artículo publicado por Silveira R., Pereira y Gonçalves en el 2007 (profesores miembros de los departamentos de Ingeniería Civil de universidades brasileñas) abordan sobre la formulación de la optimización de elementos estructurales en contacto unilateral con cimentaciones elásticas, con y sin restricciones. En este trabajo se proponen dos metodologías para la solución de problemas de contacto unilateral entre miembros estructurales (vigas o arcos) y las cimentaciones elásticas, primeramente proponen el método de elementos finitos para discretizar la estructura y la cimentación elástica, el problema de la unión de los elementos es formulado en un problema de optimización con restricciones. Solo las variables originales del problema son usadas, sujetas a restricciones desiguales y las ecuaciones son escritas como un problema complemental lineal. La segunda propuesta es basada en el método de Ritz donde la coordinación de la definición de los límites de la región de contacto son considerados como variables adicionales del problema. Las dos propuestas de metodologías son analizadas y comparadas utilizando resultados de problemas específicos de estructuras bajo restricciones de contacto unilateral.

Otros investigadores internacionales, Pathak K y Jain H (2005), han desarrollaron un trabajo sobre la forma de optimización de las vigas en cimentaciones elásticas donde plantean que las vigas en este tipo de cimentación se aplican para varios problemas de la ingeniería donde la cimentación para la parte de la viga es proporcionada por el resalto de unir porciones de una estructura elástica continua, las aplicaciones de estos elementos son en formar red de vigas en la construcción de naves, edificios y puentes. Este estudio lo realizan por la necesidad de optimizar dichas vigas apoyados en herramientas de análisis de forma tal que la optimización sea en vistas de minimizar el requisito material, para esto tuvieron en cuenta distintos métodos de optimización estructural como el método del gradiente, pero

llegaron a la conclusión de que la manera más intuitiva de lograr totalmente un límite, es agregar material si las tensiones son altas y quitar material si las tensiones son bajas, en este trabajo esta metodología ha sido empleada de una manera controlada para evitar distorsión de la malla durante la optimización. El procedimiento que utilizan es la modelación de elementos finitos de las vigas y cimentaciones, basados en los resultados de tensión y coordenadas de los nodos obtenidos de los elementos finitos, se modifica la forma óptima.

Pero, de todos los artículos, publicaciones y trabajos encontrados el de mayor acercamiento y similitud con el trabajo que se pretende realizar es el publicado en 2008, por Yu Wang y Fred H. Kulhawy, por la ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles). Desarrollan un enfoque de diseño que considera explícitamente la economía en la construcción, distinto del enfoque tradicional de evaluar la economía como último aspecto, resultando un cimiento con mínimo costo de construcción. El enfoque lo han expresado como un proceso de optimización, en el cual se señala como función objetivo el costo mínimo de construcción, mostrando las demás características de un modelo de optimización como son restricciones, parámetros y requisitos de diseño. El enfoque se ha ilustrado con un ejemplo de cimentación aislada, valorando los costos del diseño optimizado en tres localidades diferentes, dos de ellas en EUA y la última en China, donde los autores muestran que la influencia del costo de cada actividad en el óptimo depende de la ubicación de la obra, debido a la regionalidad de los costos. Los autores se auxiliaron de una función para optimizar con la que cuenta el Excel, este proceso se explicará más adelante. Respecto a la formulación del problema, aunque en el costo total se considera el costo del acero del refuerzo, no muestran dentro de las restricciones ninguna referente al diseño estructural, e incluso el análisis se efectúa para un espesor constante del plato, aparentemente la optimización es de tipo geotécnica únicamente. Para el ejemplo ilustrado utiliza como asiento admisible 25mm (tres veces inferior al mínimo que plantea la norma cubana), pero analiza el costo de construcción para una variación de asientos desde 15 mm hasta 75 mm.

Un aspecto significativo a señalar es el valor de la compactación del rehincho para las tres localidades, además del costo unitario de las actividades de Beijing respecto a Nueva York y a la media nacional de EUA.

Tabla 1.2 Costos unitarios de las actividades que componen la construcción de los CRA.

Actividad	Unidad	Costo por unidad (USD)		
		Media nacional USA	Nueva York, USA	Beijing, China
Excavación	m ³	25,16	41,3	1,38
Encofrado	m ²	51,97	81,55	4,00
Refuerzo	kg	2,16	2,99	0,54
Hormigón	m ³	173,96	204,98	47,5
Relleno compactado	m ³	3,97	6,51	0,22

Fuente: Economic Design Optimization of Foundations. Yu Wang y Fred H. Kulhawy.

Los estudios de sensibilidad de las propiedades del suelo demuestran que para el diseño de cimentaciones aisladas típicas en suelos predominantemente friccionales, los parámetros claves son el módulo de Young (E), el ángulo efectivo de fricción interna del suelo (ϕ'). Según la valoración cuantitativa hecha por los autores, las propiedades del suelo tienen influencia en la variabilidad del costo y que además para las cimentaciones aisladas típicas, un relativo estricto diseño por Estados Límites Últimos (ELU) generalmente asegura los requerimientos del Estado Límite de Servicio (ELS). La optimización puede variar el costo del cimiento hasta en un 30%, teniendo en cuenta que la optimización es de tipo geotécnica, este resultado es similar al obtenido por Quevedo, Lima y Bien Tran Quoc en 1983, obtenido al considerar la rectangularidad geométrica.

En otro artículo publicado Yu Wang, afirma que las incertidumbres en las propiedades de los suelos influyen significativamente en el costo de la solución. Muestra en dicho artículo un análisis cuantitativo costo- beneficio de reducir las incertidumbres en las propiedades geotécnicas.

1.5.1 Diseño asistido por ordenador como herramienta para el diseño óptimo estructural.

El desarrollo de la cibernética y las técnicas computación en general ha contribuido en gran medida a la solución de los problemas de optimización ya que abordan con eficacia y brevedad una gran cantidad de información procesada en periodos cortos de tiempo. El volumen de cálculo a realizar en

todos los niveles expuestos no permite que un diseñador sin asistencia informática realice el número de mejoras necesarias en el diseño para obtener el más satisfactorio entre todos los admisibles, que denominaremos diseño óptimo. La complejidad de las operaciones involucradas en la toma de decisiones limita extraordinariamente la eficiencia y la rentabilidad del proceso de diseño manual.

Actualmente y específicamente en la rama de la Ingeniería Estructural ha surgido lo que se conoce como: ***Técnicas de Diseño Óptimo de Estructuras Asistido por Computadoras***, lo cual consiste teóricamente en la aplicación combinada de los métodos de análisis y diseño estructural con los procedimientos de optimización matemática

Los sistemas de diseño asistido por ordenador pretenden soslayar parte de estas dificultades, automatizando la mayor parte de las operaciones exceptuando la toma de decisiones. En un contexto general de diseño asistido suele denominarse al segundo nivel con el nombre genérico de preproceso, al tercer nivel con el nombre de análisis, y al quinto nivel con el nombre de postproceso, realizándose la mayor parte del cuarto nivel, o toma de decisiones, directamente por el operador a partir de la información suministrada por el ordenador. Ello permite realizar un mayor número de mejoras del diseño, disponiendo además de mejor información en la toma de decisiones. No obstante, la toma de decisiones suele tener una alta complejidad, y el usuario del sistema de diseño asistido debe basarse primordialmente en su intuición y experiencia. El proceso se detendrá cuando el diseñador estime que el diseño obtenido es admisible y suficientemente satisfactorio.

En Cuba, de los trabajos realizados en esta materia se encuentra el de Manuel Penado (1983), con un sistema denominado HA THANH, fue elaborado para optimizar diferentes elementos estructurales, tales como losas y vigas rectangulares de hormigón armado, como método de optimización utilizaba el Complex de Box, se programó para las máquinas computadoras IRIS - 10 con una capacidad máxima de nueve parámetros variables y presentó una estructuración, bastante novedosa para el momento en que fue realizado.(Castellanos(1997)).

Otro software elaborado en Cuba fue el realizado por el Dr. Ing. A. Negrín, (1988), para su tesis de doctorado, el cual fue creado para resolver el problema de diseño óptimo de un tramo de columna de hormigón armado; en aquel momento representó un avance significativo pues se basó en un análisis algorítmico capaz de encaminar la solución por la vía exacta, pero la poca potencia del hardware existente en aquellos momentos y la no existencias de maquinas ágiles y lenguajes de programación poco desarrollados, fueron algunas de las condicionantes que limitaron a este sistema, lo cual provocó que no se pudieran incluir otros métodos de optimización, ni tampoco su generalización a otros elementos estructurales.

También se encuentra un software de optimización estructural aplicable a vigas de hormigón armado denominado GALILEO, Castellanos (1997)). Este programa presenta una estructura completa que ejemplifica el Diseño Óptimo Asistido por Computadoras, está diseñado por un algoritmo genético de alta complejidad, tomando como base una búsqueda total llegando al valor del óptimo mediante el método de la pendiente ascendente.

El software GALILEO basado en un algoritmo genético también fue empleado para el desarrollo de un sistema de optimización de cimentaciones aisladas superficiales Gómez, (2000) el cual se encuentra un poco desactualizado ya que el diseño geotécnico y estructural de las cimentaciones ni los costos de las actividades de dicha estructura se basan en las normas de diseño y el sistema de precios vigentes en la actualidad.

Referente a las ayudas de diseño desarrolladas para el diseño de cimentaciones a nivel internacional, se pueden mencionar buen número, integradas a otros programas de análisis estructural, con interfaces en Windows, entre otras facilidades. Muchas de estas ayudas alegan que optimizan la cimentación, pero realmente no se optimizan con todo el sentido que ha sido definido inicialmente en este trabajo. Optimizar es indicar de forma cuantitativa y cualitativa con una base verdaderamente objetiva y científica cuál es la mejor solución para un problema determinado. Veamos este software, los datos de entrada y las facilidades que brinda cada uno.

STAAD.foundation es un apéndice del STAAD.pro, pero puede ser usado de forma independiente también, juntos integran los resultados de análisis de la superestructura para el diseño de la subestructura, se pueden diseñar con su

ayuda cimentaciones aisladas, combinadas, corridas, pilotes, octogonales y balsas. Usa los criterios de capacidad de carga del suelo, resistencia a cortante y a flexión (se considera que el concreto no asume ningún cortante), resistencia a compresión y flexión del pedestal. Usa la modelación por elementos finitos, pero no son parámetros de entrada algunas características físico-mecánicas del suelo, la capacidad de carga debe ser calculada con anterioridad y ser introducida en el acápite del diseño, se utiliza sólo un factor de seguridad, en el diseño geotécnico no se considera el chequeo al deslizamiento, ni los asentamientos, lo mismo absolutos que relativos, la profundidad de cimentación debe ser introducida. La optimización que dice realizar es respecto a los requerimientos de acero. El diseño es según 5 códigos (para el concreto), a elección del usuario, ACI 318-2005, BS 8110, IS 456-2000 son algunos de ellos

Otro software que se utiliza, sobre todo en Europa, en el diseño y racionalización de cimentaciones es el MFoundation⁴ Este programa desarrolla un proceso automático donde las opciones de diseño pueden ser seleccionadas por el usuario para obtener la respuesta requerida, además los resultados pueden modificarse en función del código de diseño utilizado y del tipo de cimentación lo que los hace más apropiados y exactos para situaciones específicas de diseño. Esta flexibilidad que permite el programa hace que se emplee frecuentemente en el campo de la ingeniería para la realización de cálculos especializados.

Los parámetros de entrada del programa en cuanto a los datos del suelo están determinados por los resultados que se obtienen en los ensayos del cono de penetración. Este software puede usarse para diseñar cimentaciones profundas o superficiales para este último caso las dimensiones del cimiento pueden ser racionalizadas, se requiere de entrada el ancho; la estabilidad y la capacidad de carga son chequeadas como parte del proceso de diseño. Las regularidades del diseño están dadas para el código base NEN 6744 sobre cimentaciones superficiales.

⁴ (http://www.scia-http://www.scia-online.com/WWW/WebSiteUS.nsf/51f6bc97ad47851cc1256fea00540e5d/b3fa67d935c8d22bc1256ec200522be5/%24FILE/MFoundation_EN_scia.pdf)

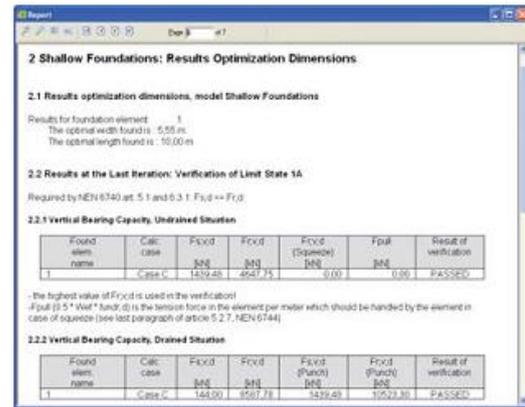
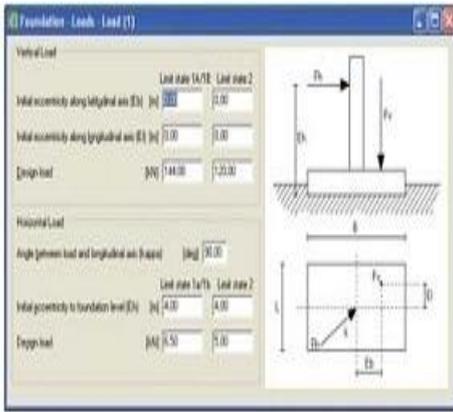


Figura.1.1 Entrada de valores de cargas. Figura.1.2 Resultados del Programa Fuente: ¹

RISAFooter es otra de estas ayudas que según la promoción hecha en su página de ventas, analiza, diseña, y dibuja zapatas aisladas y sus pedestales, llegando a manejar situaciones complejas como flexión biaxial, levantamiento y propiedades de frontera.

Se pueden introducir los valores de las cargas verticales, horizontales y momentos de flexión en ambos sentidos simultáneamente, el peso propio y la sobrecarga son calculados automáticamente.

La distribución biaxial de presiones de contacto sobre el suelo es calculada de forma exacta aplicando métodos computacionales avanzados. La optimización se basa en obtener las dimensiones: longitud, ancho y espesor óptimos de la cimentación para que satisfagan las presiones de contacto, flexión, cortante, levantamiento y los criterios de frontera.

El diseño del pedestal se realiza para la acción de cargas axiales, flexión biaxial y cortante, con resultados específicos que determinan las barras longitudinales y estribos de aquella.

Se chequea el vuelco verificando el aporte por separado de las cargas desestabilizantes contra el de las fuerzas estabilizadoras, según el factor de seguridad establecido.

Promociona que todas las cimentaciones se optimizan simultáneamente. Se pueden realizar modificaciones que son procesadas rápidamente, permitiendo al usuario la investigación de más posibilidades de diseño. El software tiene como salida los planos de detalles de las cimentaciones.

Realmente estos programas son de ayuda si deseamos realizar un diseño, simple, donde no se tenga muy en cuenta la economía, pero si de optimizar

hablamos no son útiles, no consideran parámetros influyentes en la optimización, como son la profundidad de cimentación y la rectangularidad Chagoyén *et. al* (2009) por sólo mencionar algunos.

Una opción interesante para optimizar es la herramienta "Solver" del Microsoft Excel, en la que se permite establecer la función objetivo, las variables y las restricciones, previamente definidas en diferentes celdas de la hoja de cálculo, esta herramienta ha sido utilizada por Yu Wang y Fred H. Kulhawy (2008) para optimizar cimientos rectangulares aislados, los que derivaron los resultados descritos anteriormente en este trabajo.

Su modelo de optimización en Excel divide la hoja de cálculo en tres zonas: uno (1) la zona de entrada de datos de la fila uno (1) a la siete (7); dos (2) parámetros de diseño y la zona de cálculo de la fila nueve (9) a la 18; y tres (3) la zona de la estimación de los costos que empieza en la fila 20.

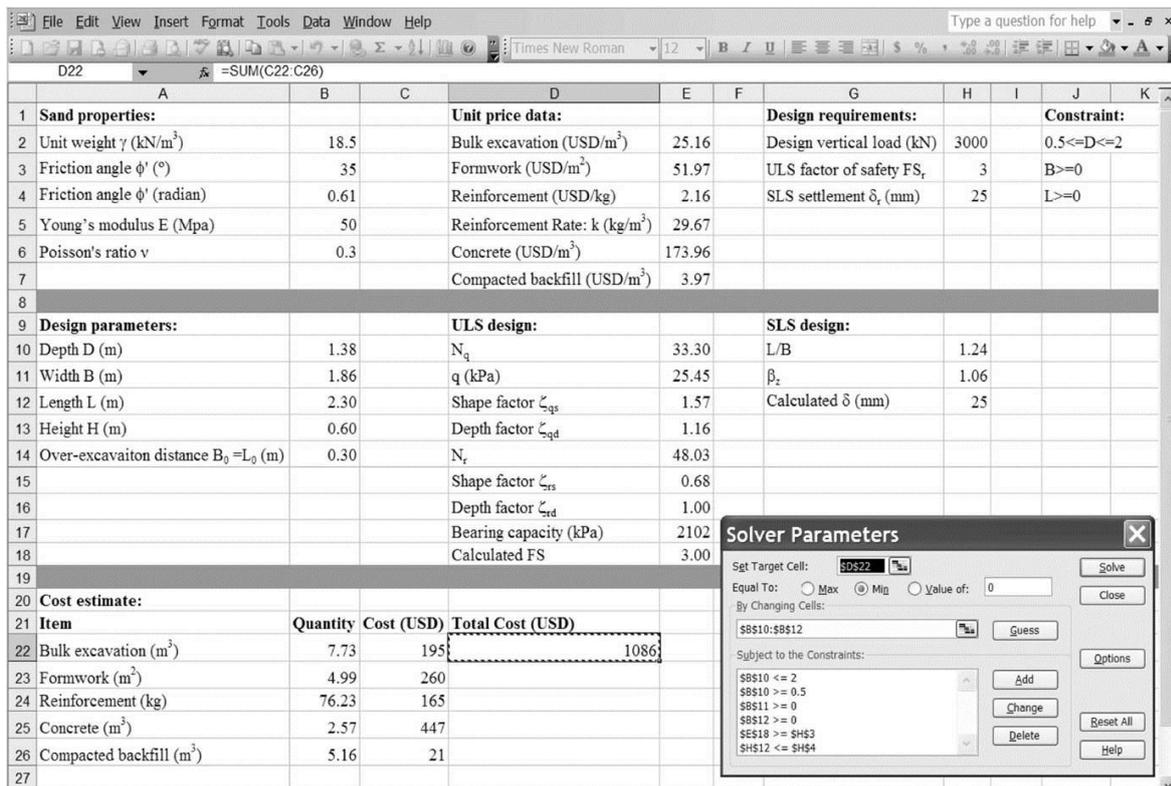


Figura. 1.3 Modelo de optimización en Microsoft Excel

Fuente: Economic Design Optimization. Yu Wang y Fred H. Kulhawy.

Los datos de entrada consisten en las propiedades del suelo, representación de los requerimientos de diseño, restricciones prácticas y datos de los precios unitarios. Los parámetros de diseño y la zona de cálculo incluye tres (3) parámetros de diseño (D, B y L) y dos constantes asumidas del diseño de la

base y cálculos para ambos Estados Límites (ELU y ELS). Las ecuaciones $q_{ult} = 0.5B\gamma'N_{\gamma}\zeta_{\gamma s}\zeta_{\gamma d} + q'N_q\zeta_{qs}\zeta_{qd}$ y $FS = \frac{q_{ult}}{F/BL}$ están implementadas en las celdas E10 - E18 para los cálculos de los factores de capacidad de carga, factores de forma, factores de profundidad, capacidad de carga y FS. El asentamiento es calculado usando las Eq. $\delta = \frac{F(1-\nu^2)}{\beta_z E \sqrt{B/L}}$ en la celda H12 y la Eq.

$$\beta_z = -0.0017 \left(\frac{L}{B}\right)^2 + 0.0597 \left(\frac{L}{B}\right) + 0.9843 \text{ en la celda H11.}$$

La estimación de los costos contiene la cantidad supuesta, que es calculada en las celdas B22-B26 usando las Eqs. $Q_e = (B + B_0)(L + L_0)D$, $Q_f = 2H(B + L)$, $Q_c = BLH$, $Q_r = kQ_c$ y $Q_b = Q_e - Q_c$, y el costo total estimado en la celda D22 con la ecuación $Z = Q_e c_e + Q_f c_f + Q_c c_c + Q_r c_r + Q_b c_b$.

Para estas ecuaciones las notaciones son:

B: ancho de la base;

B₀: distancia de sobre excavación en la dirección del ancho;

c_b, c_c, c_e, c_f, c_r: precios unitarios del relleno compactado, hormigón, excavación, encofrado y refuerzo respectivamente;

D: profundidad de cimentación;

E: Módulo de Young;

F: carga vertical;

FS: factor de seguridad;

H: espesor del plato;

k: coeficiente de proporcionalidad;

L: largo de la cimentación;

L₀: distancia de sobrexcautación en la dirección de L;

N_γ, N_q: factores de capacidad de carga;

Q_b, Q_c, Q_e, Q_f, Q_r: cantidades de relleno compactado, hormigón, excavación, encofrado y refuerzo, respectivamente;

q': presión de sobrecarga efectiva a nivel de la cimentación;

Z: costo de construcción;

γ': peso unitario efectivo del suelo debajo del cimientto;

ζ_{γd}, ζ_{qd}: factores de profundidad en la ecuación de capacidad de carga;

δ: asentamiento calculado;

ζ_{γs}, ζ_{qs}: factores de forma en la ecuación de capacidad de carga;

v: coeficiente de Poisson.

El modelo de optimización es instalado usando la herramienta del Excel, Solver, que puede ser activado en el menú desplegable “Herramientas” y seleccionar “Solver”. Como se muestra en la esquina inferior derecha de la fig 1.4, la ventana de los parámetros del “Solver” aparece, y permite definir la función objetivo, variables y restricciones. La función objetivo es definida por la asignación de la celda D22 como la celda objetivo y marcando el botón de “mín”. Las celdas B10-B12 son las variables de optimización. Las exigencias de los Estados Límites y las prácticas son consideradas restricciones e implementadas como celda $B10 \leq 2$, celda $B10 \geq 0.5$, celda $B11 \geq 0$, celda $B12 \geq 0$, celda $E18 \geq \text{celda H3}$, y celda $H12 \leq \text{celda H4}$. La optimización se ejecuta accionando en “solve” en la esquina superior derecha, y el costo mínimo de construcción y los correspondientes parámetros de diseño, FS y δ son generados. Para el ejemplo mostrado en la figura. 1.4, el costo mínimo de construcción es 1.086 MUSD⁵.

Otra hoja de cálculo, pero esta vez en Mathcad⁶, fue desarrollada por (Chagoyén, Negrín, Cabrera, López, & Padrón, 2009)), donde se considera el diseño estructural, además del geotécnico por los dos Estados Límites para hallar por el método de búsqueda total las dimensiones óptimas de la base, para suelos cohesivos y friccionales puros. Basadas en la norma cubana vigente con un nivel de conocimientos actualizados. La cantidad de restricciones utilizadas son superiores a las utilizadas por Yu Wang y Fred H. Kulhawy (2008), haciendo de esta ayuda la más completa, con los conocimientos actualizados del tema. Esta última ayuda requiere para su confección conocimientos de programación por parte del autor, pero no necesariamente para la utilización por parte del usuario.

1.6 Determinación de los costos de las cimentaciones en Cuba.

El costo es la expresión monetaria de los gastos incurridos en la producción y realización de una mercancía o en la prestación de un servicio, es la suma de gastos de toda naturaleza, expresados monetariamente, que se aplican a una producción o servicio determinado.

⁵ Miles de dólares estadounidenses.

⁶ Potente software de cálculo.

- **Costos directos:** Comprende los gastos que son identificables directamente con una producción o servicios. Ejemplo: materias primas, salarios de los obreros directos a la producción, etc.
- **Costos indirectos:** Están constituidos por los gastos que no son identificables con una producción o servicio dado, relacionándose con éstos en forma indirecta. Ejemplo: preparación y asimilación de la producción, gastos de mantenimiento, de personal indirecto, entre otros.(EmpresturS.A, 2010)

A los efectos del proceso constructivo se han agrupado de la siguiente forma, según el sistema presupuestario vigente en el país, PRECONS II⁷:

- *GD Materiales:* Bajo este concepto dentro de los Costos Directos, se contempla el aporte unitario de materiales, corresponde a la cantidad de material o insumo que se requiere por unidad de medida. Las cantidades con que cada uno de ellos participa dentro del costo directo. Estos costos, en síntesis, implican los costos de adquisición, carga, transporte, descarga y mermas, en su caso.
- *GD mano de obra:* comprende todos los gastos en que incurre el personal ocupado en la ejecución de los trabajos de construcción de la obra, por los conceptos de salarios, las disposiciones vigentes en materia tributaria, incrementos salariales por autorizaciones especiales, antigüedad y descanso retribuido, seguridad social y otras autorizadas según la legislación vigente y que están contenidos en las normas presupuestarias.
- *GD Uso de equipos:* Comprende todos los gastos relacionados con la explotación de los equipos de construcción que incluye valor de adquisición, depreciación, seguros, impuestos e intereses para el caso de costos de posesión, mantenimiento, reparación, combustibles, lubricantes, filtros, neumáticos, etc. en cuanto a los costos de operación.

Estos tres gastos conforman los Costos Base a los cuales se le suman Otros Gastos Directos de Obra (OGDO) y Gastos Generales Directos de Obra (GGDO), que incluyen visitas de especialistas a la obra, pruebas de calidad, actividades de replanteo y preparación técnica de la obra, gastos administrativos, elaboración de ofertas respectivamente.

⁷ Siglas con las que se identifican los Precios de la Construcción en Cuba.

Luego se puede presentar la siguiente ecuación para los costos o gastos directos:

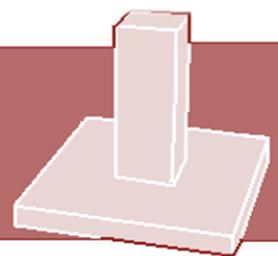
$$GD = \text{Costos base} + OGDO + GGDO$$

Para Cuba los costos base de cada actividad son fijos y regulados por el sistema presupuestario PRECONS II, en dicho sistema se expone una Lista de costos de renglones variantes, agrupados en sobre grupos y grupos en dependencia del tipo de actividad. Las cimentaciones rectangulares aisladas se relacionan con los sobre grupos 01, 04, 30, 31 de forma general.

1.7 Conclusiones parciales.

- En los siglos XVII y XVIII tiene sus inicios el concepto de optimización estructural el cual se fue desarrollando durante estos años con la optimización matemática y se fue perfeccionando su uso por distintos investigadores obteniéndose resultados interesantes.
- Es innegable la importancia y vigencia que tiene este concepto en la actualidad tanto para obtener los diseños más racionales de estructuras como lograr el costo mínimo en la producción y realización de las mismas, esto se puede inferir de los trabajos que se han realizado tanto nacional como internacionalmente de los cuales aquí presentamos algunos de los más representativos.
- Se dará continuidad a los trabajos precedentes referentes a la optimización de cimentaciones aisladas, completando el análisis a los suelos c-φ además.
- Sobre los métodos matemáticos para la solución de problemas de optimización en la literatura consultada, se puede concluir que son el Diseño de Experimentos (uso de funciones de penalización) y los Algoritmos Genéticos, al parecer, los métodos de mejor aplicación vinculados a problemas estructurales y geotécnicos.
- Se trabajará en la obtención del mínimo costo sólo con los costos directos de producción.

Capítulo II



Capítulo II: "Formulación del problema de optimización de cimientos rectangulares aislados en suelos cohesivos- friccionales".

2.1 Introducción

El modelo se refiere a cimentaciones superficiales rectangulares, cimentación más usada para estructuras en forma de esqueleto, transmiten las cargas en forma de fuerzas que se modelan como concentradas, resultado de un análisis plano o de tres d, el cual incorporaría además fuerzas horizontales y momentos flectores en dos direcciones.

El diseño de la cimentación debe garantizar la continuidad de la transmisión de cargas de la superestructura a la subestructura sin violentar los requisitos de diseño: geotécnicos y estructurales, además de cumplir las exigencias tecnológicas, de durabilidad y económicas.

La formulación del problema se hará siguiendo la metodología expuesta en el Capítulo I, para efectuar la optimización con criterio de costo mínimo.

2.2 Función objetivo

Se pretende minimizar costo encontrando la combinación de variables de diseño, que a partir de un estudio de cargas actuantes de estructuras típicas por su función arquitectónica, considerando las diferentes condiciones ingeniero- geológicas que puedan presentarse y cumpliendo con todas las restricciones impuestas por las diferentes normativas, determinen un diseño geotécnico y estructural de coste mínimo y por tanto la mejor solución posible. Sin olvidar las exigencias de la tecnología, durabilidad y seguridad que además deben cumplir las estructuras diseñadas (Negrín 2009).

El costo mínimo puede hacer referencia a la minimización del costo de los materiales, de la elaboración, transportación o a la combinación de todos ellos.

El criterio de costo mínimo es el más usado en el diseño óptimo de estructuras de hormigón armado fabricado "in situ" Baykov (1981), Castellanos (2000), Hernández (1991) y Negrín (2009).

La función objetivo es la expresión analítica del criterio de optimización seleccionado. Puede adoptar dos formas fundamentales: función escalar o función vectorial, el caso que analizo: escalar, debido al predominio de un solo criterio de optimización, el costo total de la cimentación superficial aislada, incluyendo en él sólo los costos directos de construcción mediante el

PRECONS II, por tanto el modelo matemático que evalúa la función objetivo responde a estas consideraciones.

La función objetivo para el caso de cimentaciones superficiales se puede definir como:

$$C_{\text{total}} = C_{\text{exc}} + C_{\text{enc}} + C_{\text{acero}} + C_{\text{horm}} + C_{\text{reh.}} \rightarrow \text{Mínimo, donde:}$$

C_{exc} : costo de la excavación. (\$)

C_{enc} : costo de encofrado. (\$)

C_{acero} : costo de elaboración y colocación de acero. (\$)

C_{horm} : costo de hormigonado. (\$)

$C_{\text{reh.}}$: costo de rehincho. (\$)

El costo de estas actividades está representado de manera general por una expresión que puede adoptar la siguiente forma:

$$C_{\text{act.}} = V_{\text{act}} * CU_{\text{act.}}, \text{ donde:}$$

$C_{\text{act.}}$: Costo de la actividad. (\$)

$V_{\text{act.}}$: Volumen de trabajo de la actividad. (U.M)

$CU_{\text{act.}}$: Costo unitario de la actividad. (\$/U.M)

2.2.1 Consideraciones para el cálculo de los costos

- Este análisis se limitará a los costos directos, teniendo en cuenta que los costos indirectos generalmente se toman como una parte de los costos directos en función de la productividad de determinadas empresas y otros aspectos no directamente relacionados con la eficiencia de la solución propuesta que complicarían mucho el problema de obtener los costos mínimos.
- Los precios están referidos a MT.
- Para las actividades relacionadas con la excavación.

Se considera que al menos un 10% de la misma se realizará de forma manual, siguiendo el concepto de que la terminación de las mismas debe hacerse manual para alterar lo menos posible el terreno (perfilado).

$$C_{\text{exc.}} = V_{\text{exc}} * CU_{\text{exc.}}$$

V_{exc} : Volumen de excavación. (m³)

CU_{exc} : Costo unitario de la excavación (\$/m³)

C_{exc} : Costo total de excavación (\$)

En el costo unitario de la excavación para este caso se tomarán los valores correspondientes al costo directo total.

En esta actividad se delimita entre excavación manual y mecanizada (para tierra común) en función del área en planta de la excavación.

Tabla 2.1. Costos de excavación.

Código	Descripción	U.M	Costos Directos					Peso Total (Kg.)
			Total	Sin materiales	Materiales	Mano de obra	Equipos	
012	Excavaciones							
012121	En tierra hasta 4 m ² de sección en planta hasta 1.60 m de profundidad (manual)	m ³	9.75	9.75	0.00	9.75	0.00	0.00
012122	en tierra hasta 4 m ² de sección en planta hasta 2 m de profundidad (mecanizada)	m ³	0.48	0.48	0	0.06	0.42	0
012123	en tierra de 4 a 20 m ² de sección en planta hasta 5 m de profundidad (mecanizada)	m ³	0.39	0.39	0	0.03	0.36	0
012124	en tierra de más de 20 m ² de sección en planta, hasta 5 m de profundidad (mecanizada)	m ³	0.28	0.28	0	0.02	0.26	0

Fuente: PRECONS II

- Para las actividades relacionadas con el encofrado

El costo del desencofre se encuentra incluido en el costo de encofre, según expresa el sistema presupuestario utilizado.

Se incluirá el costo de la madera para un uso del encofrado de hasta cinco veces.

$$Cenc = Venc \times CUenc$$

$Venc$: Área total de encofrado (m²)

$CUenc$: Costo unitario del encofrado (\$/m²)

$Cenc$: Costo total de encofrado (\$).

Tabla 2.2. Costos de encofrado.

Código	Descripción	U.M	Costos Directos					Peso Total (Kg.)
			Total	Sin materiales	Materiales	Mano de obra	Equipos	
3112	Encofrados de madera en construcciones a cielo abierto en cimientos							
311211	aislados hasta 0.70 m ² de área	m ²	8.97	4.2	4.77	4.2	0	8.83
311212	aislados de más de 0.70 m ² de área	m ²	8.39	3.62	4.77	3.62	0	8.83

Fuente: PRECONS II

- Para las actividades relacionadas con el acero

Capítulo II: "Formulación del problema de optimización de cimientos rectangulares aislados en suelos cohesivos-friccionales"

El costo del acero incluye la elaboración y colocación tanto del plato como del pedestal, el valor de ambos se expresa en pesos por cada tonelada, el ajuste para este resultado es según se expresa:

$$\text{Precio}_{[\$/ton]} = \left(\frac{\text{Peso barra según } \phi_{[kgf]} \times \text{Precio unitario de la ton según } \phi_{[\$/ton]}}{1000} \right)$$

Tabla 2.3 Costo unitario de elaboración de acero (elaboración mecanizada).

Código	Descripción	U.M	Costos Directos					Peso Total (Kg)
			Total	Sin materiales	Materiales	Mano de obra	Equipos	
3023	barras de acero para refuerzo (rectas)							
302301	de 10 mm de diámetro	t	388.92	15.08	373.84	9.19	5.89	1030
302303	de 12 mm de diámetro	t	387.35	13.51	373.84	8.55	4.96	1030
302305	de 16 mm de diámetro	t	384.64	10.8	373.84	6.77	4.03	1030
302307	de 20 mm de diámetro	t	383.07	9.23	373.84	6.13	3.1	1030
302308	de 22 mm de diámetro	t	383.07	9.23	373.84	6.13	3.1	1030
302309	de 25 hasta 36 mm de diámetro	t	383.07	9.23	373.84	6.13	3.1	1030

Fuente: PRECONS II

Tabla 2.4 Costo unitario de colocación y ensamblaje

Código	Descripción	U.M	Costos Directos					Peso Total (Kg)
			Total	Sin materiales	Materiales	Mano de obra	Equipos	
3053	Colocación y ensamblaje de barras rectas o dobladas							
305301	hasta 16 mm en cimientos aislados y tecnológicos	t	104.74	91.79	12.95	91.79	0.00	107.92
305302	más 16 mm en cimientos aislados y tecnológicos	t	78.22	65.27	12.95	65.27	0.00	107.92
305303	hasta 16 mm en cimientos aislados con vasos tecnológicos	t	122.58	109.63	12.95	109.63	0.00	107.92
305304	Mayor de 16 mm en cimientos aislados con vasos tecnológicos	t	101.71	88.76	12.95	88.76	0.00	107.92
305313	Hasta 16 mm en pedestales	t	31.65	18.70	12.95	18.70	0.00	107.92
305314	Más de 16 mm en pedestales	t	22.08	9.13	12.95	9.13	0.00	107.92

Fuente: PRECONS II.

- Para las actividades relacionadas con el hormigonado.

Para el costo de elaboración del hormigón se tomará en cuenta el uso de aditivos, el vertido es para cualquier calidad.

El costo total de hormigonado se obtiene de la suma del costo de la elaboración del hormigón con el costo de la colocación del mismo:

$$\text{Ch} = \text{Ceh} + \text{Cch} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Ceh} = \text{Vh} * \text{Cueh} \\ \text{Cch} = \text{Vh} * \text{Cuch} \end{array} \right. \text{ donde,}$$

Capítulo II: "Formulación del problema de optimización de cimientos rectangulares aislados en suelos cohesivos-friccionales"

Ch: costo total del hormigonado (\$)

Ceh: costo de elaboración del hormigón (\$)

Cch: costo de la colocación del hormigón (\$)

Vh: volumen total de hormigonado (m³)

Cueh: costo unitario de elaboración del hormigón (\$/m³), se tomarán los costos unitarios del suministro, puesto que este tipo de hormigonado requiere para su calidad adecuada la elaboración en planta.

Cuch: costo unitario de colocación del hormigón (\$/m³)

Tabla 2.5 Costo unitario de colocación del hormigón.

Código	Descripción	U.M	Costos Directos					Peso Total (Kg)
			Total	Sin materiales	Materiales	Mano de obra	Equipo	
041	Hormigón en cimientos							
041124	Aislados vertido manualmente con cualquier calidad de hormigón.	m ³	5.42	5.42	0.00	4.62	0.80	0.00
041224	Aislados vertido con grúa y cubo con cualquier calidad de hormigón.	m ³	10.15	10.15	0.00	1.55	8.60	0.00
041324	Aislados vertido con bomba con cualquier calidad de hormigón.	m ³	10.07	10.07	0.00	2.04	8.03	0.00
042	Columnas y pedestales							
042125	Columnas y pedestales vertidos manualmente con cualquier calidad de hormigón.	m ³	8.62	8.62	0.00	7.22	1.40	0.00
042225	Columnas y pedestales vertido con grúa y cubo, altura menor de 15 m con cualquier calidad de hormigón.	m ³	4.73	4.73	0.00	1.10	3.63	0.00
042325	Columnas y pedestales vertido con bomba, altura menor de 15m con cualquier calidad de hormigón.	m ³	9.40	9.40	0.00	1.91	7.49	0.00

Fuente: PRECONS II.

Tabla 2.6 Costo unitario del suministro hormigón.

Código	Descripción	UM	Precio(\$)	Peso(Kg)
	Productos semielaborados			
0002204444	hormigón de 200 kg/cm ² 100% gravilla hecho en obra con hormigonera estacionaria (con aditivo)	m ³	52.71	2,259.10
0002204445	hormigón de 250 kg/cm ² 100 % gravilla hecho en obra con hormigonera estacionaria (con aditivo)	m ³	58.96	2,264.95
0002204446	hormigón de 300 kg/cm ² 100 % gravilla hecho en obra con hormigonera estacionaria (con aditivo)	m ³	62.99	2,267.17

Fuente: PRECONS II

- Para las actividades relacionadas con el rehincho

El costo del rehincho se obtiene de la siguiente expresión:

$$C_{reh.} = V_r * C_{ur}, \text{ donde:}$$

C_{reh} : costo total del rehincho (\$)

V_r : volumen de rehincho (m^3)

C_{ur} : costo total unitario del rehincho ($\$/m^3$)

El volumen de rehincho se determina restando el volumen de hormigonado del de la excavación, se considera el rehincho compactado mecanizadamente.

Tabla 2.7 Costos unitarios de rehincho.

Código	Descripción	U.M	Costos Directos					Peso Total (Kg)
			Total	Sin Materiales	materiales	Mano de obra	Equipos	
014	Rehinchos o rellenos							
014212	compactados mecanizadamente	m^3	8.45	4.17	4.28	1.12	3.05	2002

Fuente: PRECONS II

2.3 Definición de los parámetros variables

En dependencia de las características propias del problema analizado y del criterio de optimización se eligen las cualidades como variables de diseño o como parámetros asignados, así como sus valores, denominados así según se encuentren prefijados o no.

Aquellas cualidades cuyos valores son fijados por el investigador antes del cálculo y que por lo tanto permanecen constantes durante todo el proceso, se les denominará como *parámetros asignados*.

La obtención de un diseño final adecuado de forma que la utilidad o satisfacción que proporcione sea suficiente y verifique los requisitos de admisibilidad impuestos, supone modificar razonablemente el valor de las variables de diseño, y en cada modificación:

- evaluar las correspondientes propiedades fundamentales
- predecir las variables de comportamiento mediante un modelo de cálculo.
- obtener las variables de control a partir de las anteriores, estimando en función de las mismas la utilidad del diseño y el grado en que verifica las restricciones impuestas.

2.3.1 Parámetros asignados

Para su mejor comprensión hemos agrupado los parámetros asignados de acuerdo a su relación con el proceso de diseño en *Geotécnicos, Estructurales y Constructivos*.

- Geotécnicos.

1. Se considerará la base de cimentación homogénea, sin presencia de nivel freático, tanto por encima como por debajo de la cimentación. Por encima del nivel de cimentación se supondrá que el suelo está constituido por un suelo con $\gamma_1 = 17.5 \text{ kN/m}^3$ de peso específico. Por debajo del nivel de cimentación se adoptará el mismo suelo que por encima.

2. La profundidad de cimentación se estudiará tomando en cuenta valores de 1.5 y 3.0 m, con incrementos de 0.5 m.

3. Se tomaron las condiciones de trabajo de la base como normales lo que significa que no existen manifestaciones de empantanamiento o desplazamiento, el desarrollo cársico está limitado en extensión y profundidad, las oquedades o grietas están rellenas y sus dimensiones son muy pequeñas. Existen diferentes elementos litológicos (suelos, rocas, semirocas) su correlación es simple y sus características físico-mecánicas son similares. Las estructuras geológicas y geomorfológicas son simples aunque existen pliegues poco desarrollados. Los suelos aluviales, eluviales y deluviales tienen una estratificación y distribución bien definidas y esto es prácticamente horizontal (buzamiento pequeño) existiendo poca variabilidad de sus propiedades físico mecánicas.

Las arcillas son duras o firmes, las gravas y arenas compactas a medias y las aguas subterráneas tienen poca influencia sobre la cimentación, Quevedo et al., (2002).

4. La importancia del fallo se catalogará como grave lo que significa que aquí se encuentran obras en las que su fallo tiene la probabilidad de ocasionar pocas pérdidas de vidas humanas, económicas y ecológicas, tales como edificios de viviendas de cuatro a 12 plantas y sociales entre tres y 12 plantas, silos entre 15 y 30m e industrias, almacenes obras de fábrica e instalaciones de importancia económica media, Quevedo et al., (2002).

5. Los coeficientes γ_{c1} y γ_{c2} , que valoran las condiciones de trabajo del suelo y tipos de estructuras respectivamente.

Tabla 2.8 Coeficientes que valoran las condiciones de trabajo del suelo y tipos de estructura (γ_{c1} y γ_{c2}).

Tipo de suelo		Coeficiente γ_{c1}	Coeficiente γ_{c2} para edificios y obras con esquema rígido de construcción y relación L/H IGUAL a	
			4 o más	1.5 y menos
Suelo limo arenoso, limo, arcilla-arenosa y arcilla con	$IL \leq 0.25$	1.25	1.0	1.1
	$0.25 < IL \leq 0.50$	1.20	1.0	1.1
	$IL > 0.50$	1.10	1.0	1.0

Fuente: (Quevedo, 2002)

Estos coeficientes se tomarán, $\gamma_{c1} = 1.20$ que implica un valor medio de todos los que pueden ser adoptados según la tabla anterior y γ_{c2} se adoptará según las dimensiones del edificio.

6. En el diseño geotécnico por el primer estado límite se adoptarán las siguientes combinaciones de carga:

- Edificios sociales (ACI 2006)
 - 1.4 CP
 - 1.2CP + 1.6 CU
 - 1.2CP + 1.0CU + 1.6CE
 - 0.9CP + 1.6 CE

7. En el diseño geotécnico por el segundo estado límite se adoptará la combinación de CP con sus valores normativos, más la carga de uso larga duración.

8. En el diseño geotécnico por el segundo estado límite se comprobarán los asentamientos absolutos solamente y se considerará comportamiento no lineal del suelo en función de las presiones ejercidas sobre la base.

9. Las características físico-mecánicas del suelo se tomarán de las tablas por lo que $k=1.1$ en la determinación de R' (esfuerzo límite de linealidad del suelo).

- Estructurales.

1. El diseño del peralte del plato se realizará a partir del mínimo necesario por condiciones de punzonamiento, cortante y esfuerzo por flexión negativa.

2. Se estudiará la solución de hormigón armado y no de hormigón masivo.

3. La frontera entre comportamiento rígido y flexible se adopta de acuerdo a lo que establece la propuesta de norma cubana para el diseño estructural de

cimentaciones Chagoyén - Broche, (2002), que plantea que el cimiento se considera flexible si $h \leq Vuelo/2$, donde h es el espesor efectivo del plato de cimentación y vuelo es el voladizo de la losa que conforma el plato, por fuera del pedestal o columna.

4. Las combinaciones de carga serán las mismas que para el diseño geotécnico por el primer estado límite que se muestran en el punto 6 de los parámetros asignados de tipo geotécnico.

- Constructivos.

1. Los recubrimientos que se utilizarán serán los establecidos por la propuesta de norma Chagoyén - Broche, (2002), con un valor de siete (7) cm para el plato y cuatro (4) cm para el pedestal o vaso.

2. No se utilizará hormigón de sellaje en el fondo de la excavación.

3. El refuerzo estará constituido siempre por barras corrugadas, con diámetros a analizar entre 10mm y 36 mm siendo el intervalo no continuo, tomando los valores de las barras convencionales.

4. La distancia entre el pie de talud de la excavación y el plato del cimiento será de 0.75m para facilitar el desplazamiento de los obreros durante el trabajo.

5. La excavación se realizará de forma aislada para cada cimiento, analizando la inclinación que puede soportar el suelo y la estabilidad de talud de los mismos. En suelos friccionales, la inclinación de los taludes de excavación variará en función del ángulo de fricción interna (Φ) del estrato donde se apoya la cimentación. Por ejemplo para $\Phi=30^\circ$, el talud de la excavación tendrá inclinación de $\beta= 30^\circ$, y así para todo el intervalo de variación de Φ (figura 2.1).

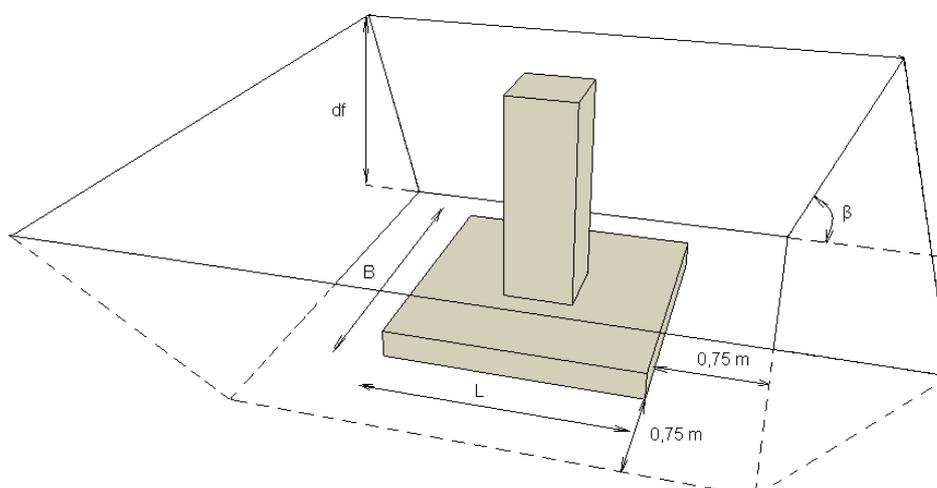


Figura2.1 Esquema constructivo de la excavación.

2.3.2 Variables de diseño

Son el conjunto de parámetros en cuyos términos se describe el objeto a diseñar mediante un modelo de diseño y cuyo valor óptimo debe hallarse. Dependen de los parámetros asignados y por lo tanto cambian sus valores durante el proceso de optimización.

Desde el punto de vista físico se pueden agrupar:

- 1- Propiedades físico mecánicas de los materiales, por ejemplo: resistencia a compresión del hormigón, resistencia del acero, pesos específicos de los materiales, ángulo de fricción interna del suelo, cohesión.
- 2- Áreas y formas de las secciones transversales de los miembros (propiedades geométricas): peraltos, anchos, inercias, rectangularidad, otros.
- 3- Tipología de la estructura: condiciones de apoyo, disposición de las armaduras, requerimientos de continuidad entre diferentes elementos, número de ellos, forma específica de cada uno.
- 4- La configuración o forma geométrica de la estructura: comprende las coordenadas de las juntas, disposición de los apoyos, otros.

Los parámetros variables según la relación entre ellos pueden ser:

- 1- Parámetros variables externos: son las variables que no dependen de otras y son fijadas antes de comenzar el problema. Por ejemplo: resistencia a compresión del hormigón, resistencia del acero, pesos específicos de los suelos (por debajo y por encima del nivel de solera), ángulo de fricción interna del suelo y c , cargas (M , H , N') y sus combinaciones.

Cargas

Valores de solicitaciones a nivel de cimentación, M , N' , H (derivadas del análisis de las cargas muertas, vivas, viento extremo y sus combinaciones probables para cada estado límite o condición de diseño), estas cargas condicionan algunas variables internas como excentricidad inicial o excentricidad (sin tomar en cuenta el peso del cimiento y del relleno). Para el estudio se tomarán edificios de diferentes plantas arquitectónicas, pero semejante función social y sistema constructivo. El sistema constructivo es Girón, empleados como escuelas urbanas y rurales, estas últimas con edificios de dormitorios además.

Capítulo II: "Formulación del problema de optimización de cimientos rectangulares aislados en suelos cohesivos-friccionales"

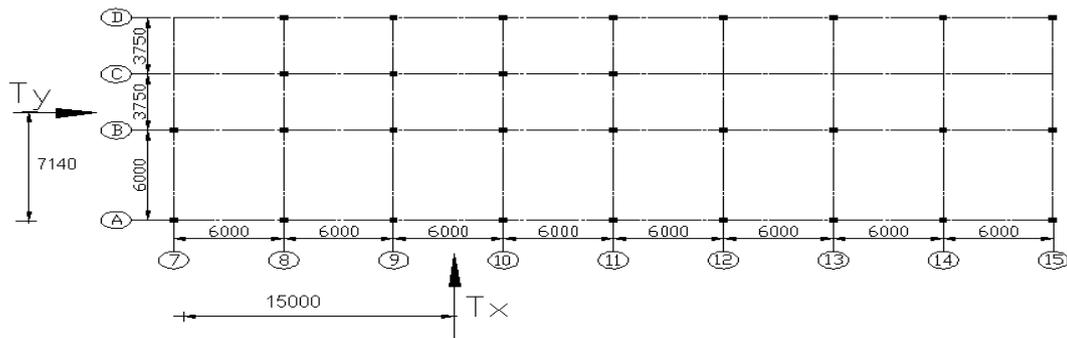


Figura 2.2 Plano cimentación edificio docente IPUEC, ESBE. GIRON 78-PD.

Tabla 2.9 Cargas en la cimentación edificio docente IPUEC, ESBE. GIRON 78-PD.

No	EJES	Carga permanente			Carga de uso			Carga especial de viento en x			Carga especial de viento en y		
		N (kN)	M (kN)	H(kN)	N (kN)	M (kN)	H(kN)	N (kN)	M (kN)	H(kN)	N (kN)	M (kN)	H(kN)
1	A7	44,2			11,9								
2	A8	89,1			30,6								
3	A9	85,3			26,7								
4	A10	85,3			26,7								
5	A11	101,7			29,6								
6	A12	58,3			16,8			43,9		48,76			
7	A13	84,1			27,1			43,9		48,76			
8	A14	94,7			31,6								
9	A15	44,2			11,9								
10	B7	20,2			5,5								
11	B8	79,5			40,3						37,7		52,36
12	B9	116			61								
13	B10	116			61								
14	B11	111,5			60						34,5		47,92
15	B12	133,5			61						2,6		3,61
16	B13	115,5			60								
17	B14	86,1			34,7						36,8		51,11
18	B15	20,2			5,5								
19	C8	7,2			6,8								
20	C9	14,4			13,6								
21	C10	14,4			13,6								
22	C11	7,2			6,8								
23	D8	57,2			16,4						37,7		52,36
24	D9	94,9			33								
25	D10	94,9			33								
26	D11	85,1			28,3						34,5		47,92
27	D12	67,6			22,5						2,6		3,61
28	D13	72,1			23,6								
29	D14	44,4			11,6						36,8		51,11

Fuente: Proyectos integradores API 6, Facultad de Construcciones UCLV.

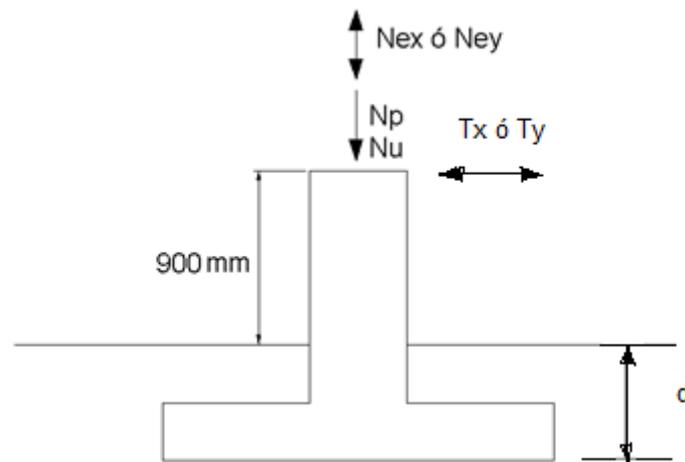


Figura. 2.4 Representación de las cargas en el cimiento.

Fuente: Proyectos integradores API 6, Facultad de Construcciones UCLV.

En las tablas anteriores se hace referencias a notaciones de cargas que actúan sobre los cimientos, la nomenclatura de dichas cargas y su representación pueden ser esclarecidas por la figura superior y las definiciones siguientes.

Np: carga permanente característica, sin incluir el peso del cimiento ni el vehículo de excavación.

Nu: carga característica de utilización.

Nex: Carga característica vertical debido al viento según el lado menor.

Ney: carga característica vertical debido al viento según el lado mayor.

Nex y Ney se consideran no actúan simultáneamente, cada cual se tomará de acuerdo con la dirección que se analice.

Ttx, Tty: fuerza total característica según dirección, x e y respectivamente, a considerar para el diseño de los pedestales, columnas largas, vasos y cimientos.

Materiales

- Acero:

Resistencia $f_y=300$ MPa, diámetros de 10 a 36 mm

- Hormigón:

Resistencia a compresión $f'_c = \begin{bmatrix} 20 \\ 25 \\ 30 \end{bmatrix}$ MPa, por ser los valores más frecuentes

en estos elementos por las condiciones del medio y disposiciones de

durabilidad, aunque 20 MPa no cumple con las disposiciones de durabilidad, se utilizará este valor para establecer comparaciones.

- Suelo:

Los suelos arenos arcillosos o que responden al esquema de resistencia a cortante como cohesivo-friccionales tienen valores de cohesión y ángulos de fricción interna que varían dentro de límites muy amplios, según se reporta en la literatura Quevedo (1983)⁸, Jan Fousek (1975).

A partir de revisar las tablas de valores de parámetros de resistencia a cortante de las referencias citadas, encontramos que los valores de c para estos suelos oscilan entre 10 y 60 kPa, mientras que los valores de ϕ están para esas variaciones de c entre cinco (5) y 35 grados. A ellos les corresponden módulos de deformación sacados de correlaciones que aparecen en las tablas publicadas por Jan Fousek (1975), de uso común por especialistas de la ENIA, para algunos suelos, mientras que para otros se puede establecer el módulo general de deformación (E_0) conociendo el tipo de suelo, el índice de liquidez (I_L) y el índice de poros usando las tablas propuestas en el Manual del proyectista (Sotolongo, 1994). Resumiendo toda esta información, nos propusimos los siguientes parámetros físico-mecánicos para los suelos (Tabla 2.11).

Variables geométricas

- Profundidad de cimentación (d_f):

$d_f = \begin{bmatrix} 1.5 \\ 2.0 \\ 2.5 \\ 3.0 \end{bmatrix} m$ como los valores más frecuentes, de acuerdo a las soluciones

que adoptan normalmente en edificaciones, en las que otros subsistemas dentro del edificio, como las instalaciones o canalizaciones y las propias condiciones ingeniero-geológicas, señalan esos valores como límites aceptables para dicha variable.

⁸ Manual del proyectista, Normas Soviética SNIP (1975), SNIP (1983).

Tabla 2.11 Propiedades relativas a la resistencia de los suelos.

c [MPa]	fi [°]	Índice de poros (e)	Eo [Mpa]	Poisson (μ)	Otros datos
10	25	0,55	8	0,30	ML: Arenas inorgánicas muy finas, harina de roca, arenas arcillosas o limosas con plasticidad muy débil (SUCS); $0,25 < IL \leq 0,75$
	30	0,65	20	0,30	SC: Arena arcillosa, mezclas de arenas y de arcilla, con finos plásticos.(SUCS)
	35	0,55	50	0,30	
15	15	0,9	7	0,35	Limo; $0,50 < IL \leq 0,75$
	25	0,75	10	0,30	Limo-arenoso; $0,00 \leq IL \leq 0,25$
		0,60	20	0,30	Limo-arenoso; $0,25 \leq IL \leq 0,75$
	30	0,60	20	0,30	Limo-arenoso; $0,00 \leq IL \leq 0,25$
20	15	0,75	12	0,35	Limo; $0,50 < IL \leq 0,75$
	20	0,80	12,5	0,35	Limo; $0,25 \leq IL \leq 0,50$
	25	0,75	15	0,40	CL y OL: Arcillas inorgánicas u orgánicas y limos orgánicos, de débil a media plasticidad, arcillas gravillosas, arenosas, limosas, arcillas delgadas. (SUCS)
	30	0,45	32	0,30	Limo-arenoso; $0,25 \leq IL \leq 0,75$
25	10	1,00	6	0,40	CH y OH: Arcillas inorgánicas u orgánicas y limos orgánicos, de plasticidad media o elevada, arcillas grasientas. (SUCS)
30	5	1,05	7	0,40	Arcilla; $0,50 < IL \leq 0,75$
	10	1,05	9	0,40	Arcilla; $0,25 \leq IL \leq 0,50$
	20	0,65	19	0,35	Limo; $0,25 \leq IL \leq 0,50$
	25	0,65	22	0,35	Limo; $0,00 \leq IL \leq 0,25$
35	10	0,90	10,5	0,40	Arcilla; $0,50 < IL \leq 0,75$
	15	1,05	10	0,40	Arcilla; $0,00 \leq IL \leq 0,25$
	20	0,55	25	0,35	Limo; $0,25 \leq IL \leq 0,50$
40	15	0,95	15	0,35	Arcilla $0,00 \leq IL \leq 0,25$
	25	0,55	27	0,35	Limo $0,00 \leq IL \leq 0,25$
50	20	0,85	18	0,35	Arcilla; $0,00 \leq IL \leq 0,25$
60	20	0,70	19,5	0,35	Arcilla; $0,25 < IL \leq 0,50$

Fuente:[Elaboración Propia].

2- Parámetros variables internos: son las variables que dependen de las externas, por ejemplo: B, L, h, cuantías de refuerzo, rectangularidad, excentricidad inicial de las cargas y sus combinaciones.

- Excentricidad: e_o , e_n , e_m .
- Dimensiones o lados de la cimentación: L y B
- Rectangularidad: tomada como B/L adoptando valores entre 0.5 a 2.0 con incrementos de 0.1
- Peralto de la cimentación: total (h) y efectivo (d)

- Cuantías de refuerzo del plato en ambas direcciones
- Dimensiones y refuerzo del pedestal o vaso;

Del análisis de la literatura consultada se puede inferir que sin influencia significativa, en el proceso de optimización, se señalan las características de los materiales, dígame de estos la resistencia del hormigón y del acero.

2.4 Definición de las restricciones.

Además de los Parámetros Variables, los cuales se pueden manipular dentro de ciertos límites para encontrar el valor óptimo de la función objetivo, cada problema de optimización posee también ciertos requisitos preestablecidos, ya sea por factores externos o internos al propio problema, que impiden que las variables puedan moverse libremente. De forma general, a estas condiciones se les conoce en la bibliografía como Restricciones, Castellanos(1997).

Las restricciones en el proceso de diseño de las cimentaciones rectangulares aisladas no pueden ser separadas en restricciones de diseño y de comportamiento y verlas aisladas no es muy conveniente, cada una de las restricciones dependen de otras, ya sean de comportamiento que de diseño. Para ver las restricciones lo más indicado es ver el procedimiento completo, no obstante se mencionarán algunas que son de fácil entendimiento por separadas.

2.4.1 Restricciones de diseño

Son aquellas impuestas a los parámetros variables y aparecen por varias razones, tales como funcionalidad, fabricación, transporte o estética, y pueden presentarse como:

$$X_{\min} \leq X \leq X_{\max}.$$

- Materiales

Hormigón $20 \leq f'_c \leq 30$ [MPa], aunque el valor de 20 MPa no cumple las especificaciones de durabilidad se tomó como referencia en la comparación.

Acero $f_y = 300$ MPa

Suelo $10 \leq c \leq 60$ [MPa], $5 \leq \phi \leq 35$ [°]

- Geometría

Profundidad de cimentación $1.5 \text{ m} \leq d_f \leq 3.0 \text{ m}$

Rectangularidad $0.5 \leq \text{rect} \leq 2.0$

Dimensiones o lados de la cimentación $B > 0.5 \text{ m}$ y $B > b_c$, $L > 0.5 \text{ m}$ y $L > l_c$.

Recubrimientos $r = 7 \text{ cm}$ (plato) y $r = 4 \text{ cm}$ (pedestal).

Diámetros de barras de refuerzo $10 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 36 \text{ mm}$.

Comportamiento como elemento flexible $d \leq \frac{1}{2}$ vuelo mayor, rígido en caso contrario.

2.4.2 Restricciones de comportamiento.

Estas restricciones incluyen dentro de cada una otras restricciones más, por tanto se describirá el procedimiento de diseño tanto geotécnico como estructural, en forma consecutiva respectivamente.

2.4.2.1 Diseño geotécnico.

2.4.2.1.1 Primer Estado Límite o Estado Límite Último.

Para el diseño por el **Primer Estado Límite** se requiere cumplir tres condiciones simultáneamente: chequeo al vuelco, al deslizamiento y de la capacidad de carga.

a) Chequeo al vuelco.

$$FS_{VUELCO} = \frac{M_{estabilizantes}}{M_{desestabilizantes}} \geq 1,5 \quad \text{donde:}$$

$M_{estabilizantes}$: es 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.

$M_{desestabilizantes}$: es 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.

En pedestal céntrico basta con chequear: $e_1 \leq l/3$ ó $e_b \leq b/3$, si esta condición se cumple, también se cumple la anterior.

Donde e_l y e_b son las excentricidades normativas y pueden ser calculadas:

$$e_n = \frac{M_c}{N_c}$$

Para la cual

$$M_c = M \pm H \times H_c$$

$$N_c = N + 20bld$$

{	<p>M: momento de servicio de la combinación crítica en la dirección analizada.</p> <p>H: fuerza horizontal de servicio de la combinación crítica.</p> <p>H_c: distancia entre el nivel de solera y el punto hasta donde se obtuvo la carga horizontal de la combinación crítica.</p>
{	<p>N: carga axial de servicio de la combinación crítica</p> <p>b y l: lados del cimiento</p> <p>d: distancia entre el nivel de solera y el plano superior del suelo por encima del nivel de solera.</p>

b) Chequeo al deslizamiento

Al cumplirse la condición, se garantiza el equilibrio entre la acción de las fuerzas cortantes externas y la resistencia al deslizamiento desarrollada en la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo de la base.

$$H^* \leq N^* \operatorname{tg} \varphi^* + 0.75 b' l' c^*$$

donde:

H^* : carga de cálculo horizontal de la combinación crítica mayorada en la base de la cimentación.

N^* : carga de cálculo vertical de la combinación crítica en la base de la cimentación.

φ^* , c^* : ángulo de fricción interna del suelo y cohesión respectivamente, afectados por coeficientes para una probabilidad de 95%.

$$\varphi^* = \operatorname{tg}^{-1} \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\gamma_g \operatorname{tg} \varphi} \quad \text{y} \quad c^* = \frac{c}{\gamma_{gc}}$$

b' y l' : lados efectivos de la base del cimiento y cuya relación (b'/l') se denomina rectangularidad efectiva. Porción de b y l que ejerce presión en cuya dirección.

$$l' = l - 2e_l^*; \quad e_l^* = \frac{M^* l}{N^*} = \frac{M' l^* \pm H^* \times H_c}{N^* + 20 b l d}, \quad b' = b - 2e_b^*; \quad e_b^* = \frac{M^* b}{N^*} = \frac{M' b^* \pm H^* \times H_c}{N^* + 20 b l d}$$

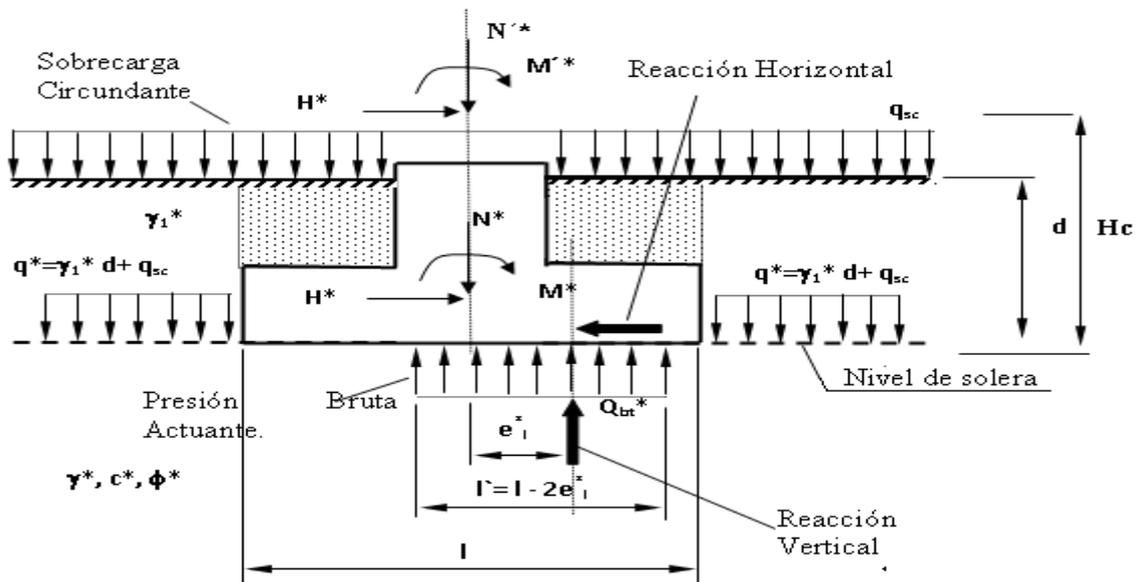


Figura 2.5 Cargas y dimensiones en los cimientos rectangulares aislados.

Fuente: (Quevedo, 2002)

c) Chequeo de la capacidad de carga.

$$N^* \leq Q_{bt}^*$$

$$N^* = N^* + Q_c + Q_r; \quad Q_c + Q_r = 20 \times b \times l \times d \quad (\text{para cimientos aislados})$$

$$- Q_{bt}^* = b' \times l' \left(\frac{q_{br}^* - q'^*}{\gamma_s} + q'^* \right)$$

Q_{bt}^* : carga bruta de trabajo resistente a la estabilidad de la base de la cimentación, de cálculo.

- $\gamma_s = 1.2$; Coeficiente de seguridad adicional para condiciones normales y fallo grave.
- Características físico mecánicas de cálculo ($\alpha=95\%$)

$$\gamma^* = \frac{\gamma}{\gamma_{gy}} \quad c^* = \frac{c}{\gamma_{gc}} \quad \varphi^* = \tan^{-1} \frac{\tan \varphi}{\gamma_g \tan \varphi}$$

Los valores de $\gamma_{gtg\varphi}$, γ_{gc} y γ_{gy} para una probabilidad de $\alpha = 95\%$ a utilizar en la determinación de la capacidad de carga de las bases de las cimentaciones son:

- ▶ Suelos Predominantemente Cohesivos ($c > 0$, y $\varphi \leq 25^\circ$).

$$\gamma_{gy} = 1.05, \quad \gamma_{gtg\varphi} = 1.25, \quad \gamma_{gc} = 1.45.$$

- ▶ Suelos Predominantemente Friccionales ($c = 0$ ó $c \neq 0$, y $\varphi > 25^\circ$)

$$\text{Para } \varphi < 30^\circ \text{ ----- } \gamma_{gtg\varphi} = 1.15, \quad \gamma_{gc} = 1.4. \quad \gamma_{gy} = 1.05$$

$$\text{Para } \varphi > 30^\circ \text{ ----- } \gamma_{gtg\varphi} = 1.1, \quad \gamma_{gc} = 1.4. \quad \gamma_{gy} = 1.05$$

- q_{br}^* : presión bruta de rotura resistente a la estabilidad de la base de la cimentación, de cálculo, que en dependencia del esquema de resistencia a cortante puede ser determinada por las siguientes expresiones (Método de Brinch Hansen).

$$\text{Para suelos } \varphi \text{ y } c - \varphi: \quad q_{br}^* = 0.5 \gamma_2^* B' N_\gamma S_\gamma i_\gamma d_\gamma g_\gamma + c^* N_c S_c i_c d_c g_c + q'^* N_q S_q i_q d_q g_q$$

$$\text{Suelos } c (\varphi = 0) \quad q_{br}^* = 5.14 c^* (1 + S_c' + d_c' - i_c' - g_c') + \gamma_1^* \times d \times q_{sc}^*$$

- γ_1^* : Peso específico de cálculo por encima del nivel de cimentación si hay más de uno es el promedio ponderado.
- γ_2^* : Peso específico de cálculo por debajo del nivel de cimentación hasta una profundidad $1.5 B'$
- L' : Lado mayor entre b' y l' .
- B' : Lado menor entre b' y l' .
- N_γ, N_c, N_q : Factores de capacidad de carga.

$$N_q = e^{\pi t g \varphi^*} \times t g^2 \left(45^\circ + \frac{\pi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) t g \varphi^*$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi^*$$

- S_γ, S_c, S_q – Factores de corrección por la forma del cimiento, cuyas expresiones dependen del esquema de resistencia a cortante.

<u>Suelo φ y $C - \varphi$</u>	<u>Suelo C ($\varphi = 0$)</u>
$S_\gamma = 1 - 0.4 B'/L'$	$S_c = 0.2 (B'/L')$
$S_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right) (B'/L')$	
$S_q = 1 + (B'/L') \operatorname{tg} \varphi^*$	

- i_γ, i_c, i_q – Factores de inclinación de la carga actuante.

<u>Suelo φ y $C - \varphi$</u>	<u>Suelo C ($\varphi = 0$)</u>
$i_\gamma = \left(\frac{0.7H^*}{N^* + b'l'c^* \cot \varphi^*} \right)^5$	$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H^*}{b'l'c^*}}$
$i_q = \left(\frac{0.5H^*}{N^* + b'l'c^* \cot \varphi^*} \right)^5$	
$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{(N_q - 1)}$	

Las expresiones anteriores son válidas si se cumple la condición de deslizamiento, para estas expresiones las limitaciones son: i_q y $i_\gamma > 0$.

- d_γ, d_c, d_q – Factores que valoran el efecto de la profundidad del cimiento dentro del estrato resistente (D).

Las expresiones para el cálculo de estos factores depende del esquema de resistencia a cortante.

Si $D > b$ se usarán estas expresiones:

<u>Suelos φ y $c - \varphi$</u>	<u>Suelos c ($\varphi = 0$)</u>
$d_\gamma = 1$	
$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}(D/b)$	$d_c = 0.4 \tan^{-1}(D/b)$
$d_q = 1 + 2 \tan \varphi^* (1 - \operatorname{sen} \varphi^*)^2 \tan^{-1}(D/b)$	
En caso contrario	
$d_\gamma = 1$	
$d_c = 1 + 0.4(D/b)$	$d_c = 0.4(D/B)$
$d_q = 1 + 2 \tan \varphi^* (1 - \operatorname{sen} \varphi^*)^2 (D/b)$	

D: profundidad del cimiento dentro del estrato al que se le determina la capacidad de carga. Debe garantizarse, cuando se toma este parámetro, que

durante el proceso constructivo se mantenga esta profundidad del estrato natural por encima del nivel de cimentación.

En las expresiones anteriores la $\text{tg}^{-1} D/b$ se expresa en radianes.

- g_γ, g_c, g_q –Factores de inclinación del terreno, las expresiones para el cálculo de estos factores depende del esquema de resistencia a cortante del suelo.

Suelo $\varphi_y C - \varphi$

$$g_\gamma = g_q = (1 + 0.5 \tan \psi)$$

$$g_c = 1 - \psi/147$$

Suelo C ($\varphi = 0$)

$$g_c = \psi/147$$

Estas expresiones tienen la limitación: $\psi \leq \varphi$

Ψ : ángulo de inclinación del terreno, expresado en °.

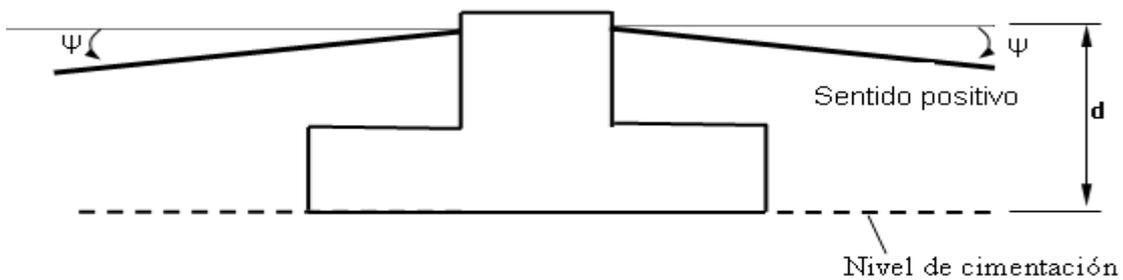


Figura 2.6 Sentido positivo del ángulo de inclinación del terreno.

Fuente:(Quevedo, 2002)

- q'^* : presión efectiva de cálculo a nivel de cimentación alrededor del cimiento.

$$q'^* = \gamma_1^* \times d + q_{sc}^*$$

- q_{sc}^* : Sobrecarga circundante de cálculo alrededor del cimiento en la superficie del terreno.

2.4.2.1.2 Segundo Estado Límite o Estado Límite de Servicio.

Las dimensiones a utilizar en el **2º Estado Límite** (Estado Límite de servicio) deben ser el resultado de la comprobación del 1º Estado Límite (Estado Límite de resistencia).

Para garantizar el cumplimiento del estado límite de deformación deben cumplirse las siguientes condiciones de diseño:

Asiento Absoluto $S_{CA} \leq S_{LimA}$

Asiento Relativo $S_{CR} \leq S_{LimR}$

$$\text{Vuelco} \quad FS_{\text{Vuelco}} \geq 3$$

a) Cálculo de los asentos absolutos.

Los asentos absolutos de las bases de los cimientos se calcularán en los puntos característicos de las mismas. La determinación de los asentamientos absolutos puede hacerse considerando un comportamiento Lineal o No Lineal de la base de la cimentación.

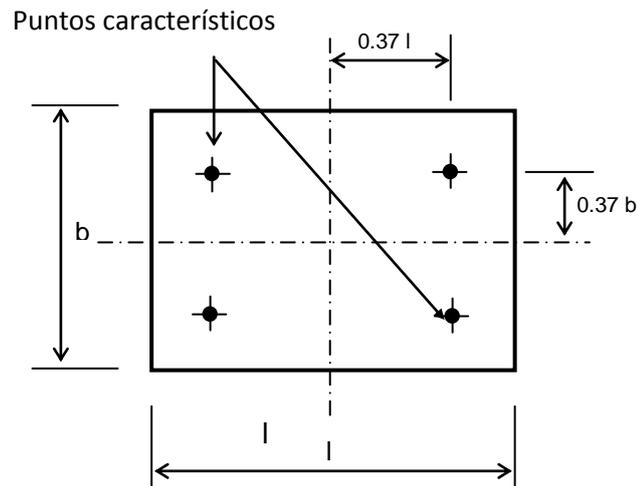


Figura 2.7 Posición de los puntos característicos en los cimientos rectangulares aislados. Fuente:(Quevedo, 2002)

La normativa vigente recomienda que los asentamientos se calcularán por **métodos lineales** en estos casos:

- Cuando las bases estén constituidos por suelos cohesivos.
- Bases constituidas por suelos friccionales, cuando en la combinación de carga para el diseño por el 1^{er} Estado Límite existan valores de excentricidad considerables.
- Siempre que el estado tensional generado por las combinaciones de carga del 2^{do} Estado Límite no sobrepasen la tensión Límite de Linealidad.

Por **métodos no lineales** en estos otros:

- Bases constituidas por suelos friccionales, cuando en la combinación de carga para el diseño por el 1^{er} Estado Límite existan valores de excentricidad no considerables.
- Cuando el estado tensional actuante en el 2^{do} Estado Límite sobrepase la Tensión Límite de Linealidad del Suelo.

Las recomendaciones anteriores tienen su basamento en que se ha demostrado que bajo estas condiciones la base presenta una capacidad de carga relativamente alta, respecto a los valores de tensión límite de linealidad,

y por tanto se hace necesario la aplicación de métodos no lineales para el cálculo de los asentamientos, de forma que el comportamiento tenso-deformacional del suelo no se encuentre limitado a la zona de linealidad solamente, posibilitando con esto el aprovechamiento de la capacidad portante del suelo de forma más real.

En nuestra ayuda de cálculo siempre se calcularán los dos tipos de asentamientos, puesto que tenemos herramientas para el cálculo de los asentamientos no lineales, no se limitará el cálculo a asentamientos lineales solamente, es decir que si con las dimensiones finales del primer Estado Límite no se encuentra dentro de la zona de comportamiento lineal, independientemente del tipo de suelo, no se aumentarán los lados de la cimentación para hacerlo cumplir. Se aumentarán solo si al calcular el asentamiento no lineal no cumpliera con la condición de deformación.

Para el cálculo de la **deformación unitaria** siempre se considerará que el parámetro deformacional del suelo con el que se cuenta es módulo de deformación general (E_0).

Los asientos serán calculados hasta una profundidad igual a la potencia activa (H_a).

a.1) Potencia activa.

Se tomará como potencia activa la profundidad H_a por debajo del nivel de solera donde se cumple la siguiente condición: $\sigma'_{zp} = 0.2 \sigma'_{zg}$, siendo:

σ'_{zp} – incremento de la presión efectiva vertical en el punto de la masa de suelo donde se determinará, el cual es producido por las cargas impuestas a esta.

σ'_{zg} – incremento de la presión efectiva vertical en el punto de la masa de suelo donde se determinará, el cual es producido por el peso propio de la misma.

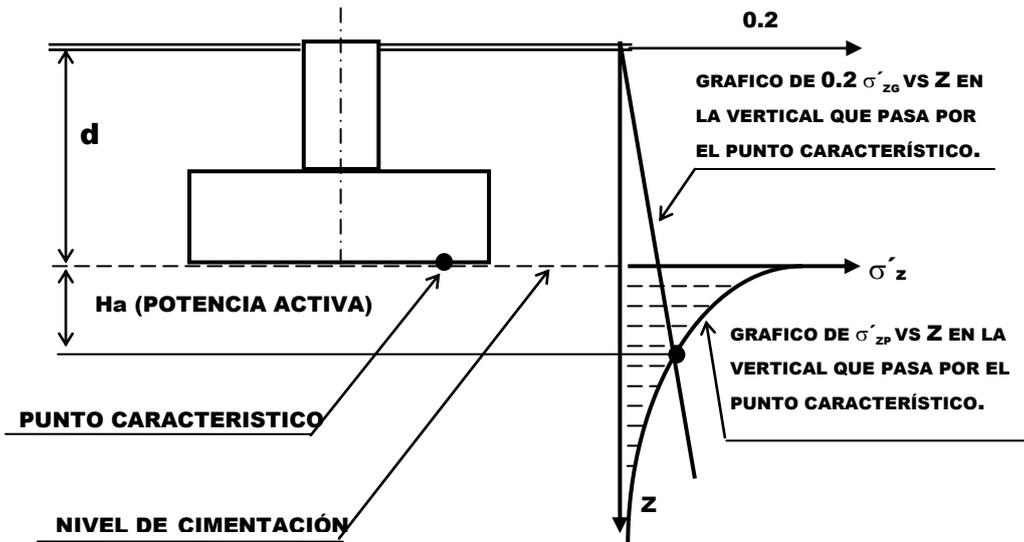


Figura 2.8 Determinación de la potencia activa.

Fuente:(Quevedo, 2002).

Incremento de la presión por carga impuesta (σ'_{zp}).

$$\sigma_{zp} = J_z \times p', \quad p' = \frac{N' + 20bld}{bl} - \gamma_1 \times d$$

J_z : coeficiente de influencia que se determina en función de la relación l/b y z/b en los cimientos rectangulares, siendo z la distancia vertical entre el punto característico y el punto donde se desea calcular a σ'_{zp} . Para lo cual en la norma se ofrecen tablas para obtener el valor del coeficiente. En nuestro caso se ha utilizado la tabla 5 que se refiere al factor J_z para el punto característico de un área rectangular uniformemente cargada.

p' : presión neta actuante (media) en la base de la cimentación (nivel de cimentación).

Tabla 2.14 Factor de influencia J_z para el punto característico de un área rectangular uniformemente cargada.

Z / b	l / b						
	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	10.0	20.0
0.05	0.9811	0.9819	0.9884	0.9891	0.9895	0.9897	0.9896
0.10	0.8984	0.9280	0.9372	0.9425	0.9443	0.9447	0.9447
0.15	0.7898	0.8351	0.8623	0.8755	0.8824	0.8830	0.8839
0.20	0.6947	0.7570	0.7883	0.8127	0.8335	0.8262	0.8264
0.30	0.5566	0.6213	0.6628	0.7453	0.7301	0.7376	0.7387
0.50	0.4088	0.4622	0.5032	0.5550	0.6032	0.6261	0.6299
0.70	0.3249	0.3706	0.4041	0.4527	0.5066	0.5473	0.5552
1.00	0.2342	0.2786	0.3078	0.3488	0.4008	0.4504	0.4674
1.50	0.1438	0.1830	0.2098	0.2387	0.2779	0.3303	0.3604
2.00	0.0939	0.1279	0.1475	0.1749	0.2037	0.2479	0.2883
3.00	0.0473	0.0672	0.0823	0.1043	0.1280	0.1575	0.2025
5.00	0.0183	0.0268	0.0345	0.0502	0.0646	0.0838	0.1251
7.00	0.0095	0.0141	0.0185	0.0264	0.0381	0.0541	0.0905
10.00	0.0045	0.0070	0.0093	0.0135	0.0210	0.0228	0.0633
20.00	0.0022	0.0015	0.0024	0.0035	0.0058	0.0105	0.0318

a.2) Asientos absolutos lineales.

Condición de linealidad

$p \leq R'$ donde:

$$p = \frac{N}{b \times l} \text{ (para cimientos rectangulares)}$$

p: presión bruta actuante (media) en la base de la cimentación.

N: carga vertical resultante de todas las solicitudes a nivel de cimentación (normativa).

b y l: lados de la cimentación resultantes del Primer Estado Límite.

R': tensión límite de linealidad del suelo en función de la excentricidad.

$$R' = \frac{\gamma_{c1} \times \gamma_{c2}}{k} (M'_\gamma \times k_z \times b \times \gamma^*_2 + M'_q \times q^* + M'_c \times c^*)$$

γ_{c1} y γ_{c2} : Coeficientes de las condiciones de trabajo del suelo y tipo de estructura.

k: coeficiente de fiabilidad, iguales a la unidad si las características del suelo provienen de ensayos de campo o de laboratorio ó a 1.1 si son extraídas de tablas.

k_z : Coeficiente de influencia de la longitud de cimentación, igual a la unidad si $b < 10$ m como es siempre nuestro caso.

$$M'_\gamma = M_\gamma (1 - 2.5 \frac{e_L}{L}), \quad M_\gamma = \frac{0.25 \times \pi}{\cot(\varphi^*) + \varphi^* - \pi/2}$$

$$M'_q = 1 + 4 \times M_\gamma (1 - 2.5 \frac{e_L}{L})$$

$$M'_c = M_c (1 - 2.5 \frac{e_L}{L}), \quad M_c = \frac{\pi \times \cot(\varphi^*)}{\cot(\varphi^*) + \varphi^* - \pi/2} \text{ donde:}$$

e_L/L : El mayor entre e_l/l y e_b/b

φ^* : ángulo de fricción interna del suelo de cálculo para $\alpha=85\%$.

$q^* = \gamma^*_1 \times d + q_{sc}$ para la cual:

γ^*_1 : peso específico del suelo por encima del nivel de solera para $\alpha=85\%$.

d: profundidad de cimentación.

q_{sc} : sobrecarga circundante.

Asientos absolutos lineales para M=0

$$S_c = \int_{0m}^{H_a} \frac{p' \times Jz}{E} dz \text{ donde:}$$

H_a: potencia activa.

p': presión neta actuante (media) en la base de la cimentación (nivel de cimentación).

Jz: coeficiente de influencia.

E: Módulo de deformación general del suelo.

El uso del método anterior para el cálculo de los asentamientos se utiliza debido a que dentro de la potencia activa sólo existe un estrato.

Asientos absolutos lineales para $M \neq 0$

En estos casos se debe garantizar que la base del cimiento esté comprimida y no haya peligro de vuelco a través de la siguiente condición:

1- $F.S \text{ vuelco} = \frac{M \text{ estabilizantes}}{M \text{ desestabilizantes}} \geq 3$ que puede ser simplificada para cimientos rectangulares en la siguiente:

$$e_b \leq \frac{b}{6} \quad \text{ó} \quad e_l \leq \frac{l}{6}$$

2- Cálculo del asentamiento

En este caso se considerará válido el principio de superposición de efectos en la distribución de presiones actuantes, calculándose un asiento absoluto debajo del punto característico producto de la carga vertical N, y por el giro debido al efecto del momento M.

$$S_C = S_{\text{Asent Pc}} + S_{\text{Giro Pc}}$$

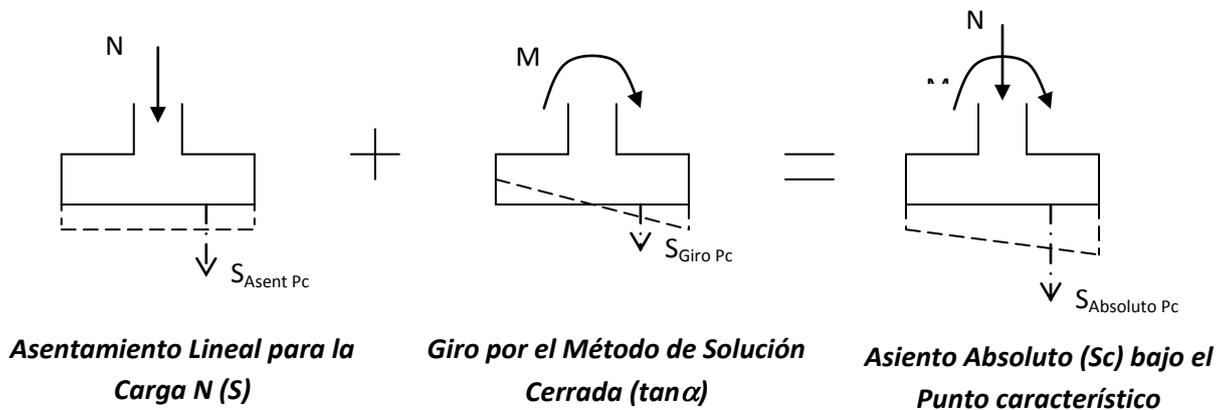


Figura. 2.10 Cálculo del Asiento Absoluto con la presencia de Momento y parámetro deformacional del suelo E_o .

- $S_{\text{Asent Pc}}$

El asentamiento lineal para la Carga N se determina de la misma forma que para los asientos absolutos con $M=0$.

- $S_{\text{Giro Pc}}$

El efecto del Momento se tomará con el cálculo del giro a través del **Método de Solución Cerrada**.

$$S_{\text{Giro Pc l}} = 0.37 \times l \times \tan \alpha_l \quad \text{ó} \quad S_{\text{Giro Pc b}} = 0.37 \times b \times \tan \alpha_b, \text{ donde:}$$

$$\tan \alpha_l = 8 \times k_1 \times \left(\frac{1-\nu_m^2}{E_{om}} \right) \times \frac{M_l}{l^3}; \quad \tan \alpha_b = 8 \times k_2 \times \left(\frac{1-\nu_m^2}{E_{om}} \right) \times \frac{M_b}{b^3} \quad \text{para los cuales}$$

K_1, K_2 : coeficiente que depende de la relación l/b y la potencia activa (H_A).

Estos coeficientes se dan en tablas.

Tabla 2.15 Coeficientes K_1 y K_2 .

Coeficiente K_1 para $2H_a / b$								
l / b	0.5	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00	5.0
1.0	0.28	0.41	0.46	0.48	0.50	0.50	0.50	0.50
1.5	0.31	0.48	0.57	0.62	0.66	0.68	0.68	0.68
2.0	0.32	0.52	0.64	0.72	0.78	0.81	0.82	0.82
3.0	0.33	0.56	0.63	0.83	0.95	1.01	1.04	1.17
5.0	0.34	0.60	0.80	0.94	1.12	1.24	1.31	1.42
10.0	0.35	0.63	0.83	1.04	1.31	1.41	1.56	2.00
Coeficiente K_2 para $2H_a / b$								
1.0	0.28	0.41	0.46	0.48	0.55	0.50	0.50	0.50
1.5	0.19	0.28	0.32	0.34	0.35	0.36	0.36	0.36
2.0	0.15	0.22	0.25	0.27	0.28	0.28	0.28	0.28
3.0	0.10	0.15	0.17	0.18	0.19	0.20	0.20	0.20
5.0	0.06	0.09	0.10	0.11	0.12	0.12	0.12	0.12
10.0	0.03	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07

E_{OM} – módulo general de deformación promedio, en este caso E por haber un solo estrato.

ν_m – coeficiente de Poisson promedio, en nuestro estudio existe un solo tipo de suelo debajo del nivel de cimentación, por tanto ν_m es ν .

a.3) Asientos absolutos no lineales.

Para obtener el asentamiento no lineal, utilizaremos la expresión aproximada de Klépikov(1967), $s = (p - \gamma \times d) \times S_r \left[\frac{q}{R} - 1 \right] / q - (p - \gamma \times d)$, siendo γ el

peso específico del suelo por encima del nivel de solera, S_r el asentamiento lineal para una presión igual a R (presión límite de linealidad), y q la capacidad de carga, determinada con las propiedades del Segundo Estado Límite, y p la presión bruta actuante, debido a la suma del efecto de la fuerza axial y del momento:

$$p = \frac{N+20bld}{bl} + \frac{(H_c \times d + M)}{bl^3/12} 0.37l$$

2.4.2.2 Diseño estructural.

2.4.2.2.1 Selección del tipo de distribución de presiones.

La selección de un tipo u otro de distribución de presiones, está condicionada al criterio que predominó en el diseño geotécnico. En la Tabla 2.16 están recogidos los criterios para la adecuada selección.

Tabla 2.16 Selección del tipo de distribución de presiones.

Cuando en el Diseño Geotécnico rige el criterio de :	Tipo de distribución de presiones recomendada para el diseño estructural
Estabilidad. Condición de Resistencia.	Rectangular uniforme en el área efectiva (Figura 2.12)
Deformación.	Lineal variable en función de la excentricidad de las cargas.
Estabilidad. Condición de Vuelco o Deslizamiento.	

- Cuando predomina la condición de resistencia.(Figura 2.12)

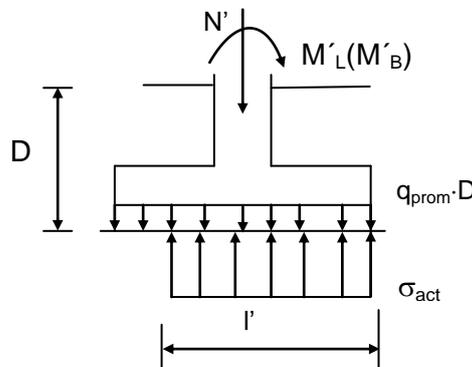


Fig. 2.12 Diagrama rectangular uniforme en el área.

Donde $\sigma_{act} = \frac{N}{b \times l'}$; $b' = B - 2e_b$; $l' = L - 2e_l$

- Cuando predomina la condición de vuelco, deslizamiento o deformación y el momento es en una dirección.

✓ **Excentricidad e=0 m** (Figura 2.13)

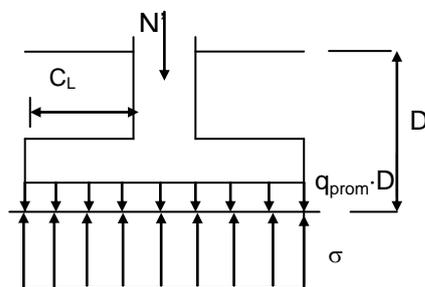


Fig 2.13 Diagrama rectangular uniforme (e = 0)

Donde: $\sigma = \frac{N}{B \times L}$; $N = N' + q_{prom} \times B \times L \times D$; $y_L=L$; $y_B= B$; $\alpha_L= 1$;

$\alpha_B=1$

- ✓ **Excentricidad $0 < e < L/6$** (La resultante de las cargas verticales, actúa dentro del núcleo central, figura 2.14).

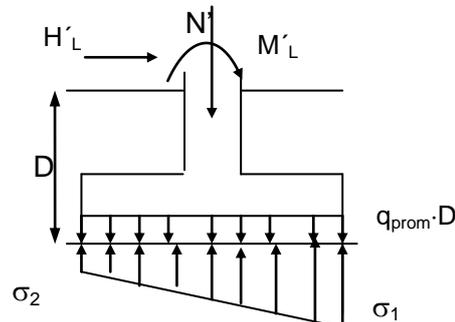


Fig. 2.14 Diagrama trapezoidal ($0 < e < L/6$)

Donde, si el momento actúa paralelo al lado L

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B \times L} \left(1 \pm \frac{6e_l}{L} \right); e_l = \frac{M'_L \pm H'_L \times Hc}{N' + q_{prom} \times B \times L \times D}; y_L = L; \alpha_L = 1$$

Y si actúa paralelo al lado B

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B \times L} \left(1 \pm \frac{6e_b}{B} \right); e_b = \frac{M'_B \pm H'_B \times Hc}{N' + q_{prom} \times B \times L \times D}; y_B = L; \alpha_B = 1$$

- ✓ **Excentricidad $e_L \geq L/6$ ó $e_B \geq B/6$** (La resultante de las cargas verticales, actúa fuera del núcleo central, Figura 2.15).

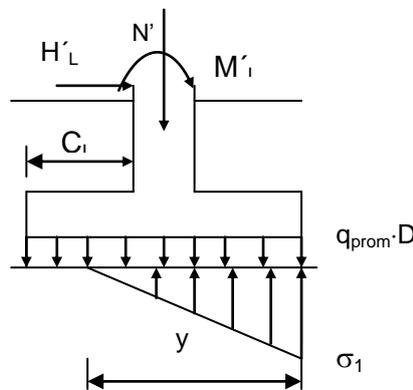


Fig. 2.15 Diagrama triangular ($e \geq L/6$)

donde $\sigma_1 = \frac{2N}{y_L \times B}$; $y_L = 1.5L - 3e_L$; $\alpha_L = \frac{y_L}{L}$ si el momento es en la

dirección de L, de lo contrario $\sigma_1 = \frac{2N}{y_B \times L}$; $y_B = 1.5B - 3e_B$; $\alpha_B = \frac{y_B}{B}$.

2.4.2.2.2 Definición del peralto.

Para definir el peralto que tomará el plato se debe tener en cuenta varios criterios de diseño como son:

a) Peralto mínimo.

Para el caso de cimientos de hormigón armado el peralto mínimo resulta el mayor de los siguientes valores.

$$h_{\min} = \text{Mayor} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\text{Vuelo Mayor}}{4} \\ 15 \text{ cm} \\ \frac{2}{3} l_d; \quad l_d = \frac{0.8 \times \phi_{\text{barra}} \times F_y}{4 \times 0.43 \times \sqrt{(f'c)^2}} \end{array} \right.$$

donde $f'c$ se expresa en MPa, al igual que F_y y el diámetro de la barra en metros.

b) Peralto para que se comporte como cimiento rígido.

Si el comportamiento es como cimiento rígido es necesario determinar el peralto según los criterios de punzonamiento y cortante, además del peralto mínimo. Si resulta flexible hay que añadir el criterio de flexión positiva.

$$h_{\text{rig}} = \frac{\text{Vuelo Mayor}}{2}; \text{ si } h_{\text{rig}} < h_{\text{plato}} \text{ (predimensionado) el cimiento trabaja como rígido.}$$

c) Criterio de punzonamiento

c.1) Ubicación de la sección crítica a punzonamiento S_1 .

El plano de la sección crítica S_1 es perpendicular al plano medio de la losa que conforma el plato, localizada de modo tal que tenga un perímetro b_0 mínimo, ubicada a una distancia de la mitad del peralto efectivo (d) de la losa del plato, medido desde la cara de la columna, vaso o pedestal y paralela a esta (Figura 2.16)

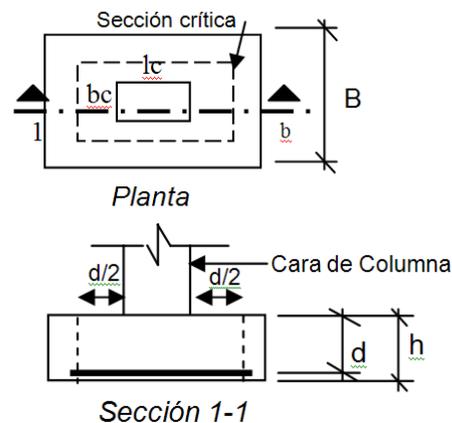


Figura 2.16 Ubicación de la sección crítica a punzonamiento.

c.2) Condición de resistencia.

$$\tau_{pz} \leq \phi R_{pz} \text{ donde;}$$

τ_{pz} : esfuerzos de cortante originados por punzonamiento en la sección crítica S_1 , debido a las cargas actuantes y pueden ser determinados por la expresión:

$$\tau_{pz} = \frac{N_{pz}}{A_{pz}} + \frac{\gamma_L \times M_L}{J_L} x + \frac{\gamma_B \times M_B}{J_B} y \text{ siendo}$$

N_{pz} : carga axial de cálculo de punzonamiento, determinada por la expresión:

$$N_{pz} = [N' + q_{prom} \times B \times L \times D] \left[1 - \frac{(bc + d)(lc + d)}{B \times L} \right]$$

A_{pz} : área de la superficie crítica de punzonamiento, igual al producto del perímetro crítico por el peralte efectivo en la sección correspondiente al perímetro crítico, es decir, $A_{pz} = b_0 \times d = 2d(lc + bc + 2d)$ expresada en m^2 .

M_L , M_B momentos resultantes provocados por la carga externa, en las direcciones de los lados L y B, respectivamente, o sea, $M_L = M'_L \pm H'_L \times H_c$ y $M_B = M'_B \pm H'_B \times H_c$, kN-m.

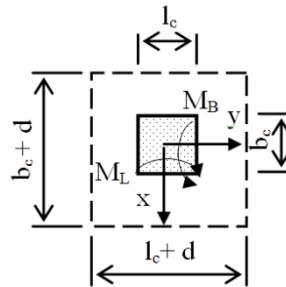


Figura 2.17 Dimensiones y momentos en columna, vaso o pedestal centrado.

Fuente:(Quevedo, 2002)

γ_L , γ_B : fracción del momento desequilibrante transmitido por excentricidad de cortante en la unión columna, pedestal o vaso-plato en la sección crítica supuesta. Para columna, vaso o pedestal rectangular sobre platos centrados:

$$\gamma_L = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{lc+d}{bc+d}}}; \quad \gamma_B = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{bc+d}{lc+d}}}$$

J_L , J_B : propiedad de la sección crítica supuesta, análoga al Momento Polar de Inercia, m^4 . Para columna, vaso o pedestal rectangular sobre platos centrados:

$$J_L = \frac{d(lc + d)}{2} \left[\frac{d^2 + (lc + d)^2}{3} + (lc + d)(bc + d) \right]$$

$$J_B = \frac{d(bc + d)}{2} \left[\frac{d^2 + (bc + d)^2}{3} + (bc + d)(lc + d) \right]$$

$$x = \frac{lc+d}{2}; \quad y = \frac{bc+d}{2}$$

\emptyset : coeficiente de minoración para punzonamiento, 0.75

R_{pz} : es la resistencia de cálculo del hormigón a cortante por punzonamiento, la cual se tomará como el menor de los siguientes valores:

$$R_{pz} \leq \begin{cases} 0.16 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} \\ 0.16 \left(1 + \frac{\alpha d}{2b_0} \right) \sqrt{f'_c} \text{ expresada en MPa, donde:} \\ 0.34 \sqrt{f'_c} \end{cases}$$

β : relación entre el lado mayor y el lado menor del pedestal, columna o vaso.

α : Coeficiente en función de la posición de la Columna, vaso o Pedestal, 40 para Columnas, pedestal o vaso centrado.

b_0 perímetro de la sección crítica, m.

f'_c Resistencia especificada del hormigón a compresión simple, en MPa.

Si actúan momentos en 2 direcciones se permite que la tensión actuante máxima de punzonamiento τ_{pz}^* supere en un 30% la resistencia al punzonamiento R_{pz}^* , siempre y cuando la tensión media actuante en el eje del área cargada, o determinada sólo con N_{pz}^* , no supere el valor de R_{pz}^* (Figura 2.18).

En caso de no cumplirse la condición $\tau_{pz} \leq \phi R_{pz}$ se aumentará el peralte hasta que se cumpla, no se considerará la ubicación de armadura por punzonamiento, tratando que el hormigón asuma todos los esfuerzos de este tipo.

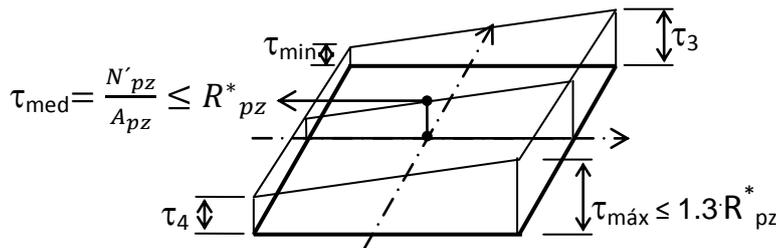


Figura.2.18 Distribución de esfuerzos cortantes en la sección crítica a punzonamiento bajo la acción de momentos en dos direcciones.

d) Criterio de cortante

d.1) Ubicación de la sección crítica a cortante.

El plano de la sección crítica S_2 es perpendicular al plano medio de la losa que conforma el plato, se extiende en toda la dimensión del lado ortogonal a la dirección que se está analizando y la misma se encuentra ubicada a una distancia igual al peralte efectivo (d) a partir de la cara de la columna, muro, vaso o pedestal para elementos de hormigón armado (Figura 2.19).

d.2) Condición de resistencia.

$$V_{uL} \leq \phi V_{CL} \text{ y } V_{uB} \leq \phi V_{CB}$$

V_{uL} y V_{uB} : fuerza cortante producida por las acciones exteriores en la sección crítica en la dirección analizada.

$$V_{uL} = \sigma_{spL} \times \Omega_{sL} \text{ y } V_{uB} = \sigma_{spB} \times \Omega_{sB}$$

Para la determinación de V_{uL} y V_{uB} es necesario diferenciar los posibles casos más frecuentes que pueden presentarse según la forma en que actúen las cargas (en uno o dos planos perpendiculares) y la distribución de presiones seleccionada, distinguiéndose:

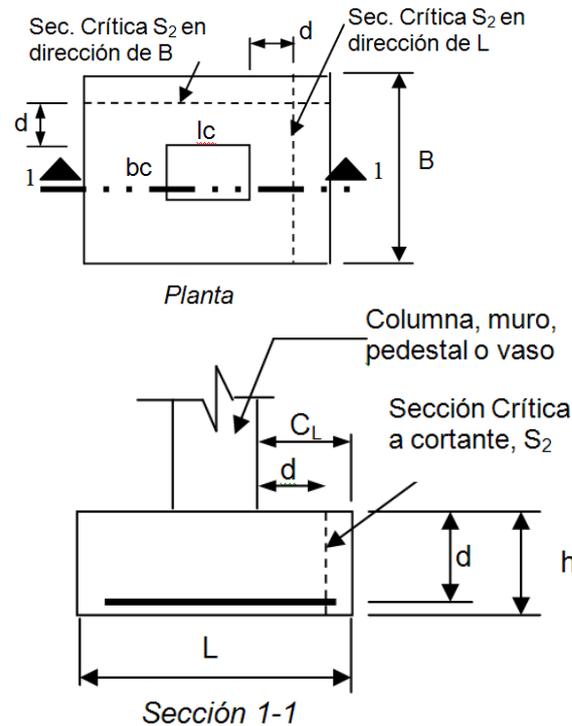


Figura 2.19 Ubicación de la sección crítica a cortante (S_2).

Caso 1: Momento actuando en un plano. Distribución lineal variable en función de la excentricidad:

Condición	Expresiones
$y_L \geq C_L - d$	$\sigma_{spt} = \sigma_1 - q_{prom}D - \frac{(C_L - d)}{2y_L}(\sigma_1 - \sigma_2)$ $\Omega_{sL} = (C_L \times d)B$
$y_L < C_L - d$	$\Omega_{sL} = y_L \times B$ $\sigma_{spt} = \frac{\sigma_{1L}}{2} - q_{prom}D - \frac{(C_L - d)}{y_L}$
Para cualquiera de las 2 condiciones anteriores la expresión para los esfuerzos en la dirección de B	$\Omega_{sB} = (C_B - d)y_L$ $\sigma_{spB} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{q_{prom} \times D \times L}{y_L}$

Nota: En la obtención de estas expresiones, se supuso el momento externo actuante paralelo al lado L. Si el momento actuara paralelo al lado B, bastaría solo con cambiar L por B, B por L, y C_B por C_L en las mismas para obtener las expresiones correspondientes.

Caso 2: Momento y/o fuerza horizontal actuando en uno o dos planos perpendiculares. Distribución uniforme en el área efectiva:

En la dirección paralela al lado L:

Condición	Expresiones
$l' \geq C_L - d$	$\Omega_{SL} = (C_L \times d)b'$ $\sigma_{spl} = \sigma_{act} - q_{prom} \times D \times \frac{B}{b'}$
$l' < C_L - d$	$\Omega_{SL} = l' \times b'$ $\sigma_{spl} = \sigma_{act} - q_{prom} \times D \times \frac{B}{b'} \times \frac{C_L - d}{l'}$

En la dirección paralela al lado B:

Condición	Expresiones
$b' \geq C_B - d$	$\Omega_{SB} = (C_B \times d)l'$ $\sigma_{spb} = \sigma_{act} - q_{prom} \times D \times \frac{L}{l'}$
$b' < C_B - d$	$\Omega_{SL} = l' \times b'$ $\sigma_{spb} = \sigma_{act} - q_{prom} \times D \times \frac{L}{l'} \times \frac{C_B - d}{b'}$

\emptyset : coeficiente de minoración para cortante, 0.75.

V_{cL} , V_{cB} : fuerzas cortante resistente del hormigón en la sec. crítica y en la dirección de análisis correspondiente, calculada según:

$$V_{cL} = 160\sqrt{f'_c} B d; \quad V_{cB} = 160\sqrt{f'_c} L d$$

En la expresión anterior, f'_c se expresa en MPa, V_{cL} y V_{cB} en kN y B, L, d en m.

En caso de no cumplirse la condición, se aumentará el peralte hasta que se cumpla. No se considerará el uso de armadura para tomar los esfuerzos a cortante en ningún caso.

e) Criterio de flexión positiva (cimientos flexibles de hormigón armado).

En la solución de cimientos de hormigón armado flexibles, la sección proporcionada debe ser capaz de alcanzar el agotamiento con grandes deformaciones, y como no resulta usual en cimientos colocar refuerzo en la zona comprimida, la sección con refuerzo simple deberá tener un fallo dúctil por sí sola, aunque esta condición rara vez decide el peralte en las cimentaciones.

e.1) Ubicación de la sección crítica a flexión.

La sección crítica S_3 , que se considerará para el cálculo del peralte por flexión positiva, es plana, perpendicular al plano medio del plato, paralela a la cara de columna, muro, vaso o pedestal y estará ubicada (Figura 2.20):

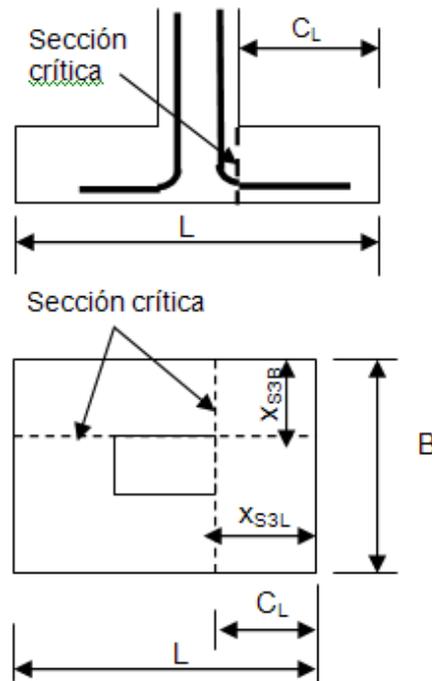


Figura 2.20 Ubicación sección crítica a flexión positiva.

Fuente:(Quevedo, 2002)

e.2) Condición de resistencia.

El peralte útil "d" de la base de la cimentación garantizará el cumplimiento de las siguientes condiciones:

$$M_{uL} \leq \phi M_{nL}, \text{ y } M_{uB} \leq \phi M_{nB}, \text{ donde:}$$

M_{uL}, M_{uB} : son los momentos flectores de cálculo provocados por la acción de las cargas actuantes en la sección crítica, los cuales se determinan según la distribución de presiones adoptada para el diseño y el carácter de las cargas actuantes, distinguiéndose los siguientes casos frecuentes:

Caso 1: Momento actuando en un plano. Distribución lineal variable en función de la excentricidad:

En la dirección paralela al lado L:

Condición	Expresiones
$y_L \geq x_{S3L}$	$M_{uL} = \frac{x_{S3L}^2}{2} \left[\sigma_1 - q_{prom} D - \frac{x_{S3L}}{3y_L} (\sigma_1 - \sigma_2) \right]$
$y_L < x_{S3L}$	$M_{uL} = [N' + q_{prom} BLD] \left(x_{S3L} - \frac{y_L}{3} \right) - q_{prom} BD \frac{x_{S3L}^2}{2}$

En la dirección paralela al lado B:

$$M_{uB} = \frac{x_{s3B}^2 L}{2} \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - q_{prom} D \right]$$

Nota: En la obtención de estas expresiones, se supuso el momento externo actuante paralelo al lado L. Si el momento actuara paralelo al lado B, bastaría solo con cambiar L por B, B por L, y C_b por C_l en las mismas para obtener las expresiones correspondientes.

Caso 2: Momento y/o fuerza horizontal actuando en uno o dos planos perpendiculares. Distribución uniforme en el área efectiva:

$$\sigma_{spL} = \sigma_{spB} = (\sigma_{act} - q_{prom} D)$$

En la dirección paralela al lado L:

Condición	Expresión
$l' \geq x_{s3L}$	$M_{uL} = \frac{x_{s3L}^2 \times B}{2} \left[\sigma_{act} \frac{b'}{B} - q_{prom} D \right]$
$l' < x_{s3L}$	$M_{uL} = \frac{B}{2} \left[2\sigma_{act} \times l' \times \frac{b'}{B} \left(x_{s3L} - \frac{l'}{2} \right) - q_{prom} \times D \times x_{s3L}^2 \right]$

En la dirección paralela al lado B:

Condición	Expresión
$b' \geq x_{s3B}$	$M_{uB} = \frac{x_{s3B}^2 \times L}{2} \left[\sigma_{act} \frac{l'}{L} - q_{prom} D \right]$
$b' < x_{s3B}$	$M_{uB} = \frac{L}{2} \left[2\sigma_{act} \times b' \times \frac{l'}{B} \left(x_{s3L} - \frac{b'}{2} \right) - q_{prom} \times D \times x_{s3B}^2 \right]$

M_{nL} , M_{nB} : son los momentos resistentes nominales máximos a flexión de la sección crítica con refuerzo simple en el agotamiento, en las direcciones correspondientes, y que garanticen un fallo dúctil de la misma.

La condición de flexión positiva se cumple ubicando una cantidad de barras determinadas y espaciándolas a distancias determinadas también. Esta cantidad de barras y espaciamiento se determina por las expresiones en la dirección de L:

I) Cantidad de barras.

$$Cant.barras = \frac{A_{acero}}{\pi(diam)^2/4}, \text{ donde:}$$

$$A_{acero} = \frac{\left(0.85 - \sqrt{0.7225 - 1.7 \frac{MuL}{\phi \times B \times h^2 f'_c}}\right) B \times h \times f'_c}{f_y}, \text{ siendo:}$$

ϕ : coeficiente de seguridad para flexión, 0.9.

h: peralte efectivo.

diam: diámetro de la barra.

Esta área de acero debe ser comparada con el área de acero mínima requerida, en caso de ser menor se tomará el área de acero mínima.

$$A_{acero\ min} = 0.002 \times B \times h_t, \text{ donde:}$$

h_t : peralte total.

II) Espaciamiento entre barras.

$$@_{inferior} = \frac{B - 2\ recub.lateral}{Cant\ barras - 1}$$

f) Criterio de flexión negativa en cimientos flexibles de hormigón armado.

En cimientos donde actúen cargas de grandes excentricidades con sobrepesos apreciables dentro del área de cimentación o ubicados a profundidades considerables, pueden ocurrir flexiones negativas en el vuelo descargado de la misma ($\gamma_{prom}d > \sigma_2$). Esta situación conduce a dos posibles alternativas de diseño:

- a. Proporcionar una sección capaz de tomar los esfuerzos de tracción por flexión provocados por las condiciones mencionadas, tomando en cuenta sólo el aporte del hormigón a tracción por flexión.
 - b. Colocar refuerzo superior, para tomar los refuerzos de tracción provocados.
- La primera de las alternativas anteriores, presupone la determinación de los esfuerzos en la sección que resulte crítica en el vuelo descargado del cimiento. Esta será la alternativa a utilizar en nuestro estudio.

f.1) Ubicación de la sección crítica.

La sección crítica a flexión negativa S_4 , se tomará en el punto donde el esfuerzo cortante sea nulo, *pero nunca más allá de la sección crítica a flexión positiva* S_3 , por lo cual la sección crítica a flexión negativa (y por tanto el

momento flector negativo correspondiente) quedará a una distancia x_{s4} del borde exterior del cimiento (Figura 2.21 y Figura 2.22) que depende de la distribución de presiones seleccionada y la forma en que actúen las cargas (en uno o dos planos perpendiculares) distinguiéndose:

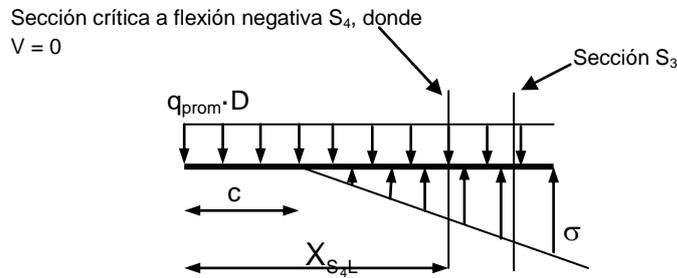


Fig. 2.21 Sección crítica a flexión negativa.

Caso 1: Momento actuando en un plano. Distribución lineal variable en función de la excentricidad (ver Figura 2.21). Para $\sigma_2 < q_{prom}$ (revisar las expresiones):

En la dirección paralela al lado L:

$$x_{s4L} = (x_0 + c) + \sqrt{x_0(x_0 + 2c)} \quad \text{Donde:}$$

$$x_0 = \frac{q_{prom} - \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} y_L \quad \text{y} \quad c = L - y_L \geq 0$$

Debiendo cumplirse $x_{s4L} \leq x_{s3L}$. Finalmente:

$$M_{uneg L} = \frac{B}{2} \left[(q_{prom} D - \sigma_2) x^2 - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{3y_L} (x - c)^3 \right]$$

En la dirección paralela al lado B:

A los efectos prácticos, se prescindirá de las presiones del suelo para determinar las flexiones negativas en este caso y se considerará la sección crítica, coincidiendo con la sección S_3 , correspondiente a flexión positiva.

$$M_{uneg B} = \frac{(q_{prom} D) x_{s3B}^2}{2}$$

Nota: En la obtención de estas expresiones, se supuso el momento externo actuante paralelo al lado L. Si el momento actuara paralelo al lado B, bastaría solo con cambiar L por B, B por L, y C_B por C_L en las mismas para obtener las expresiones adecuadas.

Caso 2: Momento y/o fuerza horizontal actuando en uno o dos planos perpendiculares. Distribución uniforme en el área efectiva (Figura 2.22):

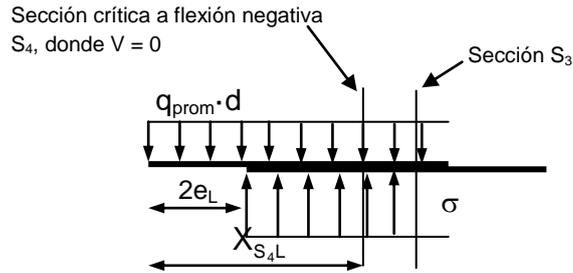


Fig. 2.22 Sección crítica a flexión negativa.
Distribución uniforme en el área efectiva.

En la dirección paralela al lado L:

Condición	Expresiones
$2e_L \geq x_{s3}$	$x_{s4L} = x_{s3L}$
$2e_L < x_{s3}$	$x_{s4L} = \frac{2e_L \times \sigma_{act} \frac{b'}{B}}{\sigma_{act} \times \frac{b'}{B} - q_{prom} \times D}$

$$M_{uneg L} = \frac{B}{2} \left[q_{prom} \times D \times x_{s4L}^2 - \sigma_{act} \frac{b'}{B} (x_{s4L} - 2e_L)^2 \right]$$

En la dirección paralela al lado B:

Condición	Expresiones
$2e_B \geq x_{s3B}$	$x_{s4B} = x_{s3B}$
$2e_B < x_{s3B}$	$x_{s4B} = \frac{2e_B \times \sigma_{act} \frac{l'}{L}}{\sigma_{act} \times \frac{l'}{L} - q_{prom} \times D}$

$$M_{uneg B} = \frac{L}{2} \left[q_{prom} \times D \times x_{s4B}^2 - \sigma_{act} \frac{l'}{L} (x_{s4B} - 2e_B)^2 \right]$$

f.2) Condición de resistencia.

$M_{uneg L} \leq M_{cr L}$ y $M_{uneg B} \leq M_{cr B}$, siendo

$M_{cr L}$: momento de fisuración a flexión negativa, determinado por las siguientes expresiones para cimientos de hormigón armado en dependencia en el sentido que se está hallando:

$$M_{cr L} = 0.2 \times \emptyset \times B \times h^2 \times f_r \text{ en la dirección de L,}$$

$$M_{cr L} = 0.2 \times \emptyset \times L \times h^2 \times f_r \text{ en la dirección de B.}$$

\emptyset : 0.9, coeficiente de minoración para la flexión.

En caso de no cumplirse la condición se determina el peralte para hacer cumplir la condición anterior, sólo con el aporte del hormigón, igualando el Momento de Fisuración con el Momento Negativo actuante en la dirección correspondiente, o se refuerza la sección, que es la otra solución posible. Nosotros adoptaremos la primera variante donde los peraltos efectivos necesarios son:

$$h_L = \sqrt{\frac{M_{uneg L}}{0.2 \times \phi \times B \times f_r}} \text{ en la dirección de L y } h_B = \sqrt{\frac{M_{uneg B}}{0.2 \times \phi \times L \times f_r}} \text{ en la dirección de B.}$$

2.4.2.2.3 Ubicación del refuerzo inferior.

a) En la dirección de L.

El refuerzo que se ubicará en el cimiento será sólo debido a la flexión, el cálculo de la cantidad de barras y el espaciamiento está explícito en 2.4.2.2 inciso e). El refuerzo calculado en esta dirección será distribuido de manera uniforme en todo el ancho de la zapata, si se trata de cimientos cuadrados o rectangulares donde el lado mayor es paralelo a esta dirección.

b) En la dirección de B.

Se ubicará el refuerzo calculado en esta dirección de igual manera que en la dirección de L.

2.4.2.2.4 Otros chequeos.

a) Compresión local o aplastamiento.

Debido al cambio de sección entre la columna o pedestal y el cimiento, puede producirse en esa superficie de contacto la falla por compresión en el hormigón, llamada también falla por aplastamiento, aunque esta rara vez resulta una situación crítica.

La condición de resistencia a comprobar viene expresada como $N_u \leq \phi N'_c$, siendo:

ϕ : factor de reducción de la resistencia nominal. $\phi = 0.7$ en este caso.

N_u : la fuerza actuante de cálculo transmitida por el pedestal o columna, obtenida en general, como: $N_u = N' - A'_s \sigma'_y + A_s \sigma_y$.

N'_c : el valor de cálculo de la fuerza concentrada de compresión, que puede soportar por aplastamiento el hormigón en una superficie restringida,

supuestamente plana, para una distribución uniforme de la presión. Su valor se determina según NC:

$$N^*_c = 0.85f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

A_1 : área restringida que transmite la presión actuante, en este caso área del pedestal, de dimensión $l_c \times b_c$ en caso de ser vaso, (Figura 2.23).

A_2 área que recibe la presión, situada concéntrica y homotéticamente bajo A_1 (Figura 2.23). Las dimensiones de A_1 deben elegirse de forma tal que se cumpla la condición de que $\frac{A_2}{A_1} \leq 15$.

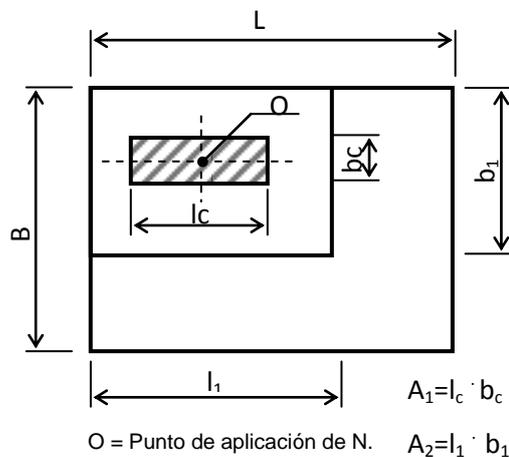


Figura. 2.23 Áreas que intervienen en la comprobación de la compresión local.

b) Comprobación de las condiciones de adherencia.

La comprobación de las condiciones de Adherencia o Agarre de las armaduras se realizará para las zonas donde el cortante resulte grande, como en el caso de las secciones críticas S_3 , dicha comprobación será en ambas direcciones.

La condición de resistencia a comprobar viene dada por las expresiones

$$\frac{V_{uL}}{0.9n_L p_L d_L} \leq \tau_d \text{ y } \frac{V_{uB}}{0.9n_B p_B d_B} \leq \tau_d \text{ donde,}$$

n_L, n_B : número de barras de refuerzo en la dirección correspondiente. Se presupone que todas son del mismo diámetro.

p_L, p_B : perímetro de una barra, en la dirección correspondiente, (m).

d_L, d_B peralte efectivo de la sección en la dirección considerada, (m).

τ_d : tensión de agarre de cálculo, en las zonas de alta adherencia (zonas I),
 $\tau_d = 0.43\sqrt[3]{(f'_c)^2}$, expresado en MPa y en las zonas de baja adherencia (zona II) se reduce al 75% este valor.

V_u es la fuerza cortante en la sección crítica, que se determinará según la dirección considerada y el tipo de distribución de presiones supuesto. Para los casos frecuentes ya mencionados, tenemos:

Caso 1: Momento actuando en un plano. Distribución lineal variable en función de la excentricidad:

En la dirección paralela al lado L:

Condición	Expresiones
$y_L \geq x_{s3L}$	$V_{uL} = x_{s3L}B \left[\sigma_1 - q_{prom}D - \frac{x_{s3L}}{2y_L}(\sigma_1 - \sigma_2) \right]$
$y_L < x_{s3L}$	$V_{uL} = [N' + q_{prom}DB](L - x_{s3L})$

En la dirección paralela al lado B:

$$V_{uB} = x_{s3B} \left(\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} y_L - q_{prom}DL \right)$$

Caso 2: Momento y/o fuerza horizontal actuando en uno o dos planos perpendiculares. Distribución uniforme en el área efectiva: $\sigma_{spL} = \sigma_{spB} = (\sigma_{act} - q_{prom} \cdot D)$

$$\sigma_{spL} = \sigma_{spB} = \sigma_{act} - q_{prom}D$$

En la dirección paralela al lado L:

Condición	Expresiones
$l' \geq x_{s3L}$	$V_{uL} = x_{s3L}b'\sigma_{spL}$
$l' < x_{s3L}$	$V_{uL} = B \left[\sigma_{act}l' \frac{b'}{B} - q_{prom}Dx_{s3L} \right]$

En la dirección paralela al lado B:

Condición	Expresiones
$b' \geq x_{s3B}$	$V_{uB} = x_{s3B}l'\sigma_{spB}$
$l' < x_{s3L}$	$V_{uL} = L \left[\sigma_{act}b' \frac{l'}{L} - q_{prom}Dx_{s3B} \right]$

Si se colocan grupos de barras en contacto, pueden emplearse las mismas expresiones utilizando en ellas el diámetro equivalente.

c) Comprobación de las condiciones de anclaje en las armaduras.

El diseño deberá garantizar un anclaje adecuado de las armaduras, de forma tal que el cimiento funcione estructuralmente como un elemento de Hormigón Armado, por lo que será necesario proporcionar anclaje suficiente, para que las armaduras que resultan traccionadas no deslicen dentro de la masa de hormigón. En cualquier caso, la armadura se llevará entera, como mínimo de lado a lado del cimiento.

- En cimientos rígidos, y sobre todo en aquellos en que $d > \text{Vuelo Mayor}$, la longitud de anclaje se contará a partir del final de la parte recta de las barras (Punto A, Figura 2.24). La parte recta proporcionada luego del doblez, tomará el mayor de los valores siguientes:

$$\frac{1}{3} l_d, 10\phi \text{ ó } 15 \text{ cm}$$

Para un mazo de barras, la longitud del anclaje recto ($l_d - \Delta l_d$) debe mayorarse en un 30% para el caso de 2 barras y en un 40% para el caso de 3 barras.

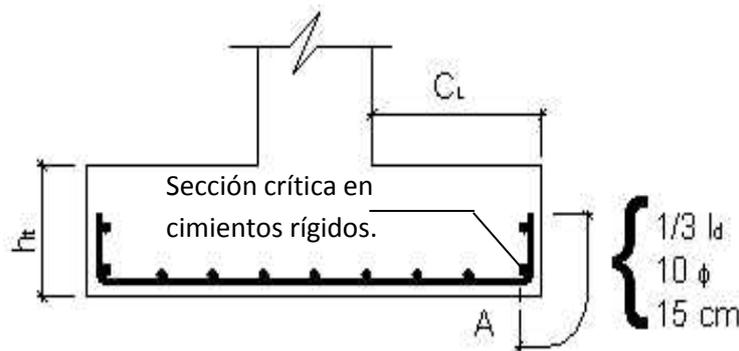


Figura. 2.24 Anclaje de las armaduras en cimientos rígidos.

En cimientos flexibles, la longitud de anclaje se contará a partir de una distancia de $\frac{3}{4}$ veces el peralte, a partir de la cara del pedestal o vaso. En este caso la armadura puede disponerse de lado a lado, sin ganchos y sin subir por las caras laterales, siempre que los vuelos cumplan con:

$$C_L \geq 0.75d + l_{dL} + 5 \text{ cm}, C_B \geq 0.75d + l_{dB} + 5 \text{ cm}$$

siendo l_{dL} y l_{dB} las longitudes de anclaje recto calculadas en las direcciones y para los diámetros correspondientes, para zona de alta adherencia (Zona I). (Figura 2.25).

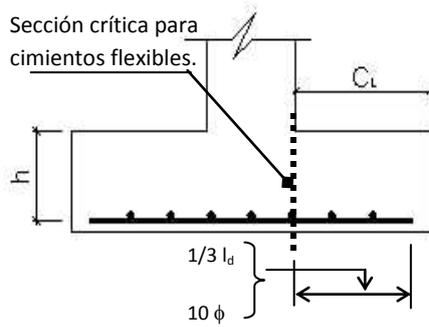


Figura. 2.25 Anclaje de las armaduras en cimientos flexibles.

Fuente:(Quevedo, 2002)

Si no se cumple alguna de las condiciones debe disponerse en la extremidad, el tramo vertical necesario para completar la longitud. (Figura 2.26). Será necesario comprobar primero si una simple terminación en gancho sería suficiente, para lo cual deberá cumplirse (longitudes en cm):

$$C_L \geq 0.75d + (l_{dl} - \Delta l_{dl}) + 5cm \text{ y } C_B \geq 0.75d + (l_{dB} - \Delta l_{dB}) + 5cm$$

Si se cumplen las expresiones anteriores, la armadura deberá disponerse de lado a lado con ganchos en los extremos, en las direcciones correspondientes. En caso contrario, en la dirección en que no se satisfagan las condiciones mencionadas, la longitud l'_d medida verticalmente, desde el principio del gancho será (Figura 2.26):

$$l'_{dl} \geq l_{dl} - C_L - d + \Delta l_{dl} - 5cm \geq a_L, \quad l'_{dB} \geq l_{dB} - C_B - 0.75d + \Delta l_{dB} - 5cm \geq a_B, \text{ siendo:}$$

a_L y a_B las prolongaciones rectas de los ganchos, medidas en cm.

Si se emplean parejas de barras en contacto, se utilizará la longitud de anclaje correspondiente a la barra individual aumentada en un 30%.

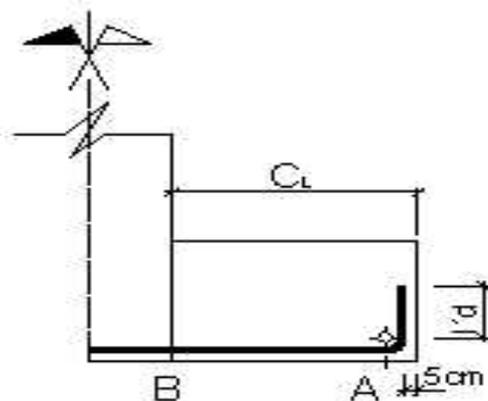


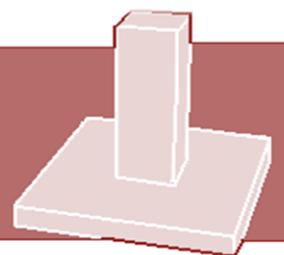
Figura. 2.26 Anclaje por prolongación en Cimientos Flexibles

En cualquier caso, la longitud de barra desde la sección de referencia hasta su extremo, debe ser al menos igual a la longitud total de anclaje recto, sin reducción alguna.

2.5 Conclusiones parciales del capítulo.

1. En general, la solución de un problema de minimización con restricciones es tanto más sencilla cuanto menor es el número de variables involucradas en el proceso, así como del número de restricciones a considerar.
2. El criterio de optimización a utilizar durante la solución del problema de diseño óptimo de cimentaciones superficiales debe ser el de costo mínimo por ser estructuras de hormigón armado que requieren de varias actividades para su ejecución y solo disminuyendo el costo de estas se minimiza el costo total.
3. Queda formulado el problema de optimización de cimentaciones superficiales aisladas, lo cual significa haber definido:
 - a) La función objetivo como
$$\text{Costo total}_{\min} = C_{\text{exc.}} + C_{\text{enc-des.}} + C_{\text{acero}} + C_{\text{hgnado}} + C_{\text{reh.}}$$
 - b) Quedan establecidas consideraciones generales para determinar los costos.
 - c) Los parámetros asignados de tipo geotécnico ,estructural y constructivo y las consideraciones con respecto a la determinación de los costos que se toman en cuenta contribuyen a acotar el problema de optimización en general, pues de otra manera el trabajo resultaría muy engorroso, ampliado en la búsqueda de un grado mínimo de detalle lo cual requeriría mucho tiempo.
 - d) Haber definido el conjunto de ecuaciones de estado y de restricciones, que permiten la realización del diseño.

Capítulo III



Capítulo III “Solución del problema óptimo de Cimientos rectangulares aislados en suelos c-fi y análisis de resultados”.

3.1 Introducción.

En este capítulo se fundamenta una solución al problema de diseño óptimo de cimentaciones superficiales y se evalúan sus resultados, teniendo en cuenta para ello la función objetivo, las variables y restricciones planteadas en el capítulo II.

Debido a la cantidad de restricciones que presenta este problema y el adelanto que se logró con el diseño óptimo asistido en Mathcad 14 efectuado por Chayoyén et. al en 2009, se ha decidido tomar como base esta hoja ya confeccionada, adaptarla y mejorarla para su uso en cualquier tipo de suelos y utilizarla como herramienta de trabajo en el problema de optimización de CRA en suelos cohesivo-friccionales.

3.2 Solución del problema de optimización de CRA en suelos c-fi.

La solución de este problema no es sobre la base de un sistema computarizado que incluyese algoritmos especializados, sin embargo se ha acudido al uso de herramientas computacionales de gran potencia y alcance como lo es el software Mathcad 14, usando el método de búsqueda total. Para esto se ha elaborado una hoja de cálculo que da respuesta al óptimo de la solución del problema para suelos de cualquier esquema de resistencia a cortante y que por otra parte resulta más sencillo a la hora de interpretar los resultados debido a sus bondades de interactividad, graficación de los resultados, entre otras.

En las hojas de cálculo se introducen las variables externas con sus respectivas unidades y los parámetros constantes, seguidamente se realiza el diseño del elemento de acuerdo al estado de carga al que está sometido, para de esta manera realizar el chequeo de las restricciones internas, más tarde, se calculan ya los costos de las actividades que intervienen en el proceso llegando a la obtención del costo total de la cimentación superficial para cada rectangularidad. A continuación se detalla de forma más específica en el desarrollo de estas etapas.

3.2.1 Diseño de la Hoja de MathCAD.

En la hoja de cálculo de Mathcad no es necesario definir cuáles son los parámetros variables, o restricciones como tales, sino que se calcula paso a paso como se haría de forma manual, la diferencia es que este software lo puede hacer varias veces en cuestiones de segundos con mucha precisión y luego de todas la variantes escoge la de menor costo.

De forma detallada, la hoja puede ser vista en tres zonas fundamentales: uno (1) datos de entrada, dos (2) zona de cálculo, tres (3) salida de resultados. Se ha programado para introducir los datos que se necesitan en el diseño geotécnico y estructural, y de cuestiones constructivas, se efectúe el diseño geotécnico y estructural siguiendo la secuencia descrita en las restricciones del Capítulo II para las 16 rectangularidades planteadas a analizar en las variables; además de hallarle el costo de construcción y escoger de todas las rectangularidades la que ofrece menor costo de construcción. En la sección final puede observarse una tabla con formato de Excel donde son ofrecidos útiles para dibujar el plano de detalles constructivos del plato y el pedestal, además de los costos por partidas del cimiento, tanto totales como parciales de costos por mano de obra, materiales y equipos.

Datos de entrada.

Con vistas a identificar dónde pertenece el diseño que se efectuará, se reserva el primer espacio para plasmar el nombre de la obra, el edificio, el contratista, la empresa proyectista y la(s) persona(s) responsables directamente a la actividad, la fecha de elaboración del diseño, nombre de quien lo aprobó y la fecha en que lo hizo. Incluye las propiedades de los materiales (entiéndase suelo, tanto por debajo como por encima del nivel de solera, hormigón y acero), cargas.

Es importante señalar que la hoja de cálculo permite el diseño de cimentaciones superficiales aisladas introduciendo cargas provenientes del análisis plano en dos (2) sentidos, donde su aplicación no es simultánea. Es decir, determina en cuál de los dos (2) sentidos las cargas actuantes resultan más desfavorables para el diseño.

Es necesaria la entrada de otros datos, como el tipo de transición de columna a cimiento, para los análisis se ha utilizado en este trabajo: pedestal y vaso prefabricado para Girón, pero se puede efectuar la optimización para pedestales comunes también.

Los datos de entrada son detallados a continuación según el orden en el cual aparecen en la hoja: parámetros constructivos (Figura 3.1), materiales (Figura 3.2), características geométricas (Figura 3.3), seguridad en el diseño (Figura 3.4) y cargas actuantes (Figura 3.5).

PARÁMETROS CONSTRUCTIVOS:

Tipo de transición Columna-Plato del Cimiento:

Dimensiones h y b de la Columna no.:

Dimensiones del Pedestal:

Recubrimiento Neto del plato:

Recubrimiento Neto para el vaso o pedestal:

Figura 3.1 Datos de entrada: parámetros constructivos.

Fuente: Elaboración propia.

MATERIALES:

----Hormigón----

Calidad f'c, MPa:

El hormigón es elaborado:

Forma de vertir el hormigón:

-----Acero-----

Calidad del Acero, fy, MPa:

Diámetro del Ref Ppal a emplear en pedestal o vaso:

Diámetro del Ref Transv a emplear en pedestal o vaso:

Diámetros de Refuerzo a emplear en el cimiento:

-----Suelos-----

	Peso Especifico kN/m ³	Cohesión kPa	Ang de Fricción (°)	Módulo de Def. Eo (kPa)	Coef de Poisson	Inclinación de terreno (°)
Suelo Por Encima del Nivel de Cimentación	<input type="text" value="Gamma := 17.5 · kN / m^3"/>					
Suelo Por Debajo del Nivel de Cimentación	<input type="text" value="Gamma1 := 17.5 · kN / m^3"/>	<input type="text" value="C_s := 15 · kPa"/>	<input type="text" value="φn := 25 deg"/>	<input type="text" value="E := 20000kPa"/>	<input type="text" value="μ := 0.3"/>	<input type="text" value="ψ := 0 deg"/>

RECORDAR!!!! El ángulo de inclinación del terreno debe ser menor o igual que el ángulo de fricción interna del suelo.

Las propiedades de los suelos provienen de:

Peso Específico promedio por encima del NC para modelar peso de cimiento y relleno en el Dis Estructural:

Figura 3.2 Datos de entrada: Materiales.

Fuente: Elaboración propia

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Profundidad de Cimentación, d_f en mts.

$d := 1.5 \cdot m$

Distancia a cada lado para los trabajos

$b_o := 0.75 \cdot m$

Cantidad de estratos por debajo del nivel de cimentación y hasta la potencia activa

$n_e := 1$

$n := 1 \dots n_e$

Rectangularidades para el análisis:

$r_{dis}^T =$

0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	..
-----	-----	-----	-----	-----	---	-----	----

Profundidad de Cálculo de las Solicitaciones:

$H_c := 0.9m + d$

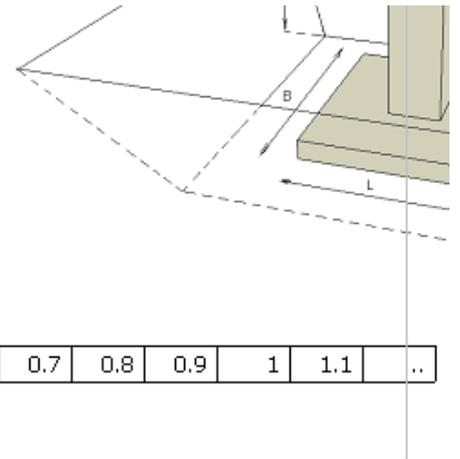


Figura 3.3 Datos de entrada: Características geométricas.

Fuente: Elaboración propia

Permite modificar los coeficientes de las resistencias del hormigón, en dependencia del tipo de sollicitación (cortante, flexión, punzonamiento) para el diseño estructural, de la misma forma que el asiento límite absoluto, todos contenidos dentro de un área desplegable, la que se muestra a continuación. Los coeficientes para el suelo están programados según los factores que los determinan.

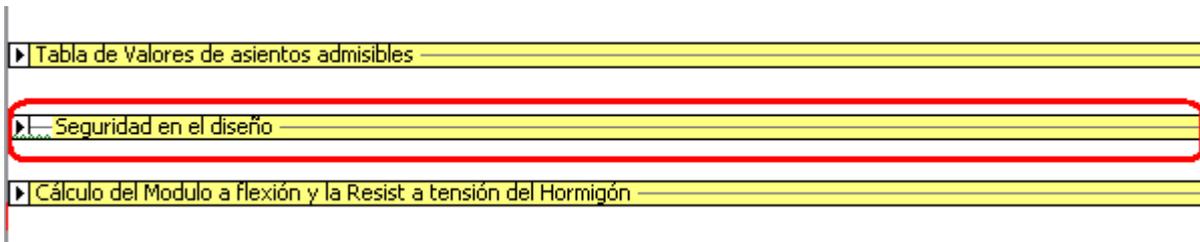


Figura 3.4 Seguridad en el diseño.

Fuente: Elaboración propia

CARGAS

a. Sobrecarga circundante alrededor del cimiento.

$$q_{sc} := 0 \frac{kg}{m^2}$$

b. Cargas de servicio actuantes.

IPUEC (CAPAC 500) Edif. docente GIRON 78-PD . LONG PEDESTAL ENCIMA DE I

No	EJES	Carga permanente			Carga de uso			C. E.V. x			C. E.V. y			
		N,kN	M,kN	H,kN	N,kN	M,kN	H,kN	N,kN	M,kN	H,kN	N,kN	M,kN	H,kN	
1	A7	44,2			11,9									
2	A8	89,1			30,6									
3	A9	85,3			26,7									

Figura 3.5 Cargas actuantes.

Fuente: Elaboración propia

Las cargas deben introducirse en una tabla con este formato, aumentando la cantidad de filas si se requiere o disminuyéndolas.

Rutina de cálculo.

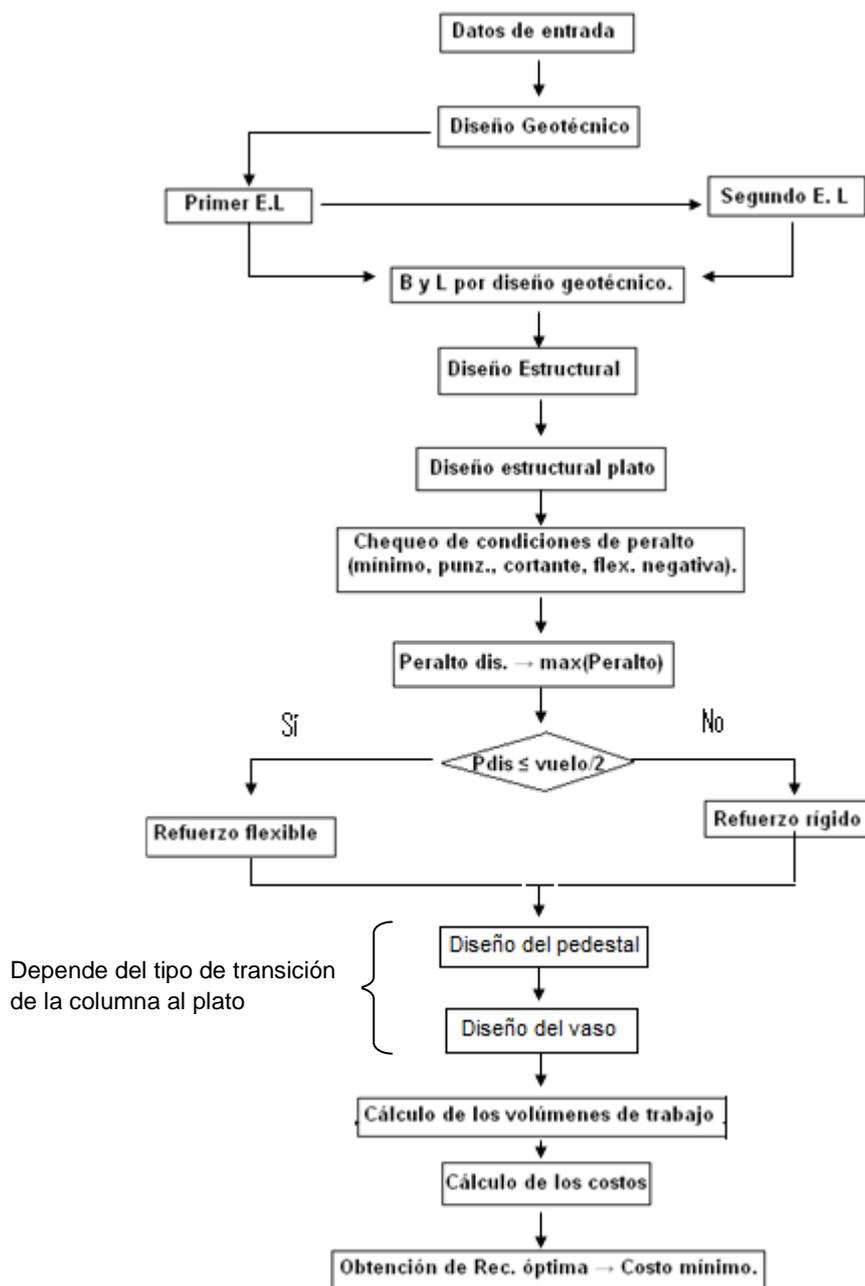


Figura 3.5 Diagrama de rutina de cálculo de la hoja de Mathcad.
Fuente: Elaboración propia

Salida de datos (Figura 3.6).

		Cimiento: 23							
Datos de entrada	Propiedades del suelo		UM		Recubrimientos		UM		
	Peso Específico	17,5	kn/m3	Plato		50	mm		
	Cohesión	15	kPa	Vaso o pedestal		40	mm		
	Ángulo de fricción	15	grados	Transición cimiento - columna		3			
	Módulo deformación (Eo)	7	Mpa	Asentamiento Límite(cm)		8			
		Resultados del diseño				UM			
		Profundidad de Cimentación	1500	mm	Asentamiento de cálculo (cm)	0			
Plato	Dimensiones	Lado L del plato	3900	mm	Transición cimiento - columna	Lado lc (mm)	1000	Dimensiones	
		Lado B del plato	3500	mm		Lado bc (mm)	750		
		Rectang. Óptima	0,9	-		Long. Pedestal (mm)	1183,91		
		Peralto del plato	316,09	mm		Área de acero ppal (cm2)	11,17		
							Cantidad de barras		10
Plato	Refuerzo en L	Área de acero neces. en L	22,13	cm2	Transición cimiento - columna	Diámetro (mm)	12	Refuerzo ppal	
		Cantidad de barras	29	u		Cantidad de barras	8		
		Diámetro	10	mm		Diámetro (mm)	10		
		Espaciamiento	120	mm		Espaciamiento (mm)	200		
		Distancia Libre	70	mm					
	Refuerzo en B	Área de acero neces. en B	24,7	cm2		Exc. iniciales en la base			
		Cantidad de barras	32	u		e (m)	4,03		
		Diámetro	10	mm		e *(m)	14,22		
		Espaciamiento	120	mm		Combinación Crítica	10		
		Distancia Libre	90	mm		Qbt para el óptimo (kPa)	129,60		
COSTOS (MT)									
Actividad		Mano de obra		Materiales		EQ			
Excavación		49,69	40,22	0,00	9,48				
Encofrado y desencofrado		60,51	26,11	34,40	0,00				
Refuerzo		70,82	22,66	53,55	0,80				
Hormigonado		383,33	29,52	348,58	5,24				
Rehincho		292,27	38,74	148,04	105,49				
Totales		1034,97	157,24	584,57	121,01				

Figura 3.6 Tabla salida de datos.

Fuente: Elaboración propia

3.2.2 Determinación de los costos de las actividades.

Los precios de la construcción en Cuba (establecidos en el PRECONS) constituyen precios totales de los costos directos por lo que para demostrar la comparación de las actividades que se reflejan en la Tabla 1.2 con respecto a Cuba, tuvimos en cuenta la tasa de cambio vigente para la conversión en dólar y homogenizar los costos unitarios (0.8:1). Fueron tomados los máximos y mínimos costos que aparecen para cada actividad (en caso que aparecieran varios), en la fila de la excavación para el caso Cuba,

los dos valores colocados se refieren al costo de la excavación mecanizada y manual respectivamente (Tabla 3.1).

Tabla 3.1 Comparación de los costos unitarios de conformación del cimiento.

Actividad	Unidad	Costo por unidad (USD)			
		Media nacional USA	Nueva York, USA	Beijing, China	Cuba
Excavación	m ³	25,16	41,3	1,38	0.6,12.19
Encofrado	m ²	51,97	81,55	4,00	11.21
Refuerzo	kg	2,16	2,99	0,54	0.52-0.64
Hormigón	m ³	173,96	204,98	47,5	84.65-91.43
Relleno compactado	m ³	3,97	6,51	0,22	10.56

Fuente: Elaboración propia, tasa de cambio para Cuba 0.8:1, 2008.

Es significativo que el costo unitario del relleno en Cuba supera más de una y media (1.5) vez el costo más elevado para esa actividad de los otros 3 ejemplos mostrados.

3.3 Análisis de los resultados obtenidos y aplicaciones.

Luego de la obtención de los resultados como paso siguiente se procede a desarrollar un estudio sobre la influencia de cada uno de los parámetros variables en el proceso de diseño óptimo estructural del elemento en cuestión, ofreciendo para ello, análisis en forma de gráficos o tablas que ayuden a visualizar y comprender mejor las posibles influencias de cada una de las variables a fin de obtener criterios acertados, desde el punto de vista ingenieril, en cuanto a su incidencia.

A continuación se detallan estas consideraciones para el caso del edificio docente Girón estudiado, divididas para el análisis, en cimientos con predominio de carga axial o momento.

El análisis de los resultados muestra que existen valores de rectangularidades mayores de uno (1) y hasta dos (2) como rectangularidades óptimas, en lo adelante RO. Verdaderamente, el análisis estructural efectuado no corresponde a un análisis 3D, sino más bien a un análisis plano en dos direcciones mutuamente perpendiculares, dado por la distribución de los diafragmas en el edificio y por las hipótesis sobre el funcionamiento estructural del edificio Girón, la cual condiciona cuales columnas tendrán fuerza horizontal y cuáles no y que ninguna tome momento. Es por ello que planteamos que en realidad los valores de RO de dos (2) son equivalentes a valores de RO de 0.5 para un análisis plano. En trabajos futuros es necesario abordar esta problemática para edificios que realmente funcionen en 3D.

Al analizar los resultados obtenidos, existen varios aspectos significativos que queremos resaltar.

3.3.1 Composición de los costos obtenidos para CRA.

Para desarrollar este aspecto se tomaron como muestra cuatro (4) columnas, la columna 11 y 23, que son de mayor efecto del viento, la 13 la de mayor carga axial sin viento y la 19 con menor carga axial sin efecto del viento. Se escogió para el análisis $c=20\text{kPa}$, $\phi = 20^\circ$, $E_o= 12.5 \text{ MPa}$ por ser valores medios en el intervalo de variación de las propiedades del suelo.

- Caso 1. Columna 11, $d = 1.5\text{m}$ (Figura 3.7).

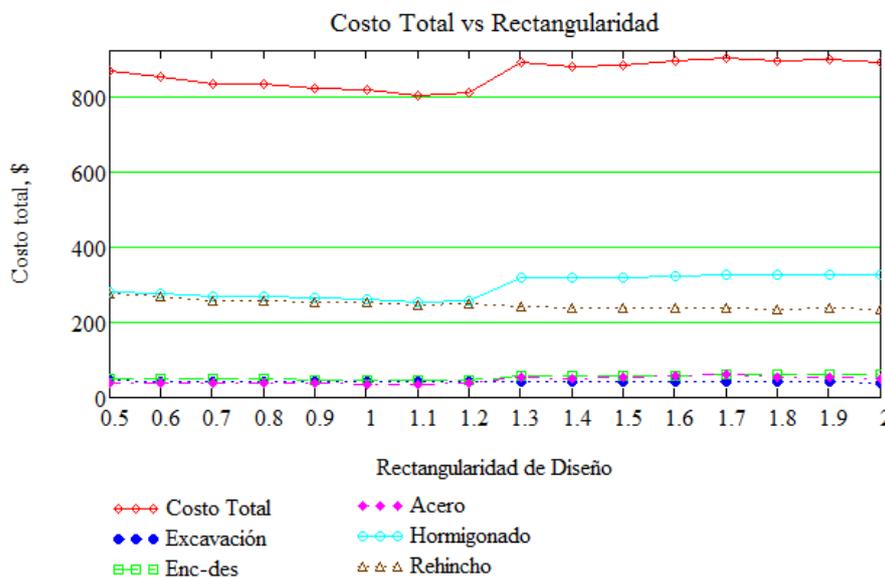


Figura 3.7 Composición de los costos para columna 11(mayor efecto del viento I). Fuente: Elaboración propia.

- Caso 2. Columna 23, $d = 1.5\text{m}$ (Figura 3.8).

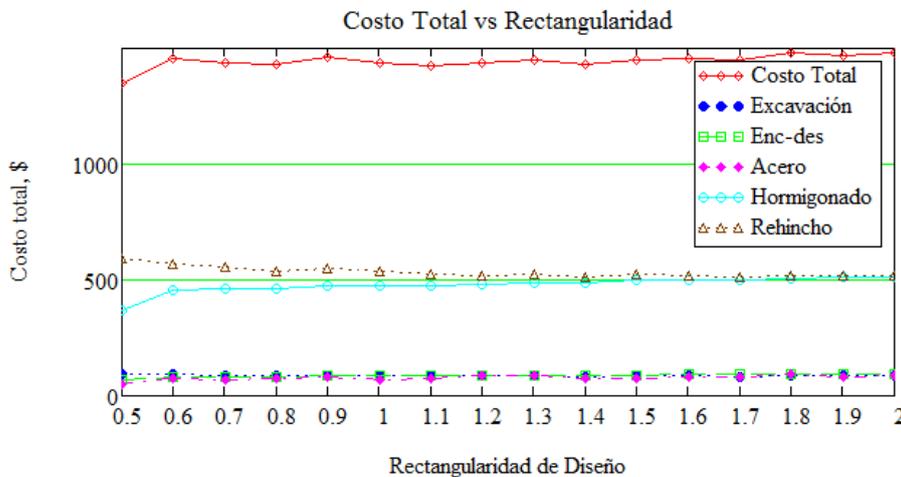


Figura 3.8 Composición de los costos para columna 23 (mayor efecto del viento II) Fuente: Elaboración propia.

- Caso 3. Columna 13, d = 1.5m (Figura 3.9).

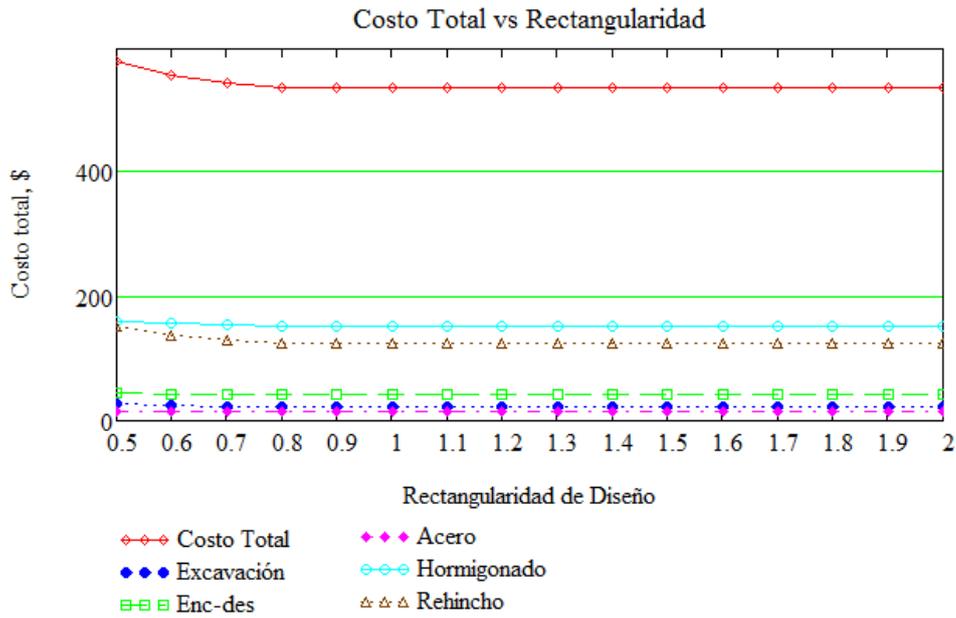


Figura 3.9 Composición de los costos para columna 13 (mayor carga axial sin efecto del viento)

Fuente: Elaboración propia.

- Caso 4. Columna 19, d = 1.5m (Figura 3.10).

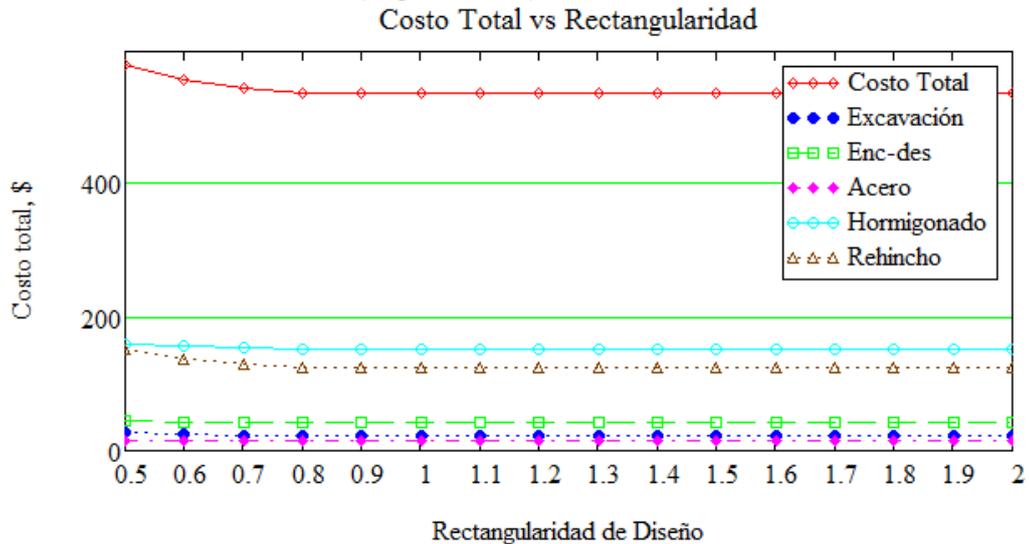


Figura 3.10 Composición de los costos para columna 19 (menor carga axial sin efecto del viento).

Fuente: Elaboración propia.

Como puede verse en los gráficos anteriores las proporciones de los costos de las distintas actividades con relación al costo total se mantienen en los mismo intervalos reportados en trabajos anteriores (López (2009), Cabrera (2009)), siendo la actividad de rehincho la que decide prácticamente el costo de la solución y por tanto el óptimo, aspecto este que como ya señalamos debe ser revisado debido a que los costos

unitarios de esta actividad se encuentran muy por encima de los valores medios internacionales.

Se puede observar que en los cimientos sin efecto del viento (Columnas 13 y 19) es la actividad de hormigonado y no la de rehincho la de mayor proporción en la estructura de los costos, pero la del rehincho ocupa la de segundo lugar muy próximo a ella.

La esencia de todo proceso de optimización radica en las ventajas que representa la solución optimizada, por ejemplo, para el caso que nos ocupa el ahorro en costo que se pudiera generar cuando se realiza un diseño por la rectangularidad óptima, visto este como la diferencia entre el costo total máximo y el mínimo, se refleja en los datos que muestra la Tabla 3.2.

Se aprecia, en algunos casos, que el ahorro puede llegar a constituir hasta el 13 % del costo total, en dependencia de las características del suelo, en otros el ahorro que se logra es de 5 %, estos valores en un solo elemento pudiera no ser representativo, pero si sucede en varios elementos de costo cercano a 1000 unidades monetarias.

Adicionalmente se presentan los costos de la solución para rectangularidad de diseño uno (1) y los valores de c y ϕ analizados. Esta es una solución de uso común propuesta por muchos proyectistas que no toman en cuenta la influencia de la excentricidad en la rectangularidad adoptada para el diseño. Los resultados muestran poca variación, por lo que para suelos c - ϕ adoptar la rectangularidad uno (1) es una buena decisión.

Para los casos en que el cimiento resulta de área mínima, no existen diferencias entre el costo de la rectangularidad óptima y la rectangularidad igual a uno (1).

Tabla 3.2. Diferencias de costo respecto a la rectangularidad óptima.

c (kPa)	f_i (°)	E (MPa)	Columna	Costo mín.	Costo máx.	Diferencia. $C_{max}-C_{min}$ %	$C_{rect} = 1$	Dif. $C_{rect}=1-C_{min}$ %
15	15	7	11	974,09	1024,06	4,88	991,71	1,78
			23	1020,63	1100,07	7,22	1034,93	1,38
			13	352,7	378,6	6,84	352,7	0,00
			19	352,7	378,6	6,84	352,7	0,00
15	25	20	11	953,62	1011,52	5,72	977,39	2,43
			23	1027,63	1102,16	6,76	1034,93	0,71
			13	352,7	378,6	6,84	352,7	0,00
			19	352,7	378,6	6,84	352,7	0,00
20	20	12,5	11	801,9	904,78	11,37	815,91	1,72
			23	844,62	972,15	13,12	844,62	0,00
			13	352,7	378,6	6,84	352,7	0,00

c (kPa)	fi (°)	E (MPa)	Columna	Costo mín.	Costo máx.	Diferencia. Cmax-Cmin %	Crect = 1	Dif. Crect=1-Cmin %
			19	352,7	378,6	6,84	352,7	0,00

Fuente: Elaboración propia.

3.3.2 Influencia de las propiedades de los materiales.

3.3.2.1 Influencia de las propiedades del hormigón.

Para el análisis de la influencia de la calidad del hormigón se tomaron las mismas columnas del epígrafe 3.3.1, variando la resistencia del hormigón entre los valores especificados en el capítulo II: 20, 25, 30 MPa. Aunque el valor de 20 no cumple con los requisitos de durabilidad para este tipo de elementos, se tomó como valor de referencia para visualizar el cambio.

- Caso 1. Columna 23, para $c=15\text{kPa}$, $\varphi= 25^\circ$, $E_0= 20\text{ MPa}$ $d = 1.5\text{m}$ (Figura 3.11).

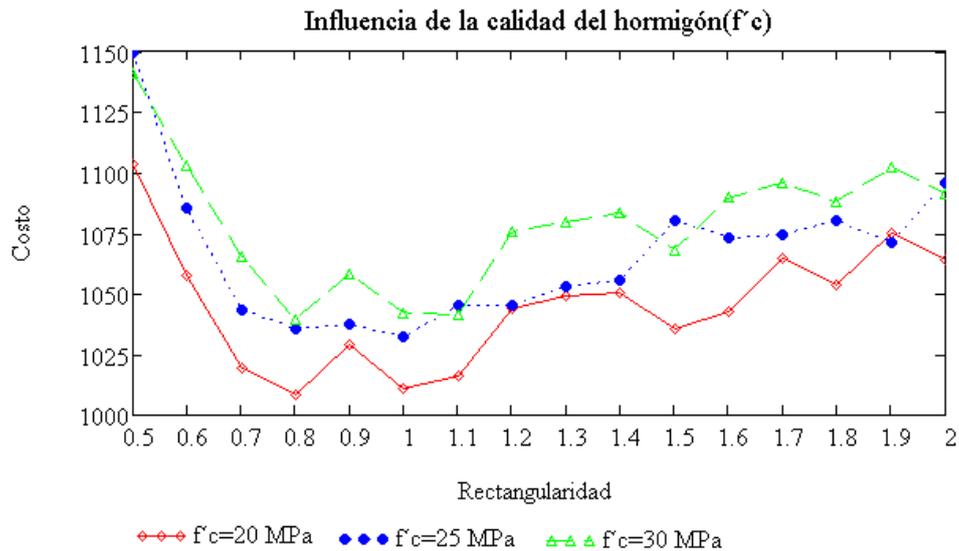


Figura 3.11 Influencia de la calidad del hormigón: columna 23, para $c=15\text{kPa}$, $\varphi= 25^\circ$, $E_0= 20\text{ MPa}$ $d = 1.5\text{m}$.

Fuente: Elaboración propia.

- Caso 2. Columna 23, para $c=25kPa$, $\phi = 10^\circ$, $E_0= 6 MPa$ $d = 1.5m$ (Figura 3.12).

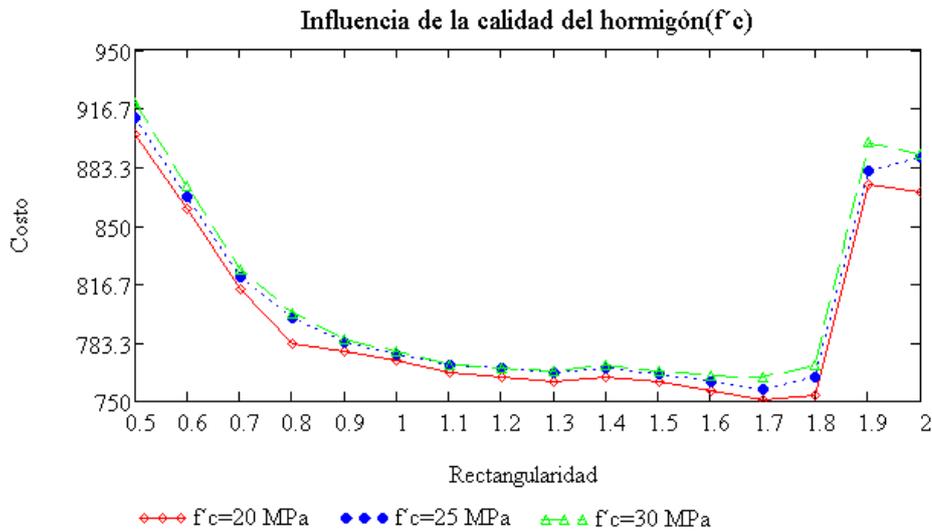


Figura 3.12 Influencia de la calidad del hormigón: columna 23, para $c=25kPa$, $\phi = 10^\circ$, $E_0= 6 MPa$ $d = 1.5m$.

Fuente: Elaboración propia.

- Caso 3. Columna 13, para $c=25kPa$, $\phi = 10^\circ$, $E_0= 6 MPa$ $d = 1.5m$ (Figura 3.13).

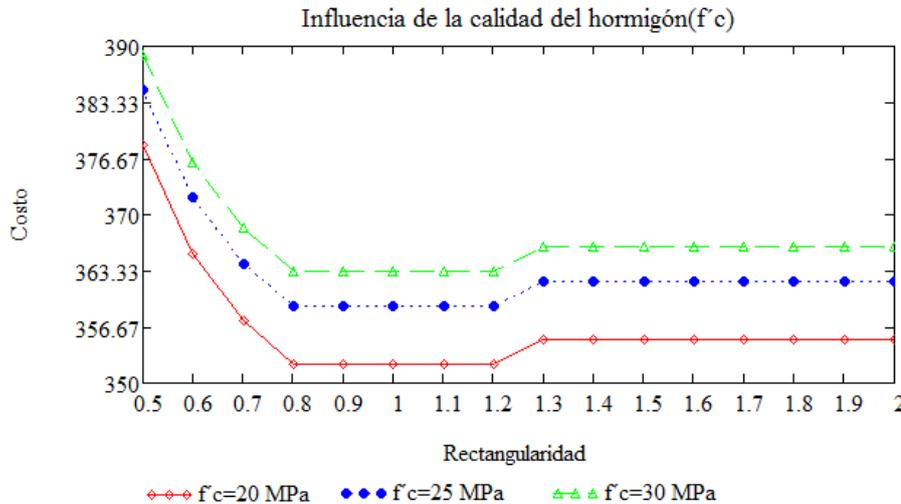


Figura 3.13 Influencia de la calidad del hormigón: columna 13, para $c=25kPa$, $\phi = 10^\circ$, $E_0= 6 MPa$ $d = 1.5m$

Fuente: Elaboración propia.

La interpretación de las curvas mostradas a continuación nos permite fundamentar los siguientes planteamientos:

- Se puede observar que tanto para columnas con predominio de carga axial, como para columnas donde predomina el momento no varía el valor de rectangularidad óptima si

cambia la calidad del hormigón. Esta afirmación corrobora una de las hipótesis de esta investigación.

- Los cambios en los costos globales que produce el uso de una u otra calidad del hormigón son poco significativos, del orden de hasta el 5%, en los casos analizados, lo que hace que la solución con $f'c = 30\text{MPa}$ sea la mejor por cuestiones de durabilidad.

3.3.2.2 Influencia del cambio en las propiedades del suelo.

En este aspecto se quiso resaltar como un cambio en los valores de las propiedades del suelo del orden del 10 % (magnitud que se encuentra dentro de los intervalos de variación típicos en estos tipos de suelos) hacía cambiar el costo de la solución óptima, y con ello, determinar cuál de la variación en los parámetros representaba mayor cambio en el costo óptimo. Tomamos como referencia para el análisis la columna 23, en un suelo con $c=15\text{kPa}$, $\phi = 25^\circ$, $E_0= 20 \text{MPa}$ y $\mu=0.3$ (Figura 3.14).

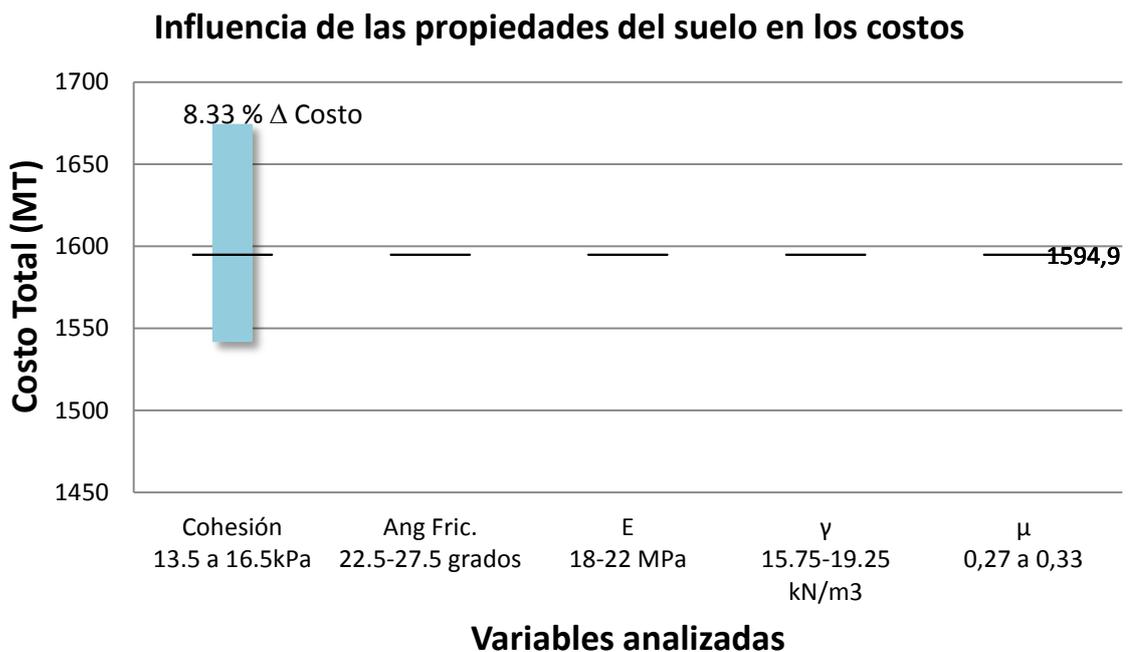


Figura 3.14 Influencia de las propiedades del suelo en los costos para columna 23 en un suelo con $c=15\text{kPa}$, $\phi = 25^\circ$, $E_0= 20 \text{MPa}$ y $\mu=0.3$.

Fuente: Elaboración propia.

De este análisis se concluye que la propiedad del suelo cuyo cambio más influye en la variación de los costos del óptimo es la cohesión, contrariamente a lo que se pensaba, lo cual requiere un análisis más profundo. El cambio en las propiedades deformacionales no genera ningún cambio en los costos en el ejemplo analizado porque el criterio de diseño decisivo nunca resultó ser el de deformación.

3.3.3 Influencia de la profundidad de cimentación.

En este aspecto se valorará la incidencia que posee la variable d (profundidad de cimentación). Para ello se realizaron varias corridas, aunque los resultados se mostrarán sólo para la columna 23, en dos tipos de suelos diferentes dentro de los seleccionados.

- Caso 1. Columna 23, $c=25\text{kPa}$, $\varphi = 10^\circ$, $E_0 = 6 \text{ MPa}$ (Figura 3.16).

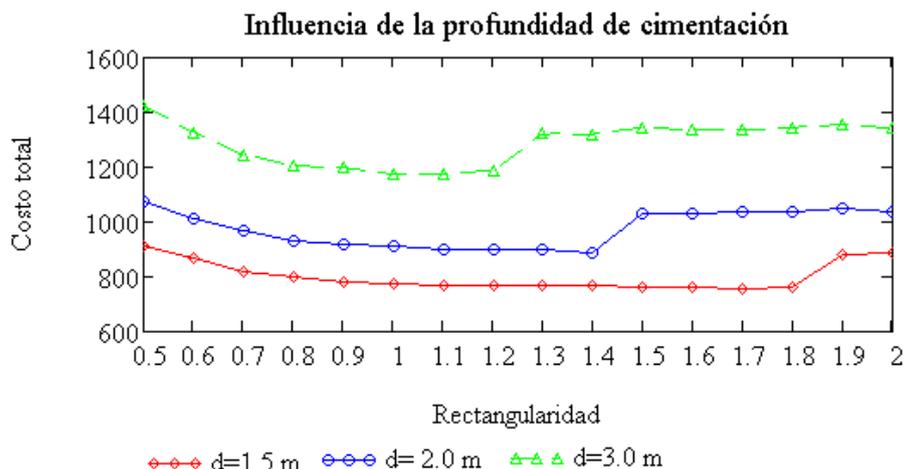


Figura 3.16 Influencia de la profundidad de cimentación: columna 23, $c=25\text{kPa}$, $\varphi = 10^\circ$, $E_0 = 6 \text{ MPa}$.

Fuente: Elaboración propia.

- Caso 2. Columna 23, $c=15\text{kPa}$, $\varphi = 25^\circ$, $E_0 = 10 \text{ MPa}$ (Figura 3.17).

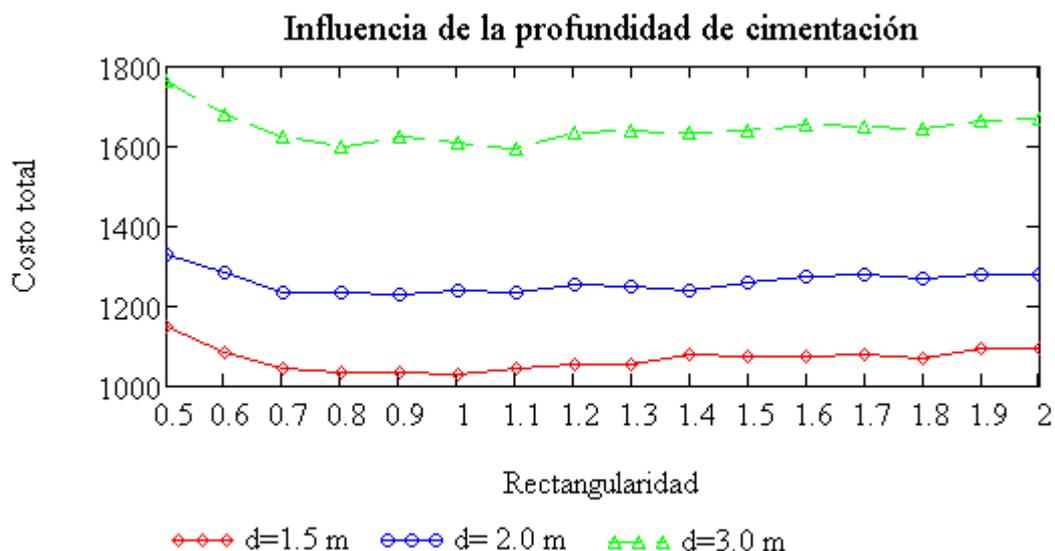


Figura 3.17 Influencia de la profundidad de cimentación: columna 23, $c=15\text{kPa}$, $\varphi = 25^\circ$, $E_0 = 10 \text{ MPa}$.

Fuente: Elaboración propia.

Del análisis de estos gráficos se puede observar que la profundidad de cimentación interviene decisivamente en los costos finales del cimiento hasta tal punto que para

diferencias de sólo un metro de profundidad los costos se incrementan hasta en 50%, para las profundidades analizadas de 1.5 m y 3 m. En trabajos anteriores (López (2009) y Cabrera (2009)) estas diferencias sobrepasaban el 100%. Recodemos que en aquel caso se había adoptado la simplificación de considerar el suelo por encima del nivel de cimentación como relleno. Este resultado determinado por el incremento de los costos del rehincho, actividad que domina la estructura de los Costos Base, los cuales no se ven compensados por la reducción en los costos de otras actividades como hormigonado, elaboración y colocación de refuerzo, etc. Esta tendencia se acentúa con el aumento de ϕ .

Se aprecia que el valor de la rectangularidad óptima puede variar con el cambio de profundidad de cimentación.

3.3.4 Relación entre la rectangularidad geométrica y la efectiva.

Para analizar este aspecto se tomó la influencia de dos columnas que presentasen estados de carga diferentes (23 y 13) para observar que implicaciones tenía esto en los resultados. Se realizaron las corridas pertinentes y se graficaron los resultados para cada caso de estudio como se muestra a continuación.

- Caso 1. Columna 23, $c = 15 \text{ kPa}$, $\phi = 25^\circ$, $E = 20 \text{ MPa}$ (Figura 3.18).

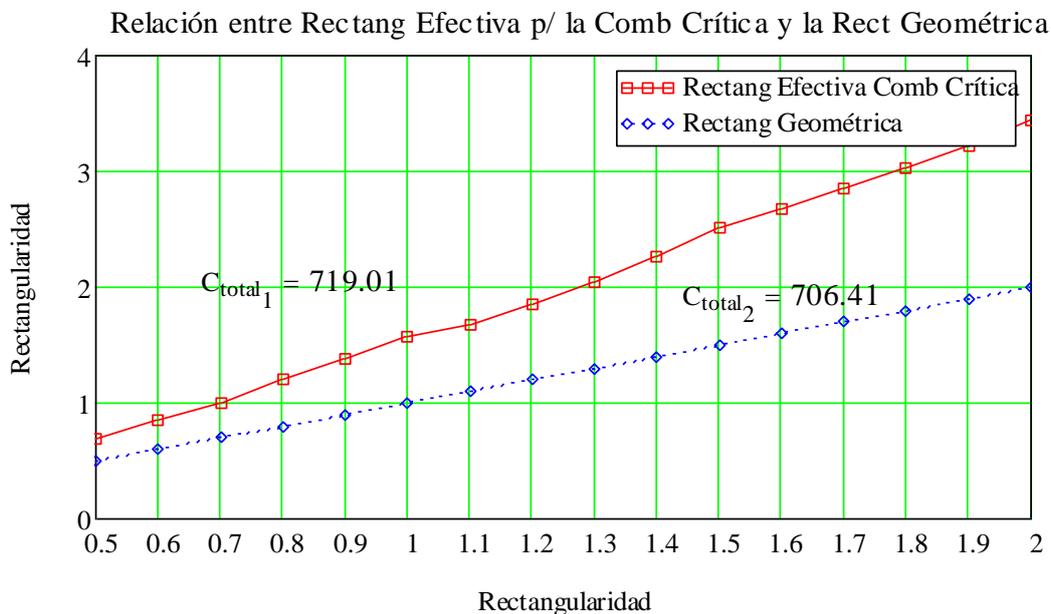


Figura 3.18 Relación entre la rectangularidad efectiva para la combinación crítica y la rectangularidad geométrica, columna 23, para $c = 15 \text{ kPa}$, $\phi = 25^\circ$, $E = 20 \text{ MPa}$.

Fuente: Elaboración propia.

- Caso 2. Columna 13, $c = 30 \text{ kPa}$, $\phi = 5^\circ$, $E = 7 \text{ MPa}$ (Figura 3.19).

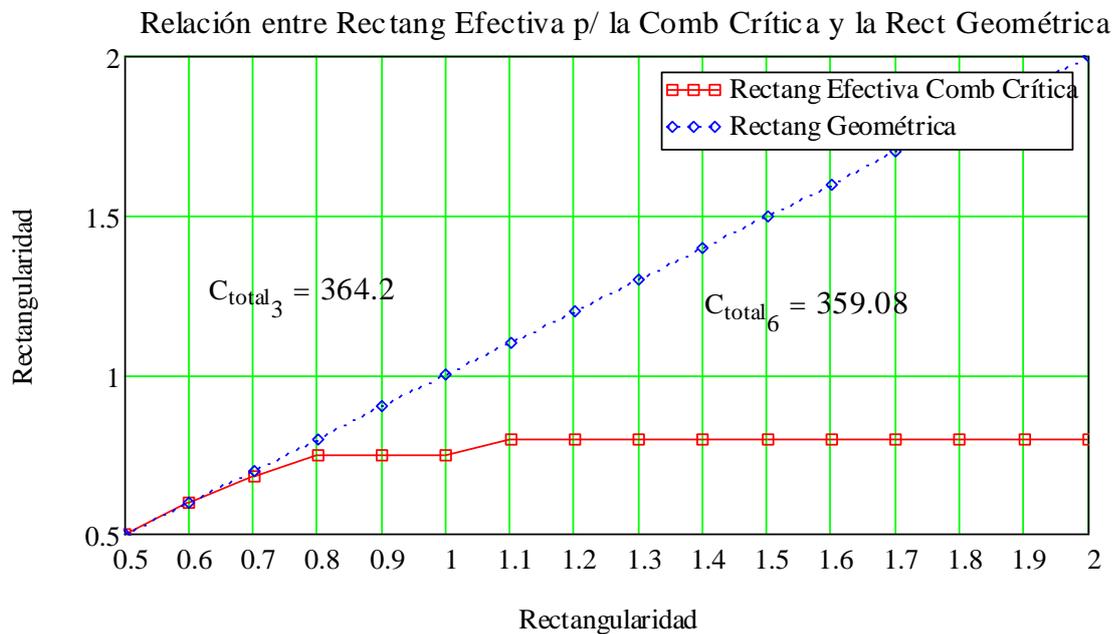


Figura 3.19 Relación entre la rectangularidad efectiva para la combinación crítica y la rectangularidad geométrica, columna 13, para $c = 30 \text{ kPa}$, $\phi = 5^\circ$, $E = 7 \text{ MPa}$.

Fuente: Elaboración propia.

Del análisis realizado del comportamiento de la relación entre rectangularidad geométrica y efectiva se puede apreciar que no hay correspondencia con los resultados obtenidos en los citados trabajos precedentes (López (2009) y Cabrera (2009)), al no existir correspondencia entre las curvas de ambas rectangularidades hasta el valor donde se alcanza la rectangularidad óptima de diseño, aunque se observa que en los ejemplos utilizados la curva de la función objetivo es muy plana (de 1.6 % a 1.8 % de diferencia entre el costo óptimo y el correspondiente a donde se separan ambas curvas). Por lo que la utilización de esta relación como criterio de optimización en estos suelos no resulta aplicable.

3.3.5 Influencia de la excentricidad inicial y la capacidad de carga en la rectangularidad óptima.

Hasta ahora hemos analizado la influencia de algunas variables por separado por lo que se procede a realizar una valoración conjunta de la influencia de varias variables en el óptimo. El siguiente gráfico es el resultado para todas las columnas y todos los tipos de suelos (Figura 3.20).

Rectangularidad Óptima en función de q_{bt}^* y de e_0

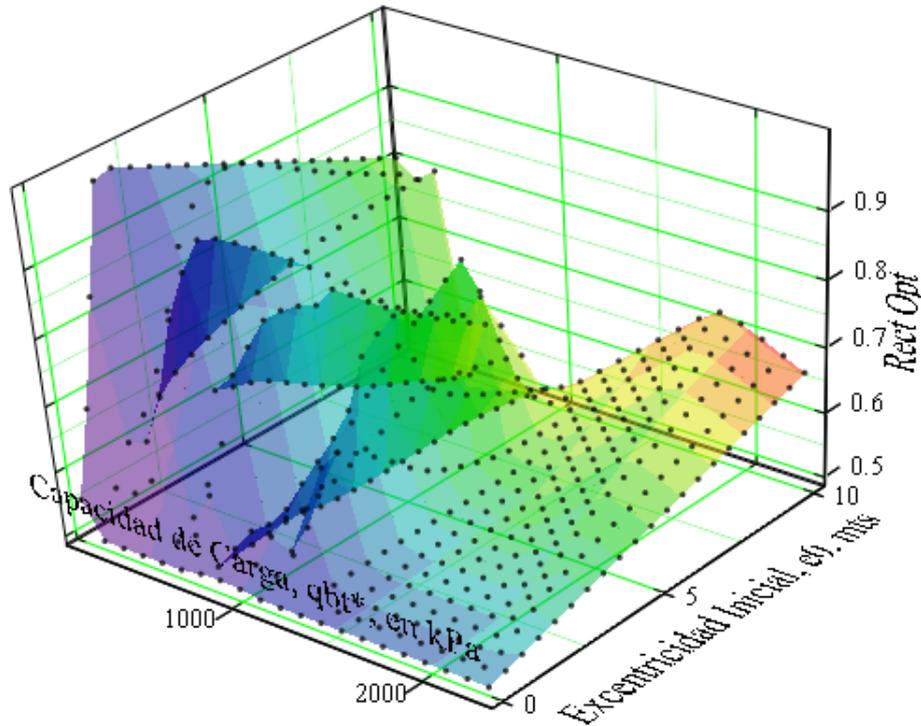


Figura 3.20 Dependencia entre capacidad de carga, excentricidad inicial, rectangularidad óptima.

Fuente: Elaboración propia.

Como se evidencia en el gráfico, la dependencia entre estas tres variables es muy compleja pero de forma general se puede concluir:

- La línea de tendencia general es que la rectangularidad óptima va disminuyendo a medida que se incrementa la capacidad de carga.
- Los puntos discordantes en el gráfico están dados por saltos en el valor de la rectangularidad óptima y generalmente no representan variaciones significativas en los costos finales.

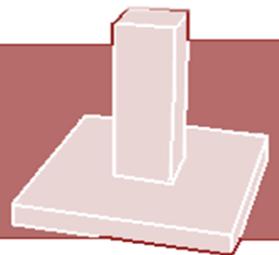
3.4 Conclusiones parciales del capítulo.

Resumiendo las conclusiones fundamentales de este capítulo:

1. Es de vital importancia el auxilio de las técnicas de computación para poder enfrentar la solución de cualquier problema de optimización dado que obtener la misma es una tarea harto complicada.

2. La composición de los costos es variable para el caso de columnas con predominio de carga axial que para columnas con predominio de momento, sobre todo en las actividades de rehincho y hormigonado, en ambos casos estas actividades son las de mayor influencia en el costo total.
3. Se demostró que con el proceso de optimización realizado se pueden reducir los costos en un intervalo de 5 % hasta más de un 10% para el caso de la rectangularidad óptima. La reducción de los costos de la solución óptima respecto a los costos de rectangularidad 1 alcanza hasta un 2%. Por tanto asumir para el diseño rectangularidad uno (1) es un buen aproximado.
4. Queda confirmado que la profundidad de cimentación es una variable que influye notablemente en el valor de los costos totales, ya que con el aumento de esta los costos independientes de las actividades se disparan, principalmente el rehincho y el hormigonado, por tanto la mejor solución es la de menor profundidad.
5. Se comprobó que la calidad del hormigón no influye en la determinación del valor óptimo de la función objetivo, o al menos su variación es insignificante.
6. La rectangularidad óptima disminuye a medida que aumenta la capacidad de carga, tomando para estos casos valores de $(B_{opt.} / L_{opt})$ iguales a 0.5 o cercanos a este.
7. La rectangularidad óptima toma diferentes valores en función de la variación de la excentricidad inicial en la base de la cimentación y de la capacidad de carga.
9. La relación entre rectangularidad geométrica y rectangularidad efectiva es variable en función del estado de carga crítico para cada cimiento y no puede usarse como criterio de optimización en estos casos.

Conclusiones

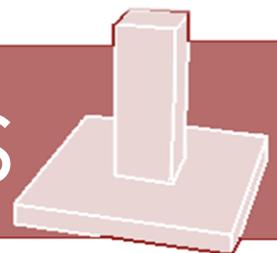


Conclusiones del trabajo de diploma

1. La optimización de estructuras es un procedimiento matemático y numérico que envuelve el manejo de una gran cantidad de variables de diseño así como un gran número de restricciones. Las ecuaciones e inecuaciones que aportan el diseño geotécnico y estructural se combinan para dar como resultado las funciones de restricción, considerando que tenemos un diseño factible si se cumplen las condiciones de igualdad o desigualdad dadas por esas funciones.
2. El procedimiento de optimización que se realizó se basa fundamentalmente en la obtención del diseño completo de un cimiento superficial aislado sobre suelos cohesivo-friccionales que garantice un valor mínimo de la función objetivo.
3. Se utilizó como función objetivo a minimizar los costos base de producción para simplificar el problema, como se dijo con anterioridad los costos indirectos se toman en la mayoría de las obras como un por ciento variable de los costos directos.
4. Queda formulado y resuelto el problema de optimización de cimentaciones superficiales aisladas sobre suelos friccionales, cohesivos y cohesivos-friccionales lo que se define por:
 - a) Establecimiento de la función objetivo.
 - b) Definición de las variables de diseño que intervienen.
 - c) Planteamiento del conjunto de ecuaciones de estado y restricciones.
 - d) Acotar los parámetros asignados de tipo geotécnico, estructural y constructivo y las consideraciones con respecto a la determinación de los costos que se toman en cuenta contribuyen a reducir el problema de optimización en general, pues de otra manera el trabajo resultaría muy engorroso, ampliado en la búsqueda de un grado mínimo de detalle lo cual emplearía mucho tiempo.
5. Es de vital importancia el auxilio de las técnicas de computación para poder enfrentar la solución de cualquier problema de optimización dado que obtener la misma es una tarea harto complicada.
6. Queda confirmado que la profundidad de cimentación es una variable que influye notablemente en el valor de los costos totales para el caso de suelos friccionales ya que con el aumento de esta los costos independientes de las actividades se disparan, principalmente el rehincho y el hormigonado, por tanto se recomienda utilizar la profundidad de cimentación mínima.

7. Con el proceso de optimización realizado para suelos c- ϕ se pueden reducir los costos en un intervalo de 5 % hasta más de un 10% para el caso de la rectangularidad óptima, mientras que la diferencia con respecto a la rectangularidad igual a 1 es de hasta el 2%, por tanto diseñar con rectangularidad igual a 1 es buena aproximación.
8. Se comprobó que la calidad del hormigón no influye en la determinación del valor óptimo de la función objetivo, o al menos su variación es insignificante.
9. De las propiedades del suelo la única que influye en el costo total es la cohesión, para el caso de suelos c- ϕ .
9. Para las cargas estudiadas no se puede establecer relación entre la excentricidad inicial y rectangularidades óptimas, aunque si con las excentricidades a nivel de cimentación.

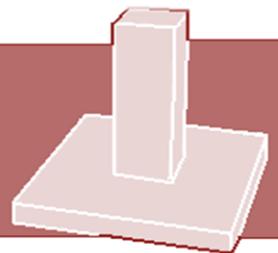
Recomendaciones



Recomendaciones

1. Cimentar a profundidad mínima, debido a la influencia del costo del rehincho en el costo total de la cimentación.
2. Emplear hormigones de 30MPa que garantizan mayor durabilidad, puesto que la calidad del hormigón no influye significativamente en el costo total.
3. Utilizar la hoja de cálculo en vez de las recomendaciones sobre los valores de rectangularidades óptimos a utilizar siempre que se disponga de la misma.
4. Mejorar la hoja de cálculo para ser usada cuando sea necesario realizar un diseño con cargas obtenidas de un análisis de 3D.

Bibliografía



Bibliografía

- MFoundation Brochure. version 5. In GeoDelft (Ed.): GeoDelft.
- Propiedades geotécnicas de suelos para cimentaciones, SNIP-1975 C.F.R. (1975).
- Propiedades geotécnicas de los suelos para cimentaciones, SNIP-1983 C.F.R. (1983).
- RISAFoundation Brochure (2007). Consultado en febrero 2010, desde WWW.RISATECH.COM
- *STAAD.foundation. User's Manual* (2009). Research Engineers International.
- Algin, H. M. Practical formula for dimensioning a rectangular footing. Consultado en 29 junio, 2007, from <http://www.sciencedirect.com>
- Cabrera, M. (2009). *Optimización de cimientos superficiales en suelos cohesivos*. Tesis de grado no publicada, Universidad Central de Las Villas, Santa Clara, Cuba.
- Castellanos, J., & Negrín, A. (1998). La enseñanza de la optimización en la ingeniería civil.
- Diseño Estructural de Cimentaciones. Propuesta de norma no publicada, NC 53-0.39:2002 "Cálculo y Proyecto de Estructuras de Hormigón. Norma Cubana" C.F.R. (2002).
- Chagoyén, E., Negrín, A., Cabrera, M., López, L., & Padrón, N. (2009). Diseño Óptimo de Cimentaciones superficiales rectangulares. Formulación. [Científico]. *Revista de la Construcción, Vol 8 No. 2*(Cimentaciones), 60 a 71.
- Fousek, J. *Tablas de características geotécnicas para la cimentación directa*. Manuscrito no publicado
- Gestal, M. *Introducción a los Algoritmos Genéticos*: Universidade da Coruña. Depto. Tecnologías de la Información y las Comunicaciones.
- Klepikov, S. N. (1967). *Cálculo de Estructuras sobre una base elástica*. Kiev, Ucrania: Budivielnik.
- Merelos, J. J. Informática Evolutiva. Consultados desde <http://kal-el.ugr.es/~jmerelos>
- Precios para la Construcción. PRECONS II. Editorial OBRAS (2008).
- Navarrina, F. (1987). *Una metodología general para optimización de estructural en diseño asistido por computador*. Tesis Doctoral no publicada, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona.
- Negrín, A. (1998). Breve historia de la optimización.
- Negrín, A. (2009). Diseño óptimo de estructuras de Hormigón Armado. Monografía. Santa Clara: Facultad de Construcciones UCLV.
- Penado Rodríguez, M., & Phuc, L. D. (1982a). Nuevo método para el dimensionamiento óptimo de la base de un cimiento rectangular aislado. Primera parte. *Revista Ingeniería Civil. Ciudad de La Habana, Cuba*.
- Penado Rodríguez, M., & Phuc, L. D. (1982b). Nuevo método para el dimensionamiento óptimo de la base de un cimiento rectangular aislado. Segunda parte. *Revista Ingeniería Civil. Ciudad de La Habana, Cuba*.
- Quevedo, G. (1994). *Diseño de Cimentaciones Superficiales. Manual del proyectista*. Santa Clara, Cuba: UCLV.

-
- Quevedo, G. (2002). *Aplicación de los Estados Límites y la Teoría de Seguridad en el Diseño Geotécnico en Cuba*. Universidad Central de Las Villas, Santa Clara, Cuba.
 - Propuesta de Norma para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales por Estados Límites no publicada (2002).
 - Rodríguez, O. D. (2005). *Compendio de tablas para extraer parámetros de diseño y algunas normas cubanas geotécnicas. ENIA # 4*. Manuscrito no publicado.
 - Rojas, L. A. (2009). *Optimización de cimientos aislados en suelos friccionales*. Tesis de grado no publicada, Universidad Central de Las Villas, Santa Clara.
 - Ruano, I. J. C. (1997). Consideraciones generales sobre el diseño óptimo de estructuras. UCLV.
 - Ruiz, S. (1996). El piso de hormigón como cimentación en balsa en naves industriales ligeras.
 - Sotolongo, G. Q., Rodríguez, R. L., & Quoc, B. T. (1983). Rectangularidad económica en cimentaciones superficiales aisladas. *Revista Ingeniería Estructural y Vial. Ciudad de La Habana, Cuba*.
 - Sowers, G. B., & Sowers, G. F. (1972). *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones*. México, D.F.: Limusa-Wuley, S.A.
 - Wang, Y., & Kulhawy, F. H. (2008). Economic Design Optimization of Foundation. [Cientific]. ASCE.
 - Wikipedia.org (2008). Optimización matemática. Consultado desde <http://es.wikipedia.org/wiki/Optimizaci%C3%B3n> el 18 de marzo del 2010.