

**ITERACIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS, VIGAS Y
PLACAS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**

**JUAN MANUEL DOMÍNGUEZ
MABEL LILIANA JAIME SIERRA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2016

**ITERACIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS, VIGAS Y
PLACAS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.**

**JUAN MANUEL DOMÍNGUEZ
MABEL LILIANA JAIME SIERRA**

Proyecto de grado para optar el título de Especialista en Estructuras

Director

**LUIS ALBERTO CAPACHO SILVA
M. Sc en Informática y ciencias de la Computación**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA**

2016

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus agradecimientos a:

Ingeniero Luis Garza por el apoyo brindado en desarrollo de la monografía

Ingeniero Luis Capacho por el apoyo brindado en el desarrollo de la monografía.

A sus familias quienes brindaron un apoyo incondicional, sacrificando el tiempo para el cumplimiento de los objetivos profesionales.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	14
1. OBJETIVOS	16
1.1 OBJETIVO GENERAL	16
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
2. MARCO TEÓRICO	17
2.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES	17
2.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS	19
3. MÉTODO DE ANÁLISIS	21
3.1 DISTRIBUCIÓN DE REACCIONES LINEAL O MÉTODO “RÍGIDO”	21
3.2 MODULO DE REACCIÓN O DE SUBRASANTE	23
4. MÉTODO GENERAL ITERACIÓN SUELO ESTRUCTURA (ISE)	25
4.1 EL SUELO	25
4.2 MÉTODO DE ZEEVAERT	27
4.3 MATRIZ DE RIGIDEZ DEL SUELO	30
4.4 LA ESTRUCTURA	33
5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES	36
5.1 VIGAS DE FUNDACIÓN	36
5.1.1 Reducción de asentamientos diferenciales	37

5.1.2 Atención de Momentos Generados por Excentricidades No Consideradas en el Diseño	38
5.1.3 El Mejoramiento del Comportamiento Sísmico de la Estructura	39
5.1.4 El arriostramiento en laderas	41
5.1.5 La Disminución de la Esbeltez en Columnas	42
5.1.6 El Aporte a la Estabilización de Zapatas Medianeras	42
5.2 DIMENSIONES MINIMAS	43
5.3 REFUERZO LONGITUDINAL	43
5.4 REFUERZO TRANSVERSAL	43
6. DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS	45
6.1 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS	45
6.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ZAPATAS AISLADAS	46
6.3 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS SOMETIDAS SOLO A CARGA AXIAL	46
6.3.1 Obtener la Carga de Servicio P	47
6.3.2 Determinar el Ancho B de la Zapata	47
6.3.3 Espesor h de la zapata	48
6.3.4 Chequear Punzonamiento	48
6.3.5 Chequear Cortante unidireccional	52
6.3.6 Chequear el Momento para Calcular el Acero de Refuerzo	53
6.3.7 Chequear el aplastamiento	55
6.3.8 Detalles de refuerzo	56
6.4 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCENTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN UNIAXIAL	57

6.4.1 Consideraciones sobre Zapatas con Flexión Uniaxial	57
6.4.2 Determinación del ancho B de la Zapata.	59
6.5 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN BIAxIAL	59
6.5.1 Consideraciones sobre Zapatas con Flexión Biaxial	59
6.5.2 Determinación del ancho B y largo L de la Zapata.	61
6.6 DISEÑO DE ZAPATAS ENLAZADAS	61
7. DISEÑO DE LOSAS DE CIMENTACIÓN	64
8. CONCLUSIONES	68
BIBLIOGRAFÍA	71

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Distribución de presiones	22
Figura 2. Variación de las Reacciones, Asentamientos y Momentos del Suelo al variar la Deformabilidad del Suelo	22
Figura 3 Partición para el caso de estratos paralelos	26
Figura 4. Desplazamiento obtenidos en el suelo a partir de una presión unitaria	31
Figura 5 Cimentación con Viga de Fundación	36
Figura 6 Momento Inducido en un extremo de la viga de Fundación por el Asentamiento Diferencial	38
Figura 7 La Viga de Fundación toma los momentos resultantes del análisis estructural y la zapata la carga axial	39
Figura 8 Vigas para Arriostro miento en edificios construidos en laderas.	42
Figura 9 Zapata Concéntrica	47
Figura 10. Punzonamiento en zapata que soporta columna.	49
Figura 11 Punzonamiento en zapata que soporta columna de acero.	50
Figura 12 Cortante unidireccional en zapata que soporta columna, o elemento de concreto.	52
Figura 13 Cortante unidireccional en zapata que soporta columna metálica.	52
Figura 14 Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna, pedestal o muro de concreto.	54
Figura 15 Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna metálica (a) y muro de mampostería estructural (b)	54
Figura 16 Geometría para el chequeo del aplastamiento.	56
Figura 17 Modelo estructural en zapata con flexión uniaxial, cuando $e < L/6$	58
Figura 18 Zapata con flexión uniaxial, cuando $e > L/6$	59
Figura 19 Zapata con P_u , $M_x = M_{ux}$, $M_y = M_{uy}$	60

Figura 20 Geometría zapatas con viga de Enlace.	62
Figura 21 Apoyo de la Viga de enlace en la zapata central.	63
Figura 22 Diversas formas de diseñar y construir una losa de cimentación.	66

RESUMEN

TITULO: ITERACIÓN SUELO ESTRUCTURA PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS, VIGAS Y PLACAS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES^{*}.

AUTORES: JUAN MANUEL DOMINGUEZ RIOS
MABEL LILIANA JAIME SIERRA^{**}

PALABRAS CLAVE: CIMENTACIONES, ISE, ZAPATAS

DESCRIPCION:

El presente trabajo brinda al lector información acerca del comportamiento de las estructuras de cimentación teniendo en cuenta el contacto del suelo y la estructura, ya que tradicionalmente el análisis estructural se realiza con las hipótesis de que la estructura de los edificios está empotrada en el suelo, es decir, apoyada en un material indeformable, hipótesis que no es una condición común en fundaciones. De otro lado, el ingeniero de suelos, para el cálculo de las condiciones de servicio por asentamiento del suelo, desprecia la rigidez de la estructura, cuyo modelo son solo las resultantes de las reacciones.

La información contenida busca comprender que los efectos del suelo y la estructura, se produce por el hecho de que al estar en contacto se deforman como un conjunto, determinar las reacciones y las deformaciones del sistema, teniendo en cuenta la compatibilidad de deformaciones, acercando a un comportamiento real de la estructura, ya que ni el suelo es indeformable ni la estructura tan flexible como para que sus efectos no estén interrelacionados.

Los procedimientos aquí descritos son una forma simplificada para llevar a cabo una estructura de cimentación eficiente y bajo los parámetros de diseño que exige la normativa colombiana en cuanto a su comportamiento y durabilidad.

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingenierías físico mecánicas, escuela de Ingeniería Civil, Especialización en Estructuras
Director: Luis Alberto Capacho Silva

SUMMARY

TITLE: ITERATION SOIL STRUCTURE FOR DESIGN OF FOOTINGS, BEAMS AND PLATES OF SHALLOW FOUNDATIONS^{*}.

AUTHORS: JUAN MANUEL DOMINGUEZ RIOS,
MABEL LILIANA JAIME SIERRA^{**}

KEYWORDS: FOUNDATIONS, ISE, FOOTINGS

DESCRIPTION: This work provides the reader with information about the behavior of foundation structures considering soil contact and structure, as traditionally the structural analysis is carried out with the assumption that the building structure is embedded in the ground, which is, supported by a non-deformable material, a hypothesis that is not a common condition in foundations. On the other hand, the soils engineer for the calculation of operating conditions by soil settlement, despises the rigidity of the structure, the model is only the result of reactions.

The information seeks to understand that the effects of soil and structure are caused by the fact that when in contact are deformed as a whole, determine the reactions and deformations of the system, taking into account the compatibility of deformations, approaching an actual behavior of the structure, since neither the floor is indestructible, nor the structure as flexible as its effects are not interrelated.

The procedures described here are a simplified way to perform an efficient foundation structure under the design parameters required by Colombian regulations regarding their performance and durability.

^{*} Project of grade

^{**} Faculty of Mechanical Engineering physical, School of Civil Engineering, Specialization in Structures
Director: Luis Alberto Capacho Silva

INTRODUCCIÓN

Existen algunos factores, entre los que se nombran a continuación, son causa de las fallas de las estructuras en el proceso constructivo y durante su vida útil dice **G.P.Tschebotarioff** quien dedicó una buena parte de su actividad profesional a la patología de estructuras.

- a) Los ingenieros encargados del diseño estructural y la construcción tenían conocimientos inadecuados sobre los problemas de la mecánica de suelos.
- b) Los ingenieros de suelos no tomaron en cuenta los efectos estructurales.
- c) Los ingenieros encargados de la toma de decisiones carecían de una suficiente comprensión de los anteriores campos de la ingeniería.

La relación existente entre el suelo y la estructura es un factor importante que incide especialmente en el comportamiento ante cargas de servicio y durabilidad de una edificación, la desinformación que se tenga entre los profesionales en geotecnia y los ingenieros estructurales conllevan a un fracaso en el desempeño sísmico y resistente de la edificación.

En este sentido, se puede citar el ejemplo típico de cálculo de una edificación: El ingeniero estructural calcula las fuerzas internas a que estará sujeta la estructura sin considerar el desplazamiento de los apoyos, y el ingeniero de suelos estima los asentamientos sin tomar en cuenta la rigidez de la estructura.

El problema de la interacción suelo-estructura se reduce a encontrar los efectos que en el suelo y la estructura produce el hecho de que al estar unidos, deben deformarse iguales, es decir, determinar las reacciones y las deformaciones del sistema, teniendo en cuenta la compatibilidad de ellos ante estos fenómenos.

Durante la etapa de diseño de las cimentaciones de las estructuras se asume que el suelo tiene un comportamiento estable e indeformable pero desafortunadamente esta condición es poco probable y es la causante de varias patologías en los elementos no estructurales y en algunos casos la estructura como tal. De otro lado, el ingeniero de suelos, para el cálculo de las condiciones de servicio por asentamiento del suelo, desprecia la rigidez de la estructura, cuyo modelo son solo las resultantes de las reacciones.

La realidad es que ni el suelo es indeformable ni la estructura tan flexible como para que sus efectos no estén interrelacionados. Al final de cuentas, el sistema suelo-estructura es un continuo cuyas deformaciones del uno dependen del otro, pero es aceptable que los estudios previos dependan el uno del otro de tal manera que es necesario realizar un anteproyecto estructural de parte del ingeniero calculista donde se defina el sistema estructural a utilizarse con cargas de servicio que se aproximen a la realidad esperada para el estudio geotécnico, donde se tendrá en cuenta estas variables para evaluar definitivamente las condiciones a tenerse en cuenta en un diseño sísmico óptimo y resistente.

Es una cosa sabida en la Mecánica de Suelos, que lo anterior no es así, ya que por ser el suelo un continuo, las deformaciones, además de la presión, dependen del tamaño de la fundación. A mayor tamaño, mayor asentamiento para iguales presiones por ser mayor y más profundo el bulbo de presiones. Luego entonces, con el procedimiento anterior, se están diseñando las zapatas para que se generen asentamientos diferenciales. Sería más compatible con la hipótesis de diseño, diseñar para iguales asentamientos en lugar de iguales presiones. El ejemplo anterior solo ilustra una de las muchas incongruencias que se presentan por el manejo de hipótesis de trabajo distintos en ambas disciplinas, en el diseño rutinario, pero que por los criterios conservadores que usualmente están incluidos en la determinación de la capacidad de carga admisible, no necesariamente desembocan en patologías en la mayoría de los casos.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Definir los métodos de análisis en el diseño de cimentaciones superficiales, teniendo en cuenta la iteración suelo estructura.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Variables a tener en cuenta en la Iteración Suelo Estructura para el diseño de vigas de fundación.
- Variables a tener en cuenta en la Iteración Suelo Estructura para el diseño de zapatas aisladas concéntricas.
- Variables a tener en cuenta en la Iteración Suelo Estructura para el diseño de zapatas enlazadas.
- Variables a tener en cuenta en la Iteración Suelo Estructura para el diseño de losas de cimentación.

2. MARCO TEÓRICO

La cimentación es la estructura encargada de transmitir las cargas de servicio de una edificación al suelo, su diseño depende en parte al sistema de resistencia sistema adoptado por el modelo de la estructura y las condiciones propias de terreno. Existen dos tipos de cimentaciones: profundas y cimentaciones superficiales, las primeras representadas por pilotes y pilas o caissons y las segundas por zapatas unidas con vigas de enlace, placas flotantes y vigas de cimentación corridas.

2.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Una cimentación superficial representada por una zapata es un elemento de gran área con respecto a su altura, es la encargada de llevar la carga al suelo a una profundidad no mayor de cuatro metros. Bajo este sistema la reacción del suelo equilibra la fuerza transmitida por la estructura. Esta reacción de fuerzas, que no tiene un patrón determinado de distribución, se realiza en la interface entre el suelo y la sección transversal de la cimentación que está en contacto con él. En este caso, el estado de esfuerzos laterales no reviste mayor importancia. En consecuencia, el comportamiento estructural, de una cimentación superficial tiene las características de una viga o de una placa.

Las cimentaciones superficiales cuya característica principal es su sistema constructivo que no representa mayor dificultad puede ser de varios tipos, según su función: zapata aislada, zapata combinada, zapata continua o losa de cimentación.

En una estructura, una zapata aislada, que puede ser concéntrica, medianera o esquinera se caracteriza por soportar y trasladar al suelo la carga de un apoyo individual; una zapata combinada por soportar y trasladar al suelo la carga de varios apoyos y una losa de cimentación o placa por sostener y transferir al suelo la carga de todos los apoyos.

Las zapatas individuales se plantean como solución en casos sencillos, en suelos de poca compresibilidad, suelos duros, con cargas de la estructura moderadas. Con el fin de darle rigidez lateral al sistema de cimentación, las zapatas aisladas siempre deben interconectarse en ambos sentidos por medio de vigas de amarre.

Las zapatas combinadas se plantean en casos intermedios, esto es, suelos de mediana compresibilidad y cargas no muy altas. Con esta solución se busca una reducción de esfuerzos, dándole cierta rigidez a la estructura, de modo que se restrinjan algunos movimientos relativos, también son usadas cuando encontramos dos elementos cargados axialmente como las columnas a una distancia tal que sus zapatas se traslapan una con la otra, por lo tanto se diseña un solo elemento de transmisión y se equilibran sus esfuerzos con el área geométrica del elemento de fundación.

La losa de cimentación por lo general ocupa toda el área de la edificación. Mediante esta solución se disminuyen los esfuerzos en el suelo y se minimizan los asentamientos diferenciales.

Cuando se trata de atender y transmitir al suelo las fuerzas de un muro de carga, se usa una zapata continua o corrida, cuyo comportamiento es similar al de una viga.

2.2 CIMENTACIONES PROFUNDAS

Al contrario de una cimentación superficial una cimentación profunda es una estructura cuya sección transversal es pequeña con respecto a la altura y cuya función es trasladar las cargas de una edificación a profundidades comprendidas aproximadamente entre 4 m y 40 m.

A diferencia de las cimentaciones superficiales, en una cimentación profunda, no solamente se presentan reacciones de compresión en el extremo inferior del elemento sino también laterales. En efecto, la cimentación profunda puede estar sometida a momentos y fuerzas horizontales, en cuyo caso, no solo se desarrollará una distribución de esfuerzos en el extremo inferior del elemento, sino también lateralmente, de modo que se equilibren las fuerzas aplicadas. En consecuencia, el comportamiento estructural de una cimentación profunda se asimila al de una columna. Las cimentaciones profundas pueden ser de dos tipos: Pilotes o pilas.

Los pilotes, que tienen máximo un diámetro del orden de 0.80 m, son comparativamente más flexibles que las pilas cuyo diámetro es superior a los 0.80 m. La respuesta frente a sollicitaciones tipo sismo o carga vertical es diferente en cada una de estas dos estructuras.

Por las limitaciones de carga de un pilote individual, frecuentemente es necesario utilizar varios elementos para un mismo apoyo de la estructura en cuyo caso se utiliza una zapata apoyada en varios pilotes. En otros casos, la situación puede ser aún más compleja: zapatas combinadas o losas de cimentación apoyadas en varios pilotes.

Cuando se utilizan pilas como sistema de cimentación, generalmente se emplea un elemento por apoyo. Las pilas están asociadas a cargas muy altas, a

condiciones del suelo superficialmente desfavorables y a condiciones aceptables en los estratos profundos del suelo, a donde se transmitirán las cargas de la estructura.

En cuanto a los sistemas constructivos, los pilotes pueden ser pre excavados y vaciados en el sitio o hincados o prefabricados e instalados a golpes o mediante vibración o presión mecánica. Las pilas siempre son pre excavadas y vaciadas en el sitio. El sistema constructivo empleado, tendrá incidencia en el diseño.

Las pilas pueden o no ser reforzadas. En las zonas con riesgo sísmico importante conviene reforzarlas, al menos nominalmente, lo mismo que en el caso de edificios en zonas sometidas a deslizamientos, reptación, ó creep, en las que las pilas pueden quedar sometidas a sollicitaciones horizontales importantes.

3. MÉTODO DE ANÁLISIS

3.1 DISTRIBUCIÓN DE REACCIONES LINEAL O MÉTODO “RÍGIDO”

En elementos de cimentación tales como vigas continuas y losas la interacción suelo – estructura es más compleja debido al alto grado de indeterminación de estos elementos. En distribución de reacciones del suelo incide fuertemente sobre los elementos mecánicos de diseño. El procedimiento de cálculo más simple consiste en suponer que tal distribución de línea, y una vez calculado el armado necesario para resistir tales elementos mecánicos, se suele adoptar coeficientes de seguridad grandes, tales como colocar el mismo armado en el lecho inferior y superior a la viga, o aún más acero con objeto de cubrir las incertidumbres derivadas de tal simplificación (Terzaghi, 1943). En las figuras 1 y 2 pueden apreciarse los resultados comparativos del procedimiento anterior y otro elemento finito que pudiera considerarse más preciso, aplicados a una viga cajón en suelo muy compresible.

Como se muestra en la figura 1, la distribución de presiones, salvo en las orillas, se acerca a la distribución lineal. Pero en la figura 2 la diferencia de los momentos de diseño es muy grande, no solo en la magnitud, sino incluso en el sentido de los mismos. Sin embargo, estas diferencias no pueden generalizarse, pues depende de los factores en juego, tales como la rigidez de la estructura y su geometría, las propiedades esfuerzo-deformación del suelo y el material de la estructura, el tiempo, la magnitud y distribución de las cargas aplicadas.

Figura 1. Distribución de presiones

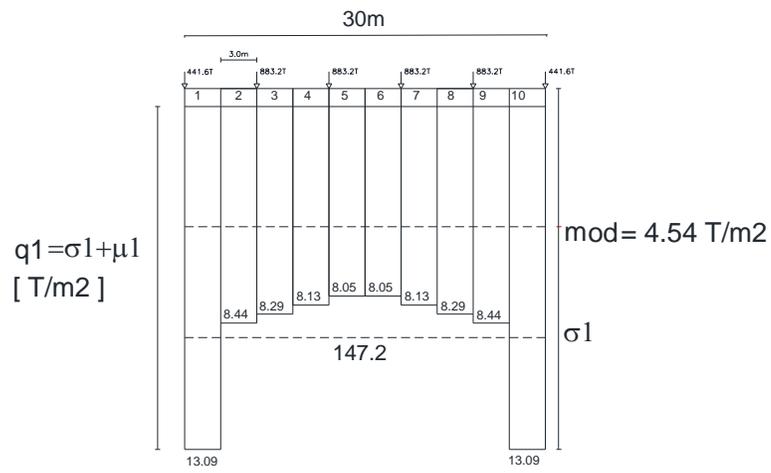
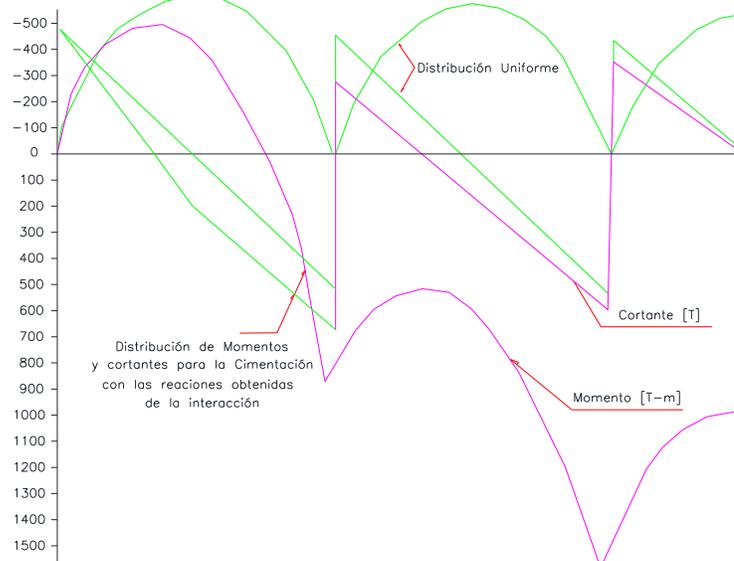


Figura 2. Variación de las Reacciones, Asentamientos y Momentos del Suelo al variar la Deformabilidad del Suelo



En suma, dadas las incertidumbres involucradas en este procedimiento, se considera poco aconsejable en la práctica.

3.2 MODULO DE REACCIÓN O DE SUBRASANTE

En la publicación de Winkler, (1867), la hipótesis de trabajo consistía en suponer que la distribución de presiones es proporcional al asentamiento, definiéndose el factor de proporcionalidad $K_s = q/\delta$ como módulo de reacción o coeficiente de Balasto, en cual es constante en toda la superficie de contacto. El modelo físico equivalente consistiría en una viga apoyada sobre una serie de resortes en paralelo con la misma rigidez. En términos de la ecuación de la elástica, la condición anterior puede representarse por

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = -Ksy$$

El valor de K_s depende de la geometría, distribución de cargas y propiedades mecánicas del suelo. Los procedimientos para obtenerlo se basan en recomendaciones empíricas (Terzaghi, 1955) a partir de pruebas de placa cuya interpretación requiere del criterio del Ingeniero, debido a los efectos de escala y del tiempo.

A partir de esta hipótesis (Hetenyi, 1964) se han derivado una gran variedad de soluciones en el campo de la ingeniería de los suelos sin embargo, su uso debe tomarse con precaución, como puede ejemplificarse por el hecho de que para una cimentación de rigidez considerable, tal como la mostraba la figura 1, en la que el asentamiento resulta uniforme, también la distribución de presiones calculada por este procedimiento resultara uniforme, pudiendo hacer para este caso comentarios similares a los hechos para la distribución lineal. En síntesis, los resultados

obtenidos así, deben verse como una pobre aproximación, debido principalmente a dos razones:

- a. El módulo de reacción no es constante aún para una viga de sección constante y suelo isótropo y homogéneo.
- b. El considerar que los resortes son independientes entre sí de tal forma que la presión que se ejerce en cualquiera de ellos no afecta los resortes vecinos, despreciando el efecto de medio continuo del suelo, en el que la presión aplicada en un punto es transmitida a los puntos vecinos.

Estas dos razones pueden considerarse como la principal limitante del método, se podría aceptar solo en el caso en el que exista una superficie de separación de los elementos de cimentación como para poder ignorar su interacción como puede suceder en las zapatas aisladas. Aún la implementación de coeficiente K_s variables a lo largo de la fundación (Bowles, 1988 y García, 1991), no puede considerar el hecho de que el coeficiente de Balastro no es una propiedad del suelo, sino que depende en una gran parte de la estructura.

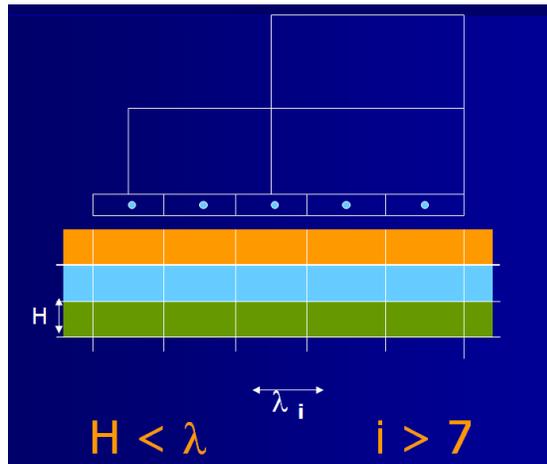
4. MÉTODO GENERAL ITERACIÓN SUELO ESTRUCTURA (ISE)

4.1 EL SUELO

El suelo es un medio continuo no homogéneo cuyos estados y propiedades geométricas deben determinarse por medio de investigaciones de campo y laboratorio e interpretadas de acuerdo a cada caso en particular.

En principio, el suelo debe ser dividido en elementos rectangulares a partir de las reacciones en que vaya a dividirse la estructura de cimentación. Es importante que la dimensión vertical no sea mayor que las horizontales, con objeto de obtener una precisión adecuada. A continuación, deben asignarse a cada elemento las propiedades esfuerzo-deformación que le correspondan de acuerdo a la investigación realizada. En realidad, dado que los suelos presentan algún tipo de estratificación, y que muy raras veces se podrá tener información suficiente sobre cada elemento en particular, se suelen asignar las mismas características a los elementos en una horizontal, lo que equivale a decir que la estratigrafía es paralela. Si ese no es el caso y se dispone de suficiente información, el procedimiento que se describirá puede aplicarse con los mismos conceptos, aunque se considera que no se justificaría en la práctica, salvo en muy pocos casos. Esta partición se muestra en la figura 3, para el caso de estrato paralelos que se tratará en estas notas, y para el análisis plano.

Figura 3 Partición para el caso de estratos paralelos



Si bien es cierto que al asignar un número mayor de elementos se obtendrá una precisión mayor, también el manejo del problema es más complicado. Es pues, en la práctica, aconsejable que el número de dovelas (subdivisiones en el sentido horizontal) sea del orden de 8 a 10, o incluso mayor si la geometría de la estructura lo requiere. Es deseable también, que al elegir la disposición de las dovelas, las columnas queden en el centro de una de ellas, aún a pesar de que las dovelas no tengan el mismo tamaño. En las orillas esta condición no siempre se puede cumplir, lo cual puede conducir a un error en el momento de la columna de orilla en el cual se minimiza si dicha dovela es pequeña.

En mecánica de suelos las deformaciones de cada elemento se obtienen de la siguiente manera:

$$\delta = M.H.\Delta\sigma \quad (1)$$

Donde:

δ : deformación del suelo

H : Espesor del estrato

$\Delta\sigma$: Diferenciales de esfuerzos

Y M es el módulo de deformación del suelo, y es una función del nivel de esfuerzos y del tiempo para un material dado, definir el valor apropiado es tarea del Ingeniero de suelos a partir de la investigación de campo y laboratorio. Puesto que no se conoce la distribución de esfuerzos de contacto, y por lo tanto, tampoco los niveles de esfuerzos, no es posible a prioridad conocer el valor de M con precisión.

En mecánica de suelos, el método de cálculo de asentamientos que mejor resultados ofrece es un híbrido en el que los esfuerzos inducidos en la masa de suelo se calculan por medio de las soluciones derivadas de la teoría que consideran los efectos a la anisotropía del suelo, y las deformaciones por teoría que consideran los efectos de cambio de volumen y desplazamiento relativos entre partículas relacionados con el tiempo (Terzaghi, 1943), (Zeevaert, 1983). Las propiedades esfuerzo-deformación y tiempo para este efecto son obtenidas a partir de pruebas de laboratorio en muestras inalteradas (pruebas triaxiales y de consolidación).

Así lo comprendió Chameki (1956) quien propuso un método para considerar la rigidez de la estructura en el cálculo de asentamiento en el cual las partes correspondientes a la estructura y al suelo son calculadas de acuerdo a los métodos usuales en cada especialidad. El método sin embargo, era de aplicación limitada a marcos apoyado en zapatas aislada.

4.2 MÉTODO DE ZEEVAERT

En 1975 fue publicado el método de Zeevaert, el cual se diferencia de los métodos de elementos finitos (Zienkiewicz y Cheung, 1964), por no compartir la complejidad teórica usual de estos métodos. Los conceptos necesarios para su uso no van más allá de los que normalmente disponen los ingenieros estructurales

y de suelos, y el acercamiento físico al problema podría decirse que se ha difundido desde los pocos investigadores que lo manejaban, hasta el ingeniero de la práctica. La aproximación obtenida puede considerarse dentro de los límites usuales en ingeniería, a condición de conocer adecuadamente las características del suelo

Posteriores esfuerzos (Demeneghi, 1979), (Garza 1984) a partir de los trabajos de Zeevaert, han pretendido facilitar aún más los cálculos, mediante simplificaciones que evite el uso de iteraciones y permitan una ampliación eficiente por medio de microcomputadores, tomando en cuenta la superestructura.

Recientemente propuesto en este trabajo, si se tiene conciencia de sus hipótesis y se hacen las correcciones del caso, conduce a resultados prácticamente iguales a los modelos de condensación más elaborados (Demeneghi, 1979 y Molano, 1992). Inicialmente el modelo se propuso para análisis planos. Sin embargo, más adelante se presenta la modelación tridimensional y su sistematización interactiva con programas avanzados de estructuras como SAP2000 (Echavarría y Hoyos, 1994).

Sin embargo, como primera aproximación y en la práctica usualmente suficiente se puede elegir los valores de M correspondientes al esfuerzo afectivo original de campo. Si se requiera, lo cual en general no se justifica, una vez denominados los esfuerzos de contacto se pueden corregir el valor de M y volver a repetir el proceso. Con respecto al tiempo, no solo varía el módulo de deformación del suelo sino también el módulo de rigidez del concreto, lo que implicaría resolver el problema para varios valores posibles de ambos parámetros a través del tiempo. Sin embargo, atendiendo al monto de las variaciones por este concepto, que no suelen ser considerables, es opinión del autor que pueden trabajarse con valor de E del orden de la mitad de los propuestos por los códigos al tiempo que se establezca un valor de M que corresponda a prácticamente el total de las

deformaciones. De esta forma, puede obtenerse un criterio prácticamente el total del excesivamente conservador en el diseño del refuerzo de la estructura, y la estimación de los asentamientos diferenciales, debe tenerse en cuenta en este punto, que las incertidumbres son grandes ya que desde el mismo proceso constructivo empiezan a presentarse deformaciones en la estructura y el suelo, (posiblemente una gran parte de ellas), al mismo tiempo que van variando con mayor intensidad sus respectivos módulos.

En la ecuación (1), H representa la altura del elemento cuya geometría se ha propuesto inicialmente, y el esfuerzo vertical inducido por las presiones de contacto aplicadas que son desconocidas. Este esfuerzo puede ser estimado a partir de soluciones derivadas de la teoría de la elasticidad atendiendo el tipo de suelo y sus restricciones de deformación, normalmente distinguidos en tres categorías:

- a. Suelo cuyo módulo de deformación disminuye con el confinamiento, como en las arenas (solución de Frolich).
- b. Suelos cuya deformabilidad es aproximadamente constante con la profundidad (Solución de Boussinesq).
- c. Suelo cuya deformabilidad lateral está restringida, como en estratos comprensibles de poco espesor o inaterestratificados con estratos más rígidos (Solución de Westergard).

En Cualquier caso, el esfuerzo vertical inducido puede presentarse por una función de la carga aplicada en la superficie.

$$\Delta\sigma = I \cdot q \quad (2)$$

Donde I es el coeficiente de influencia que depende del tipo de carga y sus dimensiones y la posición del punto considerando con respecto a dicha carga, y q

es la carga. Para nuestro caso, dicha influencia será evaluada en el centro geométrico de cada elemento de suelo considerado.

De estas tres posibles soluciones puede observarse que u utilización produce una pequeña variación en las fuerzas internas de la estructura y una variación en el cálculo de asentamientospor lo tanto es posible establecer como metodo de trabajo una sola por ejemplo la de Boussinesq, la cual dará en la mayoría de los casos resultados intermedios.

En la ecuación (1) la porción MH es conocida a partir de los criterios expuestos anteriormente y puede ser sustituida por:

$$\alpha \square \square \square M.H \quad (3)$$

Quedando dicha ecuación de la forma:

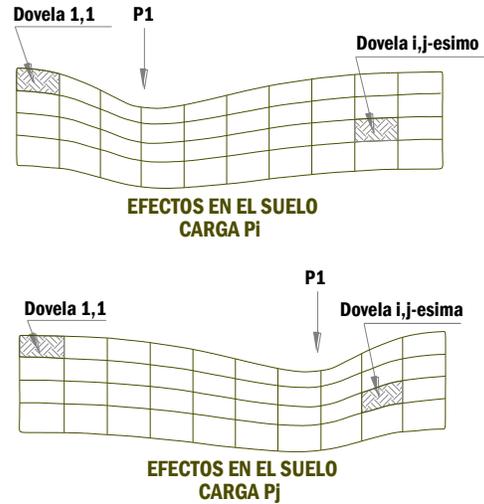
$$\square \square \square \square \alpha \square \square q \quad (4)$$

4.3 MATRIZ DE RIGIDEZ DEL SUELO

Como no se conocen la distribución de presiones aplicadas al suelo, ni tampoco los asentamientos, es posible establecer la relación entre los mismos, a partir de la subdivisión en dovelas hecha anteriormente.

De la misma forma que se obtienen los coeficientes de flexibilidad en el método de las fuerzas, pueden obtenerse los desplazamientos en el suelo correspondiente a una presión unitaria, como se ve en la figura 4.

Figura 4. Desplazamiento obtenidos en el suelo a partir de una presión unitaria



Por ejemplo, para obtener el desplazamiento unitario en i cuando la carga está aplicada en J

$$\bar{\delta}_{ij} = I_{ij}^A \alpha^A + I_{ij}^B \alpha^B + I_{ij}^C \alpha^C \quad (5)$$

Debe notarse, sin embargo que $\delta_{ji} = \delta_{ij}$ solo cuando el ancho de la dovela i es igual al de la dovela j, lo que implica que la matriz de flexibilidad del suelo puede no ser simétrica. Este trabajo puede sistematizarse fácilmente si para obtener los renglones de la matriz de flexibilidad se utilizan matrices: así el renglón m de dicha matriz, corresponde a las flexibilidades en todas las dovelas cuando la carga está aplicada en m será:

$$\bar{\delta}_{mi} = I_{jm}^T \delta^N \quad (6)$$

Donde $[I_{jm}^N]$ es la matriz de influencia en todos los puntos cuando la carga está aplicada en m y $|\delta^N|$ es el vector de coeficientes de deformación, para cada estrato.

La expresión anterior es válida para estratigrafía paralela. La matriz de flexibilidad así formada no es una verdadera matriz de flexibilidad pues está en función de presiones y no de fuerzas.

$$\delta = [\bar{\delta}_{ij}] q_i \quad (7)$$

Esta ecuación es conocida como la Ecuación Matricial de Asentamientos, o simplemente EMA (Zeevaert, 1980).

En el método de flexibilidades, las deformaciones referidas a las reacciones, D_r , se calculan como:

$$D_r = F_s R \quad (8)$$

Donde F_s es una matriz de flexibilidad del suelo y R sería el vector de reacciones del suelo.

Como se sabe la inversa de la matriz de flexibilidad es una matriz de rigidez, y si además se introducen las áreas de las dovelas, se obtiene una “verdadera” matriz de rigidez del suelo.

$$K_s = \{[\bar{\delta}_{ij}] [A_{ii}^{-1}]\}^{-1} \quad (9)$$

Donde A_{ij} es una matriz diagonal cuyos elementos son las áreas de cada dovela y los demás elementos son cero. Si todas las áreas son iguales, la matriz A_{ij} es una constante.

De esta forma:

$$R = -K_s D_r \quad (10)$$

Donde R son las resultantes de las presiones de contacto en cada dovela o reacciones, y D_r el vector de desplazamiento del suelo en la dirección de las reacciones.

El signo negativo obedece a la convención de que los desplazamientos hacia abajo son negativos, y las reacciones hacia arriba positivas.

4.4 LA ESTRUCTURA

Las hipótesis utilizadas en la estructura son las mismas utilizadas en todo análisis estructural, solo que para efecto de análisis de ISE se supone que los esfuerzos de contacto pueden representarse por las resultantes en el centro de cada dovela. El error inducido por este hecho puede corregirse parcialmente si al final del análisis se determinan las fuerzas internas de la fundación substituyendo dichas reacciones resultantes por su correspondiente presión,

$$q_i = R_i / a_i$$

Al centro de cada dovela se le debe asignar un nodo que tenga la posibilidad de desplazarse verticalmente y con

Para el análisis se debe colocar un nudo en el centro de cada dovela, que tenga posibilidad de desplazarse verticalmente, y con ello se puede obtener la matriz de rigidez de la estructura por los métodos comunes y dicha matriz incluye no solo los elementos de la cimentación sino toda la estructura.

El equilibrio en el método de la rigidez establece que:

$$C+R=K_e D \quad (11)$$

Donde C es el vector de cargas de “empotramiento”, K_e es la matriz de rigidez de la estructura, y D es el vector de desplazamiento en los desplazamientos en los nudos.

Obsérvese que en el vector de cargas C están incluidas las reacciones desconocidas en los apoyos, R , y en el vector D los desplazamientos también desconocidos de los mismos, D_r .

Puesto que el sistema en estas condiciones es insoluble, es necesario incorporar la ecuación matricial (10).

$$C = [K_e + K_s] D \quad (12)$$

De esta forma los desplazamientos tanto en la superestructura, estructura de fundación y suelo son determinados resolviendo la ecuación (12).

De a ecuación (10) podemos obtener las reacciones (Cheung, 1968 y Garza 1986), es posible que al llegar a este momento del análisis se tengan que hacer algunas correcciones principalmente:

- a. Si alguno o varias reacciones tienen un valor negativo, estas ya no serán desconocidas y se les asignará como cargas a un valor nulo, se eliminarán también los renglones y columnas correspondientes a la matriz de rigidez.
- b. Si alguna reacción sobrepasa la capacidad de carga del suelo y este entra en estado plástico en algunas zonas, el valor de dicha reacción será constante y conocido, e igual al valor límite de la presión sobre el suelo, precediendo con la matriz de rigidez del suelo como en el caso anterior.

Aunque el modelo anterior es de aplicación general y directa, para la sistematización interactiva se puede hacer con programas de estructuras comerciales.

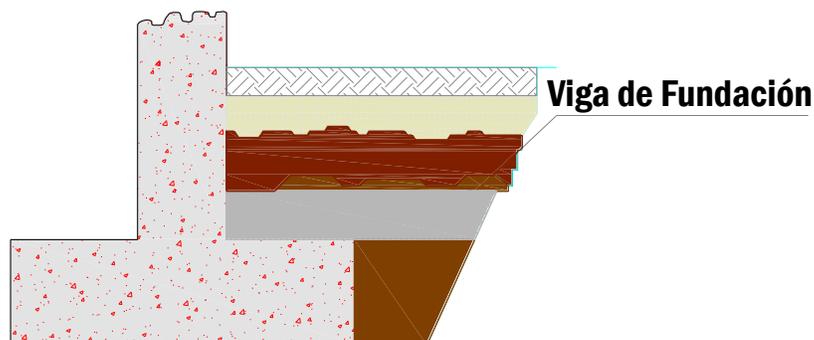
5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

Es muy importante tener en cuenta tres factores que inciden a la hora de hacer un diseño de la cimentación de una estructura y es la relación que existe entre la fundación y el suelo, su estado mecánico y el comportamiento general de la edificación. Los elementos de apoyo o columnas son las encargadas de transmitir el peso de la estructura al suelo y para ello se deben diseñar unos elementos con la capacidad suficiente de resistir esfuerzos por cargas de servicio y esfuerzos generados por el suelo; los elementos de las cimentaciones dependen básicamente del tipo de suelo sobre el cual vamos a cimentar y el sistema constructivo elegido para la edificación. Existen muchos tipos de cimientos pero en el alcance de la presente monografía se va a estudiar tres de las más utilizadas.

5.1 VIGAS DE FUNDACIÓN

Las vigas de fundación (Figura 5) son los elementos que se emplean para amarrar estructuras de cimentación tales como zapatas, dados de pilotes, pilas o caissons.

Figura 5 Cimentación con Viga de Fundación



Funciones principales de las vigas de cimentación:

- Reducción de asentamientos diferenciales.
- Atención de momentos generados por excentricidades no consideradas en el diseño.
- Mejoramiento del comportamiento sísmico de la estructura.

Y las siguientes funciones secundarias:

- El arriostramiento en laderas.
- La disminución de la esbeltez en columnas.
- El aporte a la estabilización de zapatas medianeras

5.1.1 Reducción de asentamientos diferenciales Las vigas de amarre son elementos con una rigidez tal que sirven de control de asentamientos diferenciales, su tamaño depende en parte de la relación de su longitud y un factor dado por el código NSR-10 (máx.L/20), relación geométrica con la cual se garantiza la transición nula de esfuerzos entre zapatas de la misma vecindad.

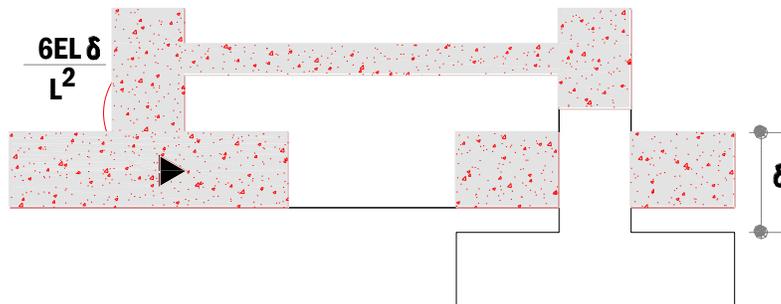
Cuando una viga de fundación se proyecta con rigidez suficiente para controlar asentamientos diferenciales de la estructura, es necesario considerar la interacción suelo – estructura (ISE).

Un método que en ocasiones se ha empleado con el propósito de que la viga de fundación controle asentamientos diferenciales, es el de suministrar, como dato del ingeniero de suelos, el valor del asentamiento diferencial Δ que sufre la cimentación correspondiente a uno de los extremos de la viga, el cual induce sobre el otro extremo un momento M dado por:

$$M = \frac{6EI}{L^2} \Delta$$

En este caso, ilustrado en la Figura 6, para un valor determinado de δ se tiene que a mayor sección transversal de la viga, mayor será el momento inducido M . Aquí la rigidez de la viga no estaría controlando el asentamiento diferencial δ (que para el caso, es un dato y no una variable) sino el valor del momento, generando un diseño dicotómico, es decir que a mayor rigidez, se requiere más acero, lo cual no tiene sentido práctico, y por lo tanto no se recomienda. El error aquí consiste en pretender que el asentamiento diferencial δ que suministre el ingeniero de suelos sea independiente de la rigidez de la viga, ya que a mayor rigidez de la viga, este se reduciría. Si la viga de fundación no ha sido expresamente diseñada para reducir los asentamientos diferenciales, lo cual implica que disponga de una rigidez importante, no se recomienda considerarla en el diseño.

Figura 6 Momento Inducido en un extremo de la viga de Fundación por el Asentamiento Diferencial



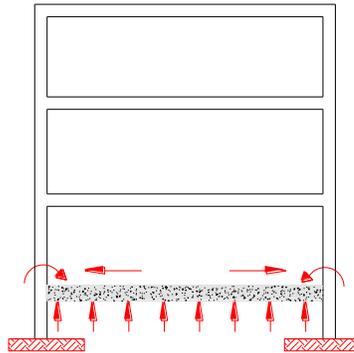
5.1.2 Atención de Momentos Generados por Excentricidades No Consideradas en el Diseño Dependiendo del criterio asumido para el diseño de las vigas de fundación esta es la función que ejerce en la cimentación dicho elemento.

- La viga debe diseñarse para que asuma los momentos que se generan por las condiciones de empotramiento en el apoyo de las columnas y la zapata solo

atiende carga axial, en este caso la viga se debe considerar en el análisis como se ilustra en la Figura 7 incluyendo el apoyo sobre el suelo.

- Diseñar la zapata para que atienda el momento biaxial criterio que se ajusta más a la suposición inicial de empotramiento entre la columna y la zapata, en este caso la viga se diseña únicamente para las cargas de sismo lo cual conduce a cuantías mínimas de refuerzo

Figura 7 La Viga de Fundación toma los momentos resultantes del análisis estructural y la zapata la carga axial



5.1.3 El Mejoramiento del Comportamiento Sísmico de la Estructura Este criterio, de acuerdo con el artículo A.3.6.4.2 de la NSR-10, establece que las vigas de fundación deben resistir una fuerza ya sea de tracción o de compresión (C ò T), dada por la expresión:

$$C \text{ ò } T = 0.25 A_{\square} P_u \quad (14)$$

Donde:

A_p Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para diseño. El valor de este coeficiente debe determinarse de acuerdo con lo estipulado en las secciones A.2.2.2 y A.2.2.3 de la NSR-10.

P_u : Valor de la fuerza axial mayorada sin incluir los efectos de las cargas transitorias correspondiente a la columna más cargada (comparando las dos fuerzas axiales a las cuales están sometidas las dos columnas unidas por la viga de amarre).

Para el valor de la fuerza P_u que se presenta en la mayoría de los casos prácticos, la fuerza de tracción o de compresión (C o T), que actúa sobre la viga de fundación es muy inferior al valor de la fuerza a tracción o a compresión que puede resistir una viga de sección pequeña que usualmente se utiliza, por ejemplo, una viga de 300 mm x 300 mm reforzada de acuerdo con el criterio de refuerzo longitudinal mínimo para columnas (artículos C.10.9.1 y C.10.9.2 de la NSR-10), los cuales especifican:

$$A_{s \min} = 0.01 \times A_g \text{ (4 barras como mínimo)} \quad (15)$$

Donde:

A_g : área bruta de la sección, expresada en mm^2

De acuerdo con el artículo C.10.3.5.2 de las NSR-10, la resistencia de diseño a fuerza axial de un elemento no preesforzado, reforzado con estribos cerrados, sometido a compresión, está dada por la expresión:

$$C = 0.75 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (16)$$

Donde:

ϕ : Coeficiente de reducción de resistencia, que para elementos reforzados con estribos cerrados es igual a 0.65 (C.9.3.2.2 NSR-10).

$f'c$: Resistencia nominal del concreto a la compresión, expresada en Mpa

Ag : Área bruta de la sección, expresada en mm^2

Ast : Área total del refuerzo longitudinal, expresada en mm^2

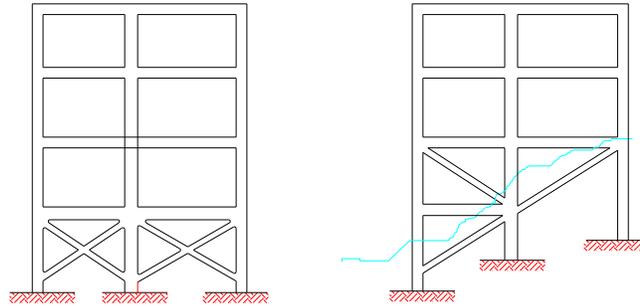
fy : Resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo, expresada en Mpa

Análogamente, supóngase que la viga de fundación esté sometida a una fuerza axial de tracción. En este caso, la resistencia de diseño a fuerza axial de la viga (despreciando la resistencia a tracción del concreto), está dada por la expresión:

$$T = 0.9 f_y A_{st} \quad (17)$$

5.1.4 El arriostramiento en laderas Las vigas de cimiento tienen una función muy importante cuando se encuentran en laderas en zonas montañosas por el desnivel del terreno, un edificio puede presentar irregularidades en altura, condición que favorece la generación de esfuerzos de flexión en las columnas los cuales pueden ser absorbidos por vigas ubicadas en dirección diagonal (Figura 8), las cuales al arriostrar el edificio, aportan rigidez a la zona más flexible y vulnerable (estos elementos diagonales funcionan como tensores).

Figura 8 Vigas para Arriostramento en edificios construidos en laderas.



5.1.5 La Disminución de la Esbeltez en Columnas Una función estructural importante presenta la viga de fundación cuando se diseña y construye a cierta altura con respecto a la cara superior de las zapatas que une. La viga en este evento, al interceptar las columnas inferiores en su longitud, las arriestra disminuyendo su esbeltez. En términos generales, debe procurarse que la viga de fundación sea lo más superficial posible para lograr menor excavación (y por ende mayor estabilidad lateral del suelo), y mayor facilidad en la colocación del acero de refuerzo y en el vaciado del hormigón. En este caso el suelo sirve de formaleta, lo que constituye una gran ventaja económica, sin embargo se debe tener en cuenta que las vigas no deben quedar separadas de las zapatas una longitud inferior a 1.80m aproximadamente ya que se podría presentar un efecto de cortante a la columna (este efecto debe chequearse) generando columna corta lo cual podría ser nocivo para la estructura.

5.1.6 El Aporte a la Estabilización de Zapatas Medianeras En el caso de zapatas medianeras una viga de amarre no sólo podría ayudar a disminuir el valor de los asentamientos diferenciales, sino que también ayuda a mantener su estabilidad, ya sea actuando como un elemento tensor que se opone al momento volcador que le transfiere la columna a la zapata, o como un elemento relativamente pesado que a manera de palanca impide la rotación de la zapata al

centrar la fuerza desequilibrante de la reacción en la fundación y la carga que baja por la columna.

5.2 DIMENSIONES MINIMAS

En el artículo C.15.13.3 de la NSR-10 se establece que las vigas de amarre deben tener una sección tal que su altura debe ser mayor o igual a la luz dividida entre 20 para estructuras con capacidad especial de disipación de energía (DES), a la luz dividida entre 30 para estructuras con capacidad moderada de disipación de energía (DMO) y a la luz dividida por 40 para estructuras con capacidad mínima de disipación de energía (DMI), y el ancho una dimensión mayor o igual a la columna (pero no menor 250mm)

5.3 REFUERZO LONGITUDINAL

El acero de refuerzo longitudinal debe ser continuo (C.15.13.2 NSR-10). Las varillas deben pasar de una zapata a otra con el fin de garantizar el trabajo de tensión. Este refuerzo debe ser capaz de desarrollar f_y por medio de anclaje en la columna exterior del vano final. Lo anterior no significa que no pueda haber traslapos en el acero de refuerzo. Las condiciones mínimas de cuantía de refuerzo es 0.0033 veces la sección confinada de la viga.

5.4 REFUERZO TRANSVERSAL

Deben colocarse estribos cerrados en toda su longitud, con una separación que no exceda la mitad de la menor dimensión de la sección o 300 mm (C.15.13.4 NSR-10). Para la viga mínima de 300 mm x 300 mm la separación será entonces de

150 mm. Esta afirmación es válida cuando la zapata se diseña a flexión biaxial; en caso de que la viga de fundación resista momentos flectores provenientes de una columna, debe cumplir los requisitos de separación y cantidad del refuerzo transversal que fije el reglamento para el nivel de capacidad de disipación de energía en el rango inelástico del sistema de resistencia sísmica.

6. DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS

6.1 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

- Dentro de los criterios para el diseño de zapatas aisladas se considera que la zapata es un elemento que distribuye uniformemente la carga sobre la superficie del terreno. Se considera que la zapata trabaja como una losa en una dirección, con una repartición del acero de refuerzo en dos direcciones, este diseño es bastante conservador puesto que en la realidad se trata de una losa que trabaja en dos direcciones, pero considerarlo de esta manera implicaría cálculos más complejos, por consiguiente la simplificación es acertada para el diseño de zapatas.
- La sección crítica para pedestales y columnas rectangulares de concreto, en elemento de flexión está en la cara del elemento sometido a carga, en el caso de columnas o pedestales redondos u octagonales la sección crítica se considera como el lado de un cuadrado de la misma área.
- El peso propio de la cimentación y su relleno expresado en términos prácticos se puede despreciar, ya que esfuerzos actuantes en la base de la zapata debido al peso propio y su relleno son muy parecido a $\gamma \cdot D_f$, esta misma consideración se tiene en cuenta para el cálculo de los asentamientos diferenciales ya que la carga de la zapata por el peso propio es similar a la carga que actuaba en el suelo antes de ser cargado.

6.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ZAPATAS AISLADAS

Las zapatas aisladas son elementos que como su nombre lo indica trabajan de forma independiente, y tienen como características comunes un bajo costo debido a que ocupan menos del 30% del área y profundidades mínimas de cimentación, estas condiciones varían dependiendo de las características geotécnicas de cada proyecto.

Las zapatas aisladas presentan por su configuración una condición que la hace vulnerable a los asentamientos diferenciales.

Las zapatas se pueden clasificar según el punto de aplicación de las cargas al cimiento, como Zapatas concéntricas o zapatas excéntricas.

Las zapatas aisladas concéntricas a su vez pueden clasificarse de acuerdo a las fuerzas predominantes que actúan sobre las mismas como son:

- Zapatas Aisladas Concéntricas Sometidas Solo a Carga Axial
- Zapatas Aisladas Concéntricas Sometidas a Flexión Uniaxial
- Zapatas Aisladas Concéntricas Sometidas a Flexión Biaxial

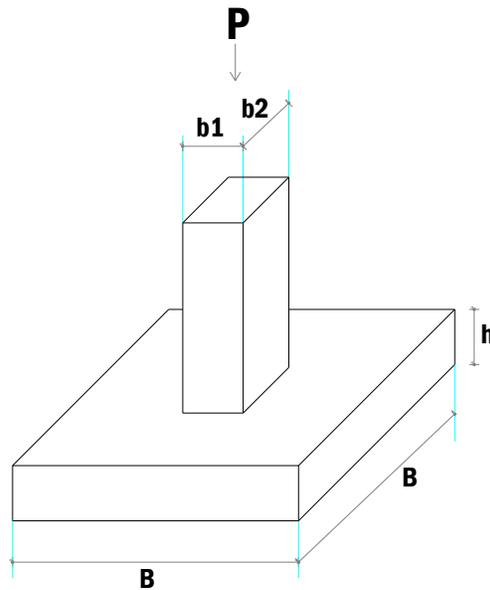
Las zapatas excéntricas las podemos clasificar como zapatas medianeras y zapatas esquineras, de acuerdo al punto de aplicación de la carga en el cimiento.

6.3 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS SOMETIDAS SOLO A CARGA AXIAL

Para el diseño de las zapatas aisladas concéntricas sometidas solo a carga axial (Figura 9), se deben determinar los siguientes parámetros.

P
↓

Figura 9 Zapata Concéntrica



6.3.1 Obtener la Carga de Servicio P Para dimensionar la cimentación se utilizan cargas de servicio compatible con la capacidad admisible del suelo q_a , calculada por el ingeniero de suelos a partir de las propiedades del suelo y un factor de seguridad que suele ser del orden de 3.

Dentro de las cargas de servicio no se incluye el peso del cimiento ni el peso del relleno.

6.3.2 Determinar el Ancho B de la Zapata Con las cargas de servicio y la presión admisible del suelo se calcula el ancho de la zapata.

$$B = \sqrt{\frac{Ps}{q_a}} \quad (18)$$

Donde:

B : ancho de la zapata en mm

P_s : Carga de servicio, que se transfiere a la zapata a través de la columna.

q_a : Capacidad admisible del suelo, Mpa

6.3.3 Espesor h de la zapata Con base en las recomendaciones de la NSR-10, sobre el recubrimiento del refuerzo y el espesor efectivo de las zapatas, se dimensiona la altura h mínima de la zapata.

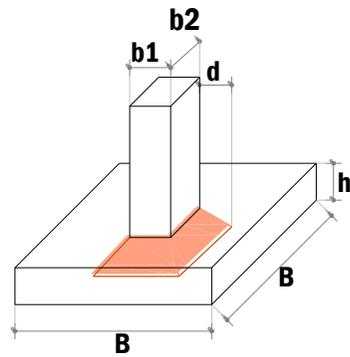
- El espesor efectivo de la zapata por encima del refuerzo inferior no puede ser menor de 150 mm ($d_{min} > 150mm$ para zapatas apoyadas sobre suelo) (Artículo C.15.7 NSR-10).
- El recubrimiento mínimo debe ser de 75 mm medido desde la superficie del concreto hasta la superficie exterior del acero para el caso de concreto colocado contra el suelo y expuesto permanentemente a él. (Artículo C.7.7.1(a) NSR-10)

Con base en las anteriores condiciones el espesor mínimo de una zapata será 225 mm, esta altura no debe incluir el espesor del concreto de solado o limpieza el cual no hace parte del recubrimiento de la zapata.

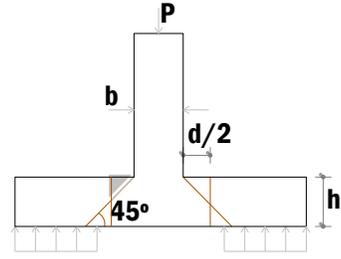
El espesor mínimo de la zapata de acuerdo a los requerimientos de la NSR10 busca parámetros mínimos que favorezcan la durabilidad de las estructuras.

6.3.4 Chequear Punzonamiento Para controlar el efecto del punzonamiento de la columna en la zapata, se simplifica suponiendo una sección crítica localizada a $\frac{d}{2}$ de la cara de la columna, pedestal o muro si son de concreto (Figura 10a, Figura 10b, Figura 10c y Figura 10d), o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde de la placa de acero si la columna es de acero (Figura 11), con un perímetro mínimo b_o .

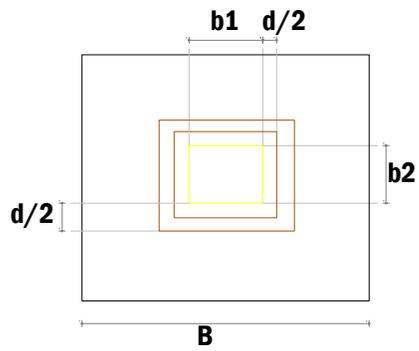
Figura 10. Punzonamiento en zapata que soporta columna.



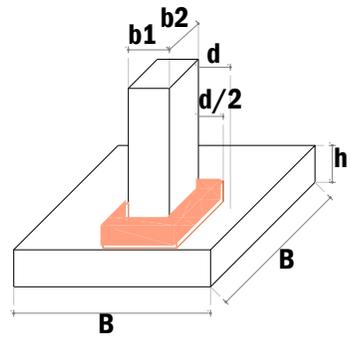
(a)



(b)

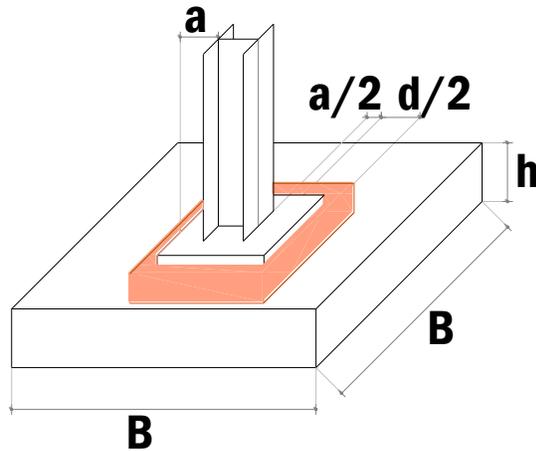


(c)



(d)

Figura 11 Punzonamiento en zapata que soporta columna de acero.



Para el caso supuesto de zapata cuadrada, si se asume que debajo de ella se presenta una reacción uniforme del suelo dada por $q = \frac{P}{B^2}$ el esfuerzo cortante bidireccional o punzonamiento V_{ubd} , será:

$$V_{ubd} = \frac{P_u}{B^2} [B^2 - (b_1 + d)(b_2 + d)] \quad (19)$$

Donde:

P_u : Carga última, que se transfiere a la zapata a través de la columna o pedestal.

B : ancho de la zapata, mm

d : Distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo a tracción ($d=h$ -recubrimiento), mm.

b_1 : Lado corto de la columna, mm

b_2 : Lado largo de la columna, mm

De acuerdo a C.11.11.2.1 (NSR-10), se deben cumplir las siguientes relaciones, donde V_c es la menor de las siguientes expresiones:

$$(a) \quad V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$(b) \quad V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$(c) \quad V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_{ubd} < \begin{pmatrix} \phi_v 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ \phi_v 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \\ \phi_v 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \end{pmatrix}$$

Donde:

ϕ_v : Coeficiente de reducción de resistencia. Para esfuerzos de cortante,

$$\phi_v = 0.75$$

$\sqrt{f'_c}$: Raíz cuadrada de la resistencia nominal del concreto a la compresión, Mpa

α_s : Factor que depende de la posición de la columna o pedestal en la zapata (no de la posición de la columna o pedestal en el edificio); se considera igual a 40 cuando la columna o pedestal está al interior de la zapata, 30 cuando la columna o pedestal está al borde de la zapata y 20 cuando la columna o pedestal está en una de las esquinas de la zapata.

b_o : Perímetro de la sección crítica, $b_o = 2(b_1 + d + b_2 + d)$

β : $\frac{b_1}{b_2}$ Es la relación entre el lado largo y el lado corto de la columna o pedestal. Si

la columna o pedestal es cuadrada $\beta = 1$

λ : 1 Para concretos de peso normal, y 0.75 para concretos livianos.

6.3.5 Chequear Cortante unidireccional El cortante unidireccional hace referencia comportamiento de la zapata como viga, donde cada una de las secciones críticas se extiende en un plano a través del ancho total.

La sección crítica se localiza a una distancia d de la cara de la columna, para elementos de concreto (Figura 12) o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde de la placa de acero, para el caso de la columna y placa de acero (Figura 13).

Figura 12 Cortante unidireccional en zapata que soporta columna, o elemento de concreto.

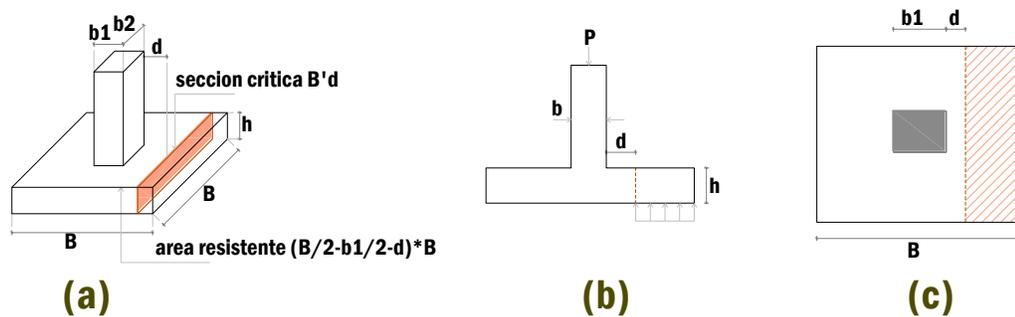
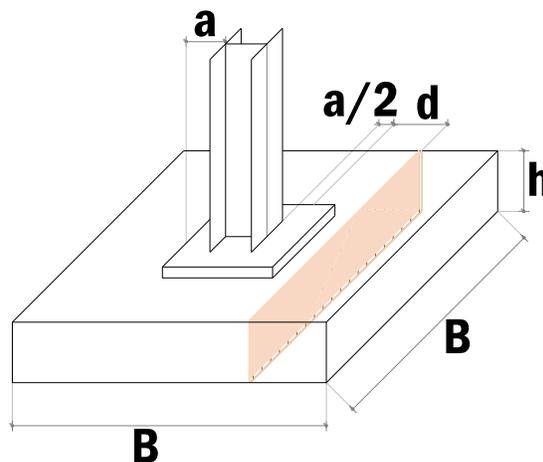


Figura 13 Cortante unidireccional en zapata que soporta columna metálica.



Partiendo del supuesto de una zapata cuadrada como Figura 12, el esfuerzo cortante unidireccional, V_{uud} está dada por:

$$V_{uud} = \frac{P_u}{B^2} B \left(\frac{B}{2} - \frac{b_1}{2} - d \right) = \frac{P_u}{B} \left(\frac{B-b_1}{2} - d \right) \quad (20)$$

Se debe cumplir que:

$$V_{uud} < \phi_v V_c$$

Dónde, de acuerdo a C.11.2.1.1:

$$V_c = 0.17\lambda \sqrt{f'_c} B d$$

$$\phi_v = 0.75$$

6.3.6 Chequear el Momento para Calcular el Acero de Refuerzo La sección crítica para el cálculo del acero de refuerzo se determina pasando un plano vertical a través de la zapata en la cara de la columna Figura 14, o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde de la placa de acero, para el caso de la columna y placa de acero (Figura 14a) y para mampostería estructural, en la mitad de la distancia entre el centro y el borde del muro (Figura 14b).

El momento mayorado máximo será igual al momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata, en un lado de ese plano vertical. Se puede expresar entonces:

$$M_u = \frac{P_u B}{B^2} \frac{B}{2} \left(\frac{B}{2} - \frac{B_1}{2} \right)^2 = \frac{P_u}{2B} \left(\frac{B}{2} - \frac{B_1}{2} \right)^2 \quad (21)$$

Figura 14 Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna, pedestal o muro de concreto.

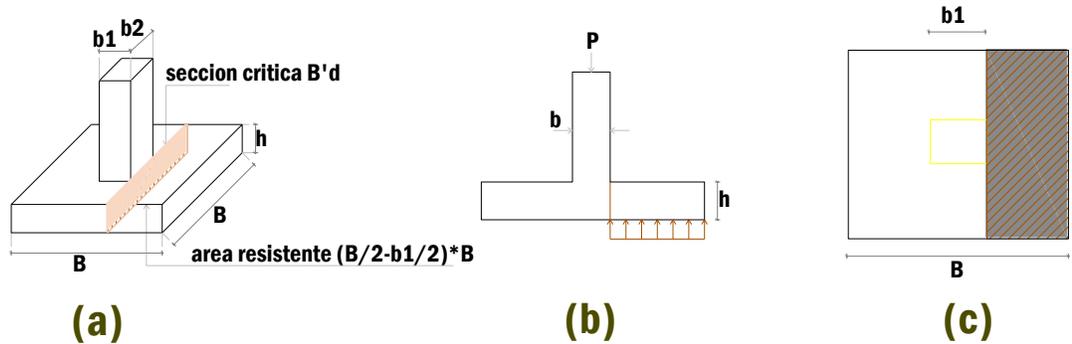
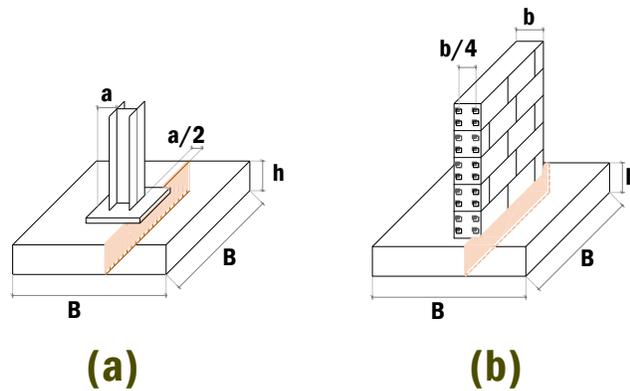


Figura 15 Sección crítica para el cálculo del momento en zapata que soporta columna metálica (a) y muro de mampostería estructural (b)



Con base en C.15.4.3 y C15.4.4 de la NSR-10, el refuerzo en la dirección larga debe repartirse uniformemente a todo lo ancho de la zapata, el refuerzo en la dirección corta de las zapatas rectangulares, debe distribuirse en una franja central con respecto al eje de la columna una porción del refuerzo total, $\gamma_s A_s$.

Donde:

$$\gamma_s = \frac{2}{\beta+1} \quad (22)$$

$$\beta = \frac{\text{longitud larga}}{\text{longitud corta}} \quad (23)$$

El resto del refuerzo requerido en la dirección corta $(1 - \gamma_s)A_s$, debe distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja central de la zapata.

Se debe cumplir con la cuantía mínima en cualquiera de las dos direcciones.

En el evento en que la zapata pueda quedar sometida a sollicitaciones de tensión, debe considerarse un refuerzo para flexión en su parte superior (o parrilla de acero superior), en la cuantía requerida o mínima y revisar el anclaje del acero que pasa a la columna a tensión.

6.3.7 Chequear el aplastamiento La presión que ejerce la carga transmitida por la columna a la zapata se va distribuyendo en la altura de la zapata, generándose en una pirámide truncada iniciando en la superficie contacto de la columna con la zapata hasta la base de la zapata, distribuyéndose en una relación $1V / 2H$ como se muestra en la Figura 16.

La disipación de la presión va desde un área A_1 en la parte superior de la zapata hasta un área A_2 en la base de la zapata.

La resistencia al aplastamiento según (C.10.14.1 NSR-10) debe ser tal que:

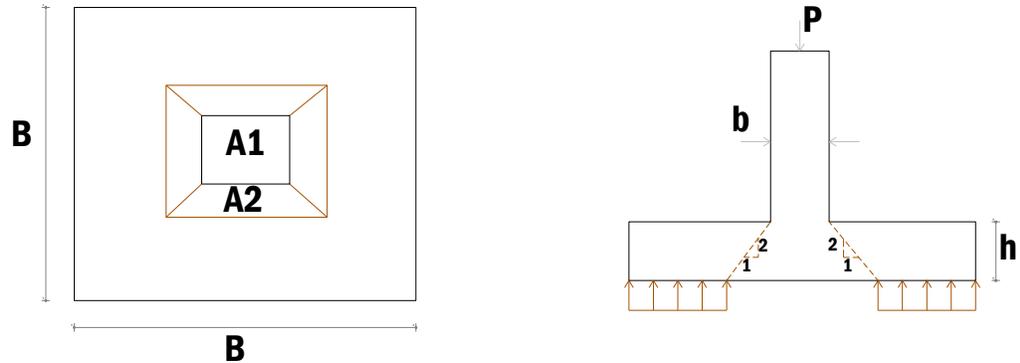
$$P_u < \phi_a 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (24)$$

Con: $\phi_a = 0.65$

En esta expresión se debe cumplir que:

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \quad (25)$$

Figura 16 Geometría para el chequeo del aplastamiento.



Teniendo en cuenta la NSR-10 en el caso en el que la resistencia del concreto a la compresión no es suficiente, el exceso se puede trasladar por el acero de refuerzo de la columna o dovelas si se requieren y deben ser adecuados para transmitir la carga (C.15.8.1.2 NSR-10).

6.3.8 Detalles de refuerzo El refuerzo de la columnas debe extenderse hasta la cimentación, según la NSR-10, mínimo el 0.5 % del acero de la columna se debe extender hasta la zapata, y debe rematarse en gancho orientándolos hacia el interior de la columna.

Otro requisito importante es incluir estribos de confinamiento en la columna dentro la zapata.

Se debe garantizar la longitud de desarrollo de las barras de refuerzo, cumpliendo con la longitud de anclaje definida para barras terminadas en gancho y sometidas a compresión.

6.4 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCENTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN UNIAXIAL

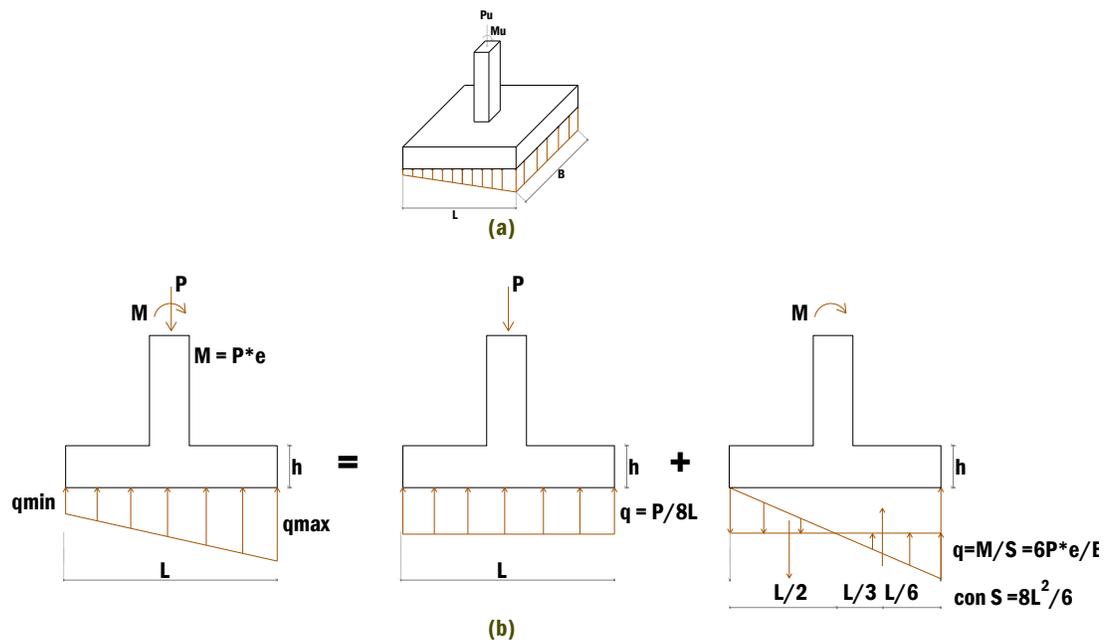
6.4.1 Consideraciones sobre Zapatas con Flexión Uniaxial Esta situación corresponde al caso de una zapata que transmite una carga P de servicio con una excentricidad e de modo que $M = P.e$

Cuando la excentricidad es menor o igual que un sexto del ancho de la zapata $e \leq \frac{L}{6}$, se presenta compresión bajo toda el área de la zapata (Figura 17a y Figura 17b). En este caso tenemos una presión máxima y una presión mínima de acuerdo a la siguiente formulación.

$$q_{max} = \frac{P}{BL} + \frac{6eP}{BL^2} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (26)$$

$$q_{mim} = \frac{P}{BL} + \frac{6eP}{BL^2} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (27)$$

Figura 17 Modelo estructural en zapata con flexión uniaxial, cuando $e < \frac{L}{6}$



Cuando la excentricidad es mayor que un sexto del ancho de la zapata $e > \frac{L}{6}$ (Figura 18) una parte se encuentra sin presión y el extremo contrario con un exceso de presión que puede generar problemas de estabilidad, para garantizar la estabilidad se debe cumplir la las siguientes ecuaciones de equilibrio estático:

$$P = \frac{3qmB}{2} \quad (28)$$

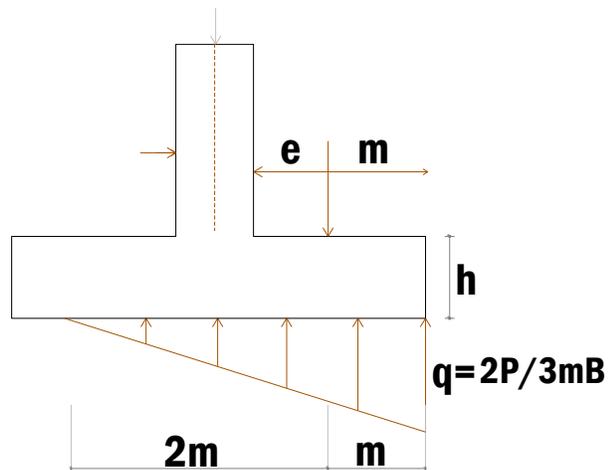
Despejando q se tiene

$$q = \frac{2P}{3mB} \quad (29)$$

Donde:

$$m = \frac{L}{2} - e \quad (30)$$

Figura 18 Zapata con flexión uniaxial, cuando $e > \frac{L}{6}$



6.4.2 Determinación del ancho B de la Zapata. Se selecciona L de tal manera que L sea mayor que $6e$ ($L > 6e$) y se despeja B , suponiendo que $q_{max} = q_a$ (valor obtenido en el estudio de suelos).

$$B = \frac{P}{q_a L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (31)$$

Las parejas de L y B se determinan, de modo que la relación $\frac{L}{B}$ esté comprendida entre 1.5 y 2 (relación que normalmente se utiliza).

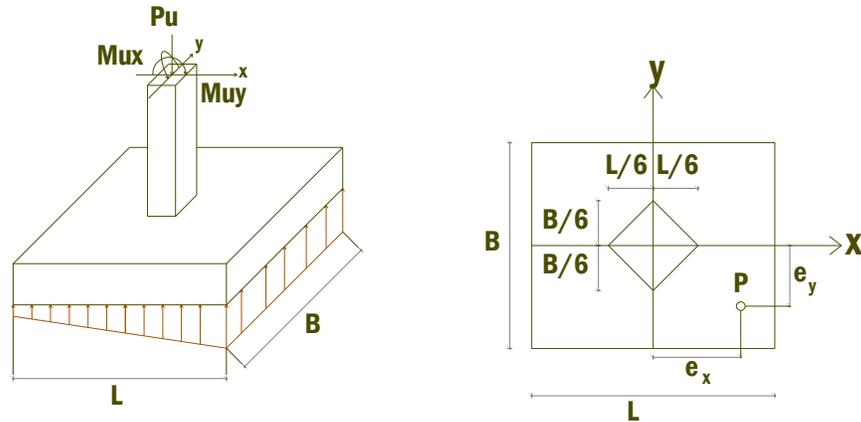
6.5 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS CONCÉNTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN BIAJIAL

6.5.1 Consideraciones sobre Zapatas con Flexión Biaxial Este caso se presenta en las cimentaciones aisladas debido a la poca dimensión que tienen las vigas de amarre, la poca rigidez que aportan las vigas de amarre genera que los

momentos flectores transmitidos por las columnas sean asumidos por la zapata, apareciendo unas excentricidades tanto en X como en Y.

Figura 19 Zapata con P_u , $M_x=M_{ux}$, $M_y=M_{uy}$

(a)



La excentricidad en sentido x, y, se expresa mediante las siguientes ecuaciones

$$e_x = \frac{M_y}{P} \quad (32)$$

$$e_y = \frac{M_x}{P} \quad (33)$$

Si $e_x \leq \frac{L}{6}$ y $e_y \leq \frac{B}{6}$ toda la superficie bajo la zapata estará sometida a compresión con una distribución de como se muestra en la Figura 19a.

La distribución de presiones debajo de la zapata se puede expresar como:

$$q = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{L} \right) < q_a \quad (34)$$

6.5.2 Determinación del ancho B y largo L de la Zapata.

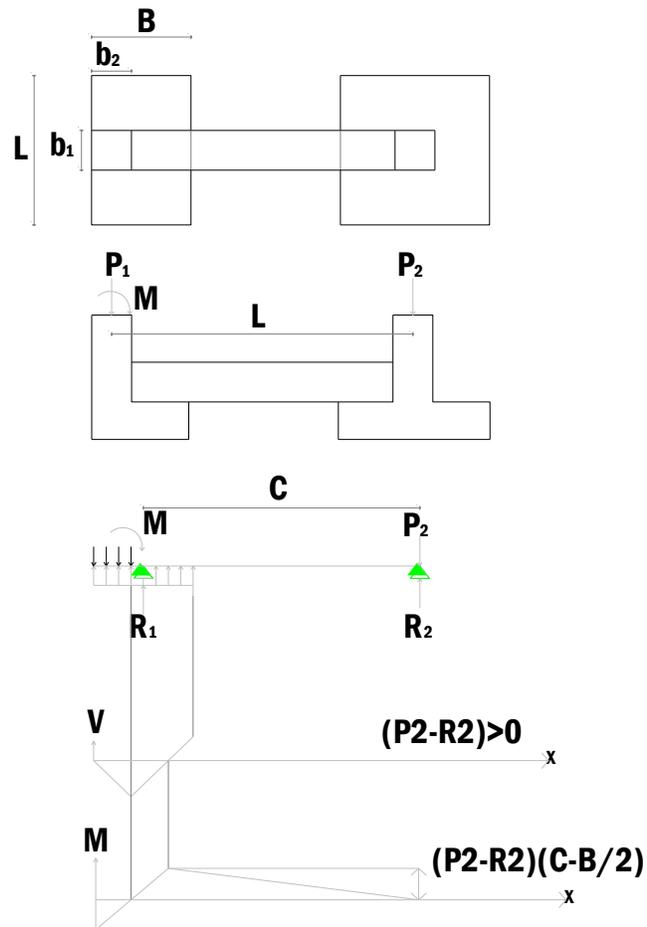
- Para facilitar la solución se supone $q = q_a$ y $B \geq 6e_y$ datos que reemplazados en la ecuación permiten despejar L^2 .

6.6 DISEÑO DE ZAPATAS ENLAZADAS

Este tipo de cimentación se utiliza para obtener un equilibrio de los momentos debido a la excentricidad de la columna medianera.

La viga de enlace se encarga de generar la fuerza estabilizadora entre la zapata medianera y la zapata céntrica Figura 20, de tal manera que se pueda generar una reacción uniforme bajo la zapata medianera, esto requiere que el centroide de su área coincida con la resultante de las cargas de la columna medianera.

Figura 20 Geometría zapatas con viga de Enlace.



Las hipótesis básicas de este sistema estructural son las siguientes:

- Para que la zapata interior pueda ayudar al equilibrio de las cargas de la zapata medianera se debe cumplir que $P_2 - R_2 > 0$.
- El momento en la dirección perpendicular al plano es despreciable.

De la figura 20 se tienen las ecuaciones de equilibrio:

$$\sum M_2 = 0 \Rightarrow -P_1 \ell + R_1 c + M = 0 \Rightarrow R_1 = \frac{P_1 \ell - M}{c} \quad (35)$$

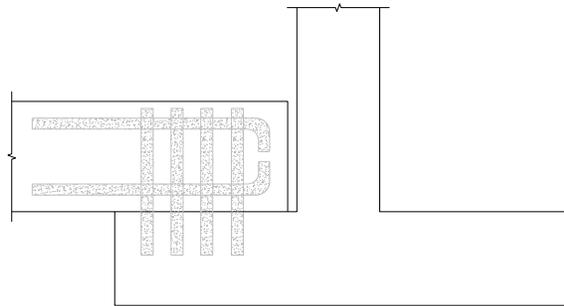
$$\Sigma f_y = 0 \Rightarrow -P_1 + R_1 - P_2 + R_2 = 0 \Rightarrow R_2 = P_1 + P_2 - R_1 \quad (36)$$

Dónde:

$$q = \frac{R_1}{BL} < q_a \quad (37)$$

- Para el cálculo del acero de refuerzo de la viga de enlace se considerarán los valores máximos de cortante y momento que se indican en la Figura 20.
- Para el modelamiento de este tipo de vigas, se supone que la conexión entre la viga de enlace y la columna de la zapata central es articulada como se muestra en la Figura 21.

Figura 21 Apoyo de la Viga de enlace en la zapata central.



- Para el cálculo del refuerzo de la zapata medianera en sentido transversal a la viga de fundación se evalúa el momento con la carga distribuida q , dada por la ecuación 37.
- Para el cálculo del refuerzo de la zapata medianera en el sentido paralelo a la viga de fundación se utiliza $0.0018 L d$.

7. DISEÑO DE LOSAS DE CIMENTACIÓN

La decisión del tipo de cimentación que se debe realizar en cada proyecto depende de condiciones específicas, sin embargo se pueden considerar algunos parámetros que nos ayudan a evaluar de manera preliminar la necesidad o conveniencia de utilizar una losa de cimentación.

- Cuando el área requerida para cimentación utilizando zapatas aisladas es mayor del 50% del área del lote.
- Cuando las características de compresión del suelo sean muy altas y se puedan producir asentamientos diferenciales, la construcción de losas es más favorable debido a su mayor rigidez.
- Se recomienda utilizar en suelos homogéneos con estratos paralelos a la losa.

Dentro de las consideraciones del diseño de las losas de cimentación se debe cumplir que el centro de gravedad de la losa de cimentación coincida con la resultante de las cargas, para evitar problemas de asentamientos o volcamiento.

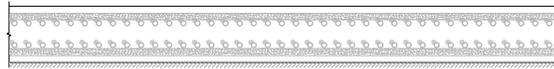
Las losas de cimentación son estructura rígidas que buscan una distribución uniforme de las cargas sobre la superficie del suelo, esta condición es relativa, si se compara con estructuras pequeñas de casas de uno o dos pisos en donde no se requieren grandes espesores de la placa de cimentación ya que las pequeñas luces entre muros y la rigidez que aportan los muros de la casa permiten construir placas macizas de 8 cm aproximadamente.

En caso contrario para edificios con losa de cimentación, la rigidez de esta losa debe ser tal que permita asegurar el empotramiento de la estructura en la base, que es una de las suposiciones hechas en el modelamiento de las estructuras.

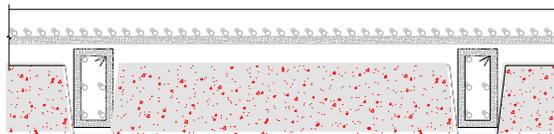
Existen diferentes tipos de placas de cimentación, cada una con características particulares a continuación se relacionan algunas de ellas.

- a) Losa Maciza: Requieren un mayor volumen de concreto para garantizar la rigidez de la cimentación, la losa de cimentación cumple la función de losa de piso. Tiene un proceso constructivo rápido.
- b) Losa con vigas Excavadas: Placa aligerada, cuya formaleta es el mismo suelo, aporta gran rigidez debido a la altura de las vigas que la conforman.
- c) Losa Reticular cajón: Es una placa aligerada que se funde en varias etapas, el sistema aligerado queda embebido en la estructura de la cimentación, este sistema se utiliza principalmente cuando se manejan grandes luces en donde puede salir más económica.
- d) Losa vaciada sobre relleno: Corresponde a un proceso constructivo en donde en una primera etapa se funden las vigas, posteriormente se realiza el relleno y en una etapa final se funde la placa sobre el relleno.

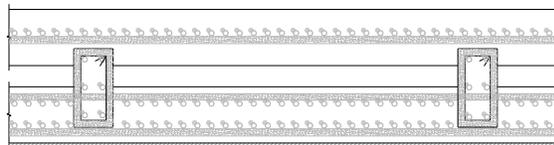
Figura 22 Diversas formas de diseñar y construir una losa de cimentación.



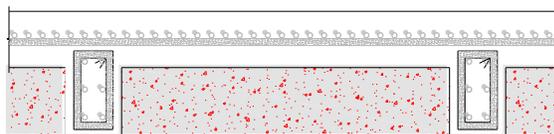
(a) Losa maciza



(b) Losa maciza vigas excavadas



(c) Losa reticular cajón



(d) Losa vaciada sobre relleno

Debe tenerse en cuenta que para el diseño de las losas de cimentación no aplica la utilización del Método Directo que se incluye en la NSR-10, debido a la complejidad de los efectos que relaciona las deformaciones del suelo y las deformaciones de la estructura, relacionado con la Iteración suelo estructura.

La determinación de los esfuerzos de contacto, y las fuerzas internas sobre los elementos, deben ser determinadas por medio de un análisis conjunto del suelo y la estructura.

Debe evitarse el diseño de losas muy alargadas en las cuales se generan momentos muy grandes en el centro de la losa. Para controlar esta situación se pueden construir articulaciones, mediante la configuración y colocación del acero.

8. CONCLUSIONES

- Es muy importante tener en cuenta la relación que existe entre el suelo y la estructura para poder definir los elementos que componen la transmisión de cargas al terreno, y a su vez los esfuerzos que son inducidos como reacción de dicha carga emitida.
- El desconocimiento de las condiciones mecánicas de un suelo trae como consecuencia diseñar estructuras de cimentación incapaces de disipar energía suficiente en el momento de un acontecimiento telúrico y sobrecargas de servicio por cambio de uso de la estructura.
- Definir la cimentación de una estructura depende principalmente de dos condiciones: Una del sistema estructural elegido para el edificio y Dos de las condiciones mecánicas del terreno de apoyo, estas dos condiciones establecen los parámetros requeridos para el diseño de los elementos que componen la fundación y se debe tener en cuenta la Iteración Suelo Estructura con todos sus fundamentos para escoger la cimentación más eficiente, segura y económica.
- Se debe tener en cuenta que las deformaciones inducidas al terreno por cargas de servicio de una estructura deben equilibrarse con los esfuerzos de diseño de las cimentaciones para lograr zapatas, losas y vigas con las condiciones necesarias de estabilidad y cuantías de refuerzo para tal fin.
- El comportamiento de la cimentación debe comprobarse frente a la capacidad portante (Resistencia y estabilidad) y la aptitud al servicio. A estos efectos se

distinguirá, respectivamente, entre estados límite último y estados límite de servicio.

- Se tuvieron en cuenta los efectos que, dependiendo del tiempo, pueden afectar a la capacidad portante o aptitud de servicio de la cimentación comprobando su comportamiento frente a:
 - a) acciones físicas o químicas que pueden conducir a procesos de deterioro;
 - b) cargas variables repetidas que puedan conducir a mecanismos de fatiga del terreno;
 - c) las verificaciones de los estados límites de la cimentación relacionados con los efectos que dependen del tiempo deben estar en concordancia con el periodo de servicio de la construcción.

- Las condiciones que aseguren el buen comportamiento de los cimientos se deben mantener durante la vida útil del edificio, teniendo en cuenta la evolución de las condiciones iniciales y su interacción con la estructura.

- Los estados límites de servicio están relacionados a:
 - a) los movimientos excesivos de la cimentación que puedan inducir esfuerzos y deformaciones anormales en el resto de la estructura que se apoya en ellos, y que aunque no lleguen a romperla afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de equipos e instalaciones;
 - b) las vibraciones que al transmitirse a la estructura pueden producir falta de confort en las personas o reducir su eficacia funcional;
 - c) los daños o el deterioro que pueden afectar negativamente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

- Para cada situación de dimensionado de la cimentación se distinguió entre acciones que actúan sobre el edificio y acciones geotécnicas que se transmiten o generan a través del terreno en que se apoya.

- En síntesis los procedimientos aquí descritos son una forma simplificada para llevar a cabo una estructura de cimentación, objetiva, válida, eficaz y sísmicamente resistente con todos los parámetros de diseño que exige la normativa colombiana NSR-10 y la ISE en cuanto a comportamiento, durabilidad y economía.

BIBLIOGRAFÍA

AGUIRRE GALLEGO, C. M., & AMARIS MESA, A. D. "Análisis Estructural de Zapatas Medianeras". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia - Sede Medellín. 1997

ATEHORTUA, & VALLEJO. "Efecto de la Inestabilidad de Laderas en Cimentaciones Profundas". *Tesis de Grado*. Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia. 1988

BOTERO , & GÓMEZ. "Método General de Interacción Suelo - Estructura". *Tesis de Grado* . Medellín, Colombia: Universidad Nacional de Colombia. 1992

CALAVERA, J. *Cálculo de Estructuras de Cimentación*. Madrid, España: Intemac. 1991

DEMENEGHI, A. "Interacción Suelo - Estructura". *Revista de Ingeniería*, Vol. 3(Nº 4). México. 1983

GARZA VÁSQUEZ, L. "Interacción Suelo - Estructura". *Revista Asociación de Ingenieros del valle* (Nº 443). Valle, Colombia. 1984

KONIG , G., & SHERIF, G. "Consideración de las Condiciones Reales en el Cálculo de Losas de Cimentación". *Trad. Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*(Nº 112). 1975

MOLANO, J. "Interacción Suelo - Estructura, Una Nueva Aproximación". Séptimas Jornadas de Geotécnica de la Ingeniería de Colombia. Bogotá, Colombia: Sociedad Colombiana de Ingenieros. 1992

NSR-10. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Bogotá, Colombia. 2011

ZEEVAERT, L. Interacción Suelo - Estructura de Cimentación. México: Limusa. 1980