

# **1 INTRODUCCIÓN**

## **1.1 Antecedentes**

Es común observar pequeños agrietamientos en estructuras recientes, si la estructura fue construida con el respaldo de eficientes estudios técnicos lo más probable es que las pequeñas fisuras se deban a pequeños asentamientos elásticos provocados por el peso de la edificación, por el comportamiento no homogéneo del suelo y por un ajuste de partículas al interior del suelo. No obstante si se trata de suelos arcillosos el tema es diferente ya que estos tipos de suelos están sometidos al fenómeno de “Consolidación”, que consiste en la expulsión paulatina del agua contenida en los poros por aplicación de las cargas, que ocasiona la reducción de los espacios vacíos y que llevan a asentamientos a través del tiempo, por lo que es necesario realizar ensayos de consolidación.

La mayor parte de los asentamientos humanos se encuentran sobre suelos compresibles, estos suelos no causan problemas, a menos que las estructuras que se construyen sobre ellos sean diseñadas inadecuadamente sin considerar el posible asentamiento del suelo, que puede generar asentamientos diferenciales de apoyos, provocando que la cimentación esté sometida a solicitaciones ajenas al diseño lo que puede alterar el aspecto de una estructura, provocando la aparición de grietas significativas, a menudo en las esquinas de las ventanas, puertas o en muros y losas que pueden causar daños estructurales. Se produce una pérdida completa del confort de la estructura.

## **1.2 El problema**

### **1.2.1 Planteamiento**

Los asentamientos diferenciales se producen por diferentes causas:

- ✓ Debido al apoyo de la estructura de cimentación sobre materiales con distintas características geotécnicas.
- ✓ Variación del nivel freático.
- ✓ Elementos sub-armados en los cuales debido a una redistribución de esfuerzos, su armadura es insuficiente para soportar momentos impuestos.
- ✓ Cambio de uso en la estructura sin considerar la capacidad estructural de la misma, lo que puede generar mayor transmisión de carga a la fundación de la que fue calculada.

- ✓ Cimentaciones sobre arcillas compresibles.
- ✓ Por nuevas construcciones vecinas.
- ✓ Presiones diferentes sobre el terreno.

Muchas causas además de las mencionadas originan los asentamientos diferenciales y la posterior aparición de fisuras, las mismas pueden incrementar su magnitud de difícil y costosa reparación ocasionando inseguridad a los usuarios, por esta razón es muy importante reducir estos efectos a través del estudio de alternativas estructurales.

- ✓ Utilización de drenajes
- ✓ Dimensionamiento de zapatas para igual asentamiento
- ✓ Estabilización del suelo
- ✓ Profundización de zapatas
- ✓ Sistemas de cimentación flexibles
- ✓ Uso de un sistema de fundación rígida.

### **1.2.2 Formulación**

En el planteamiento de este trabajo surge la siguiente pregunta como punto de partida de la investigación: ¿Será posible la reducción de los asentamientos diferenciales mediante vigas de arriostre?

#### **Alternativas de solución**

Hay varias posibilidades para solucionar el problema de los asentamientos diferenciales de los apoyos debido a la heterogeneidad del suelo.

Existe la posibilidad de mezclar el suelo con algunos aditivos que cambien las propiedades del suelo evitando que este sea sensible a las fluctuaciones de humedad, se requiere un análisis muy profundo para determinar que aditivo es el más adecuado para el tipo de suelo, la cantidad necesaria y el método apropiado para la mezcla.

Desde el punto de vista estructural es posible disponer de medidas para que la estructura sea compatible con los asentamientos del suelo, mediante el diseño de una cimentación con

características especiales de rigidez que impidan que los movimientos originados por el suelo a través del tiempo se transmitan a la superestructura de manera dañina.

### **1.3 Objetivos.**

Los objetivos del trabajo de investigación son:

#### **1.3.1 Objetivo General:**

- ✓ Realizar el estudio de asentamientos diferenciales en un sistema de fundación de zapatas aisladas, y compararlas con los asentamientos obtenidos con la rigidización del sistema aislado con vigas de arriostre para obtener el porcentaje de reducción de asentamientos y su incidencia con las patologías estructurales.

#### **1.3.2 Objetivos Específicos:**

- ✓ Considerar la interacción suelo-estructura para el cálculo de asentamientos elásticos.
- ✓ Calcular los asentamientos a través del tiempo usando la teoría unidimensional de Terzagui.
- ✓ Establecer asentamientos admisibles de acuerdo a las características del suelo para poder compararlos con los calculados.
- ✓ Predecir el efecto que los suelos compresibles ocasionan en estructuras fundadas con zapatas aisladas.
- ✓ Reflexionar sobre los problemas ingenieriles que pueden ocasionar los asentamientos diferenciales en las estructuras para tomar las precauciones permitentes.

### **1.4 Justificación**

#### **1.4.1 Teórica.**

La importancia del estudio de asentamientos diferenciales parte de que todas las estructuras están apoyadas en el suelo, por lo tanto la investigación propuesta busca realizar un estudio teórico para estimar los posibles movimientos del suelo, y así seleccionar un apropiado diseño de fundaciones que sea capaz de resistir estos movimientos de una manera

aceptable, de tal manera evitar la aparición de fisuras en estructuras por el asentamiento del suelo.

#### **1.4.2 Metodológica.**

Para determinar el asentamiento por consolidación en una estructura, se pretende realizar pruebas de laboratorio de un estrato compresible y obtener los parámetros geotécnicos que permitan realizar un cálculo de asientos usando la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

#### **1.4.3 Práctica.**

Al asegurar que el sistema de fundación sea compatible con los movimientos del suelo, disminuirá la aparición de fisuras provocadas por los asentamientos diferenciales que afecta principalmente a estructuras aporticadas de hormigón armado; así muchas de las pérdidas económicas que provocan la reparación de grietas podrían ser evitadas.

### **1.5 Hipótesis**

Para este trabajo de investigación se tiene la siguiente hipótesis de primer grado:

- Si se rigidiza la fundación a través de vigas riostra conectadas al nivel de zapatas aisladas, se reducirán los asentamientos diferenciales en las estructuras apoyadas sobre suelos compresibles.

### **1.6 Alcance del Estudio**

#### **1.6.1 Tipo de Investigación**

Esta investigación es un estudio teórico, en el cual se aplica los fundamentos de la mecánica de suelos y análisis estructural para estimar los asentamiento de apoyos de la estructura, considerando las ventajas del diseño de cimentaciones con características especiales de rigidez como ser zapatas aisladas con vigas riostre, que impidan que los movimientos originados por el suelo se transmitan a la estructura de una manera inadmisibile.

### **1.6.2 Alcance**

A través de un ejemplo numérico (edificio hipotético) se estudiará si la rigidización de zapatas aisladas con vigas riostre disminuye los asentamientos diferenciales.

### **1.6.3 Restricciones o limitaciones.**

En este trabajo de investigación únicamente se analizará el sistema de fundación compuesto por zapatas aisladas, que es el tipo de cimentación más usada en nuestro medio, las cuales además estarán conectadas por vigas riostre, para que la estructura hipotética analizada de tres niveles, con distinta distribución de luces, sea compatible con los movimientos del suelo, así se garantizará que los movimientos de apoyos sean admisibles y no provoque fisuración en la estructura, los suelos compresibles estudiados corresponderán a los del campus Universitario: “El Tejar”

## **2 ASIENTOS EN LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES**

### **2.1 Marco de Referencia**

#### **2.1.1 Teórico**

Los asentamientos de las estructuras construidas sobre mantos de arcilla blanda, que algunas veces están enterrados profundamente, debajo de materiales más resistentes y menos compresibles, pueden producirse lentamente y alcanzar grandes magnitudes. Debido al retraso que existe entre el final de la construcción y la aparición de las grietas, el origen de estos asentamientos se consideraba misterioso. Los primeros intentos exitosos para explicar el fenómeno sobre una base científica fueron realizados por Terzaghi en 1919. Los estudios de Terzaghi se referían a la magnitud y velocidad del asentamiento originado en un manto de arcilla, al que se le impedía moverse lateralmente y con posibilidades de expulsar el agua hacia arriba o hacia abajo cuando las partículas tendían a juntarse. En muchos casos, estas condiciones aparecen en la práctica. Por esta razón, y porque la comprensión de los fenómenos es básica para la solución de problemas prácticos más complicados, el estudio del comportamiento de los diferentes suelos cuando se sujetan a esfuerzos, está precedido por un estudio de la consolidación unidimensional de las arcillas saturadas.

La deformación de la mayoría de los suelos, aun bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además, esa deformación no se produce, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, sino que se desarrolla en el transcurso del tiempo. En algunos problemas, particularmente en el asentamiento de edificios construidos sobre arcilla, la deformación, debida a cambios volumétricos en los estratos del suelo subyacente, es mucho más importante que la deformación debida a cambio de forma. La expansión o deformación sólo por cambios de volumen es el proceso, por el que una masa de suelo cambia de volumen, manteniendo su forma; todo sucede como si estuviese cambiando la escala del espacio tridimensional. Los procesos reales de deformación pueden siempre descomponerse en dos facetas; una componente volumétrica de la deformación y otra desviadora; el proceso real puede así considerarse siempre como una adición de ambas componentes. El efecto más importante del desfase hidrodinámico es el asentamiento diferido de las estructuras; es decir, que el asentamiento continúa durante varios años

después de construirse la estructura. El criterio básico para el proyecto de una cimentación es que el asentamiento no deba superar un cierto valor admisible. Con objeto de asegurar que se cumpla este criterio básico, el ingeniero debe hacer dos consideraciones:

- En primer lugar, para cualquier cimentación existe un cierto valor de la presión aplicada, para la cual los asentamientos comienzan a ser muy grandes y difíciles de calcular, dicho valor se denomina capacidad de carga o capacidad portante.
- La cimentación debe proyectarse de manera que la presión real aplicada sea inferior a la capacidad de carga, con un margen de seguridad suficiente, para cubrir las incertidumbres en la estimación de las presiones sobre el terreno y de la propia capacidad de carga.

Todos los materiales que se emplean y los suelos que se encuentran en la construcción ordinaria son, en cierto grado, comprensibles bajo la gama de esfuerzos, que inducen casi todas las estructuras. El grado de asentamiento que tolera con seguridad una estructura está en función de la uniformidad de los movimientos, la velocidad de asentamiento y el momento que este ocurre, respecto a la secuencia de construcción, aunque no es posible olvidar tampoco la vulnerabilidad de la estructura, que depende del espaciamiento de las columnas, el tipo de construcción y la distancia entre las juntas de expansión.

### **Causas del asentamiento**

La relación entre el movimiento del suelo y la estabilidad de las estructuras asociadas a éste es bastante compleja. Primero, existen diferentes mecanismos que pueden producir movimientos en el suelo y, además, hay muchos tipos de estructuras, cada una con un diferente potencial para resistir el movimiento o ser afectada por el mismo. Algunos edificios, como las construcciones de ladrillo y mampostería, son sumamente frágiles y pueden sufrir agrietamientos e incluso daños estructurales, a consecuencia de desplazamientos pequeños de los cimientos. Otras pueden construirse para resistir movimientos de magnitud considerable sin sufrir un daño real. Es importante estar consciente de que las condiciones de un suelo pueden cambiar, algunas veces en alto grado, desde antes de la construcción, durante e incluso después de ésta. La predicción de tales cambios representa la tarea más difícil para el proyectista.

La mayor parte de los daños en edificios, que ocurren debido a movimientos de los cimientos, se debe a la aparición repentina de condiciones no previstas del suelo. Existen métodos por medio de los cuales se puede estimar el grado y ritmo del asentamiento de los cimientos, debido a ciertos mecanismos. Estas estimaciones resultan bastante confiables, siempre y cuando las condiciones del suelo que se supusieron para el cálculo:

- a) Sean una representación razonable de las condiciones reales.
- b) Tengan probabilidad de persistir a lo largo del periodo de vida del edificio.

Resulta útil iniciar cualquier estudio de asentamiento, considerando con brevedad varios mecanismos de movimientos del suelo, que son causas potenciales de asentamiento. La mayor parte del daño por asentamiento se puede clasificar como arquitectónico y estará confinado a los recubrimientos y acabados. La mayor parte del asentamiento inmediato se tiene durante la construcción, a medida que se impone la carga muerta y los daños posteriores se reducirán, por lo tanto, al mínimo si se demora la aplicación de los acabados, hasta que actúe toda la carga muerta.

Varias fuentes sugieren lineamientos acerca de valores límite, pero parece que se pueden aceptar los siguientes límites rutinarios (Skempton y MacDonald).

<b>Arenas</b>	Asentamiento total máximo	= 40 mm para zapatas aisladas = 40-65 mm para losas
	Asentamiento diferencial máximo	= 25 mm entre columnas adyacentes
<b>Arcillas</b>	Asentamiento total máximo	= 65 mm para zapatas aisladas = 65-100 mm para losas
	Asentamiento diferencial máximo	= 40 mm entre columnas adyacentes

*Tabla 2.1 Valores límite de asentamientos*



## **Asentamiento admisible**

El asentamiento admisible, que una estructura pueda tolerar, depende de muchos factores incluyendo el tipo, forma, situación y finalidad de la estructura, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento. Podría parecer que el ingeniero que proyecta una cimentación debería de considerar el asentamiento admisible especificado por el proyectista de la estructura; sin embargo, raramente es el caso y el ingeniero de cimentaciones se encuentra frecuentemente entre el ingeniero estructural, que no desea el menor asentamiento y además el cliente quiere una cimentación económica.

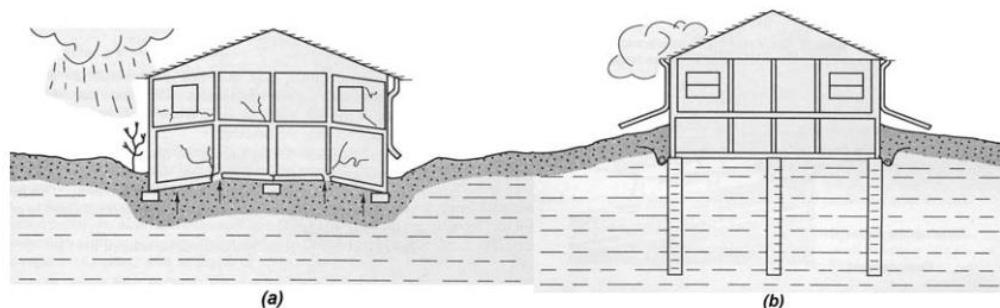
Pocos edificios de concreto pueden soportar un asentamiento diferencial entre columnas adyacentes de más de 2 cm, sin mostrar algunos signos de daño. Una estructura de acero puede soportar algo más y una de mampostería reforzada puede soportar 2.5 cm, sin mostrar daño serio, ya que el costo de una cimentación influye mucho la magnitud de los asentamientos diferenciales, que se consideran tolerables; el ingeniero no debe subestimar el asentamiento que su estructura puede soportar.

El asentamiento puede tener importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente, aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura. Los asentamientos puede alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros exteriores, y en los revoques de las paredes interiores. También pueden dar lugar a que una estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista su inclinación. El asentamiento puede interferir con el servicio de una estructura en diversas formas, por ejemplo, las grúas y otros tipos de maquinaria pueden dejar de funcionar correctamente; las bombas, compresores, etc, pueden desajustarse. El asentamiento puede producir el fallo estructural de un edificio y su colapso, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte de la cimentación sea elevado.

Ante la posibilidad de asientos diferenciales existen muchas soluciones que evitan la aparición de fisuras:

**Estabilización de suelos.**- Es una medida preventiva valida a través de la cual se añade al suelo componentes tales como, cal, cenizas volantes, bituminosos. Se busca mejorar las características específicas del terreno tales como la resistencia, durabilidad o manejabilidad, aumentar la impermeabilidad o reducir cambios volumétricos. El cemento pórtland es el aditivo más utilizado para aumentar la resistencia o la durabilidad, se aplica en proporciones del 2-4 % en peso seco en suelos granulares y del 10-15% para suelos cohesivos, sin embargo, las dificultades de mezcla y la gran cantidad de cemento limitan su uso. El agregado de sílice, aluminio y álcalis de las cenizas volantes permite rebajar las adiciones de cemento. También se aplican conjuntamente con cal ya que reaccionan con el hidróxido cálcico formando compuestos cementantes. La cal apagada mejora la resistencia, la manejabilidad y reduce cambios volumétricos en las arcillas. Las proporciones de adición oscilan entre 2-8% de suelo seco. El agregado de productos bituminosos es más costoso y difícil de mezclar, se utiliza solo para conseguir una capa cohesiva e impermeable sobre terrenos granulares y evitar la pérdida de resistencia al aumentar la humedad en suelos arcillosos.

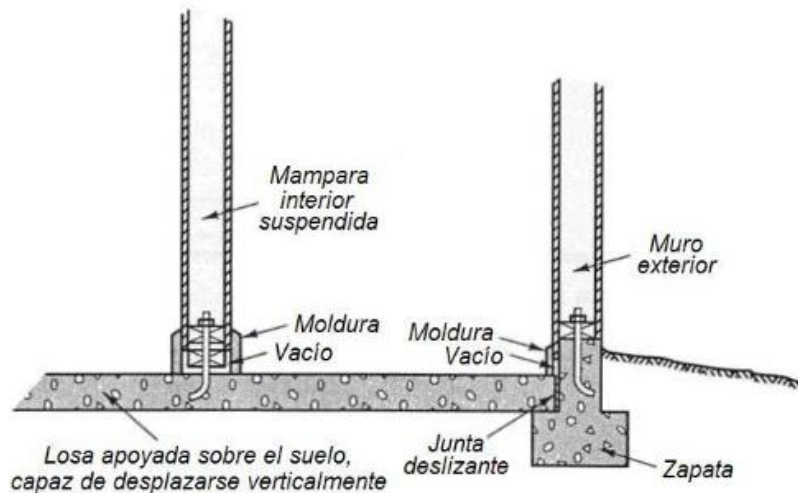
**Utilización de Drenajes.**- Es frecuente no pensar en la solución del drenaje para consolidar un terreno, pero un buen drenaje puede ser más efectivo que muchas otra actuaciones que hagamos en el terreno. Ya sea por escorrentías o por el nivel freático, la saturación del terreno con agua disminuye la capacidad portante de éste. Una medida a tomar puede ser la creación de un recinto estanco entorno al edificio o un sellado del terreno para reducir las afluencias o filtraciones de agua.



*Fig.2.1 Detalles de la superficie de drenaje (a) Drenaje deficiente (suelo húmedo expandido) (b) Drenaje eficiente (suelo seco estable).*

**Dimensionamiento de zapatas para igual asentamiento.-** Cuando proyectamos una cimentación, sobre arcilla es común llevarla a cabo mediante el concepto de iguales presiones de contacto, sin pensar que ello puede o no conducir a que la cimentación presente fuertes asentamientos diferenciales. Por ello, conviene diseñar, proyectar y construir las cimentaciones formadas por zapatas aisladas, mediante el procedimiento de “asentamientos iguales” y no por el de “presiones iguales”.

**Sistemas de cimentación flexibles.-** Este método de diseño consiste en la creación de cimentaciones a base de unidades rígidas unidas de manera flexible. En ellas, se espera que la instalación de juntas flexibles evite el desarrollo de grietas en las estructuras. Una manera de incrementar la flexibilidad de las estructuras es mediante el uso de losas flotantes, las cuales permiten el desarrollo de movimientos en el suelo, encontrando su principal aplicación cuando no se planea el uso de tratamientos de estabilización en ellos. En general, estas consisten en losas de piso separadas de la cimentación, provistas con juntas deslizantes que las hacen estar en estado libre.



*Fig 2.2 Losa flotante y detalles de diseño relacionados.*

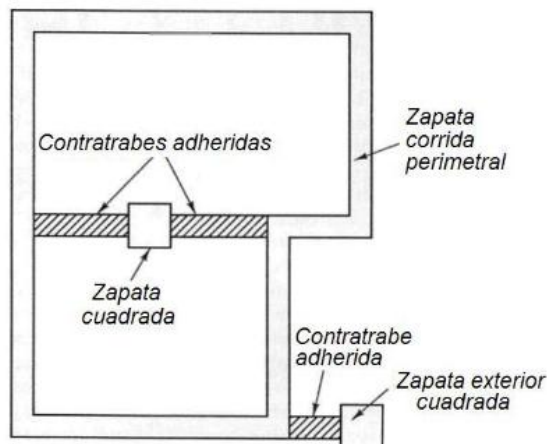
En el esquema de la figura 2.2 se puede observar que es preferible colocar la abertura de los muros en su parte inferior (pegado al piso), que en su parte superior (pegada al techo), ya que esta puede ser ocultada fácilmente mediante la colocación de una moldura flexible.

Si bien los sistemas de losas flotantes resultan muy útiles, cualquier construcción que descansa sobre ellas debe ser capaz de desplazarse a su mismo ritmo. Por tanto, en el diseño se debe especificar que las conexiones de agua y drenaje deben ser flexibles, además que

las escaleras deben encontrarse ligadas a muros y techos, y no a las losas, en un intento por prevenir que se levanten y afecte a la estructura. Debido a esto, las losas flotantes son más utilizadas en estacionamientos y sótanos, ya que en ellos es más fácil implementar estos detalles de diseño.

**Rigidización del sistema de Fundación.-** La construcción de cimentaciones tan rígidas y fuertes, que son capaces de moverse como una unidad, en ellas el movimiento diferencial solo causa una inclinación (sin distorsión) de las estructuras.

Cuando se trata de construir sobre suelos compresibles, se puede hacer uso de zapatas corridas, zapatas aisladas con vigas de arriostre que mejoren la rigidez de los sistemas de cimentación aislados, lo cual ayudará a extender los movimientos diferenciales sobre una mayor distancia.



*Fig 2.3 Uso de zapatas corridas y aisladas con vigas de arriostre (contratrabe) para mejorar la rigidez de un sistema de cimentación aislado.*

### 2.1.2 Conceptual.

Se definen los siguientes términos usados en la investigación:

**Asentamiento Diferencial.-** Los asentamientos diferenciales son los movimientos o desplazamientos relativos de las diferentes partes de una estructura a causa de un asentamiento irregular de la misma, provocados por un desequilibrio de esfuerzos en el suelo.

**Estabilización.-** La estabilización consiste en agregar un producto químico o aplicar un tratamiento físico logrando así que se modifiquen las características de los suelos. Se dice que es la corrección de una deficiencia para darle una mayor resistencia al terreno o bien, disminuir su plasticidad

**Consolidación.-** Es el cambio de volumen en suelos cohesivos saturados debido a la expulsión del agua que ocupan los poros. Los suelos cohesivos saturados pueden ser suelos arcillosos y arcillosos saturados. Dependen de la permeabilidad del suelo. Es una deformación dependiente del tiempo y ocurre en suelos de grava fina saturados con baja permeabilidad.

**Estados Límites.-** Aquellos estados o situaciones de la estructura, o de partes de la misma, que de alcanzarse y excederse ponen a la estructura fuera de uso por incumplimiento de las condiciones tensionales o funcionales límite preestablecidas.

**Estados Límites de Servicio.-** Situaciones que suponen que una obra, estructura o elemento, deja de cumplir los requisitos de calidad (por razones funcionales, estéticas, de durabilidad, etc.) establecidos en el proyecto, aunque ello no implique la ruina o puesta fuera de servicio de modo inmediato.

**Estados Límite Último.-** Situaciones que suponen la puesta fuera de servicio, de una determinada obra, estructura o elemento, como consecuencia de rotura, hundimiento, pérdida de estabilidad o cualquier forma de fallo.

### **2.1.3 Espacial**

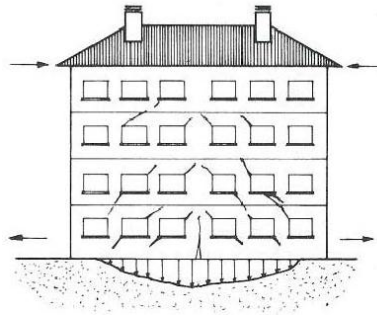
Para este trabajo de investigación se trabajó con suelos que se encuentran dentro de los predios de la “Universidad Autónoma Juan Misael Saracho”, se realizaron toma de muestras inalteradas para la realización de pruebas en laboratorio para obtener los datos necesarios que fueron procesados en gabinete.

### **2.1.4 Temporal**

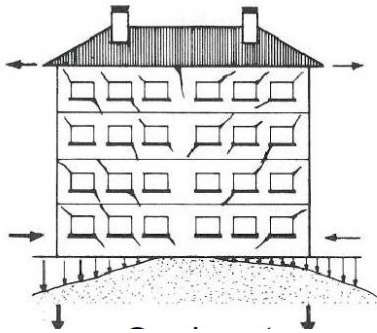
Este estudio será desarrollado en el periodo de esta gestión académica 2014, la validez de este trabajo de investigación dependerá de la aparición de nuevos sistemas de rigidización

de la fundación: más innovadores y que representen una alternativa más eficiente que asegure que los movimientos del suelo no dañen la integridad de la estructura y su estética.

## 2.2 Tipos de asentamientos y lesiones en las estructuras



*Fig. 2.4 Arrufo*



*Fig. 2.5 Quebranto*

La tipología a partir de las lesiones o síntomas de los fallos en una cimentación, es la siguiente:

- ✓ Levantamientos.
- ✓ Desplazamientos.
- ✓ Asientos uniformes o diferenciales.
- ✓ Giros.
- ✓ Colapsos parciales o totales.

Las fisuras y grietas son, casi sin lugar a dudas, los primeros síntomas de algún fallo o problema en la cimentación. Son las primeras en aparecer seguidas, tarde o temprano, por otras sintomatologías.

### **Levantamiento**

Levantamiento o ascenso de los edificios por sub-presiones del terreno, es otro fallo poco frecuente. El estudio de este acontecimiento se circunscribirá al caso de las piscinas, a los edificios de escaso peso (tinglados y naves industriales) y a las soleras simplemente apoyadas de algunas edificaciones, ya que en la mayoría de los edificios su peso propio alcanza para contrarrestar esta circunstancia.

### **Desplazamientos**

Las posibles causas de este problema se pueden deber a una cimentación en terreno inestable o a problemas geotécnicos a gran escala.

### **Asientos**

Asiento es el movimiento más común de un edificio afectado por fallos en su fundación. Se define por asiento o asentamiento, la consolidación bajo carga de un suelo. Esta consolidación dependerá del tipo de suelo y, por tanto, de la deformación máxima a asumir por éste, y del tiempo necesario para alcanzar la misma.

Los asientos tienen una sintomatología típica en las grietas o fisuras que puedan aparecer tanto en estructuras de muros de carga como en estructuras reticuladas de madera, acero u hormigón armado.

En edificios con estructura y con cerramientos de materiales de comportamiento pétreo (piedra, mahón, bloque de mortero) y a la vez homogéneos, las lesiones típicas son coincidentes con las líneas isostáticas de compresión. Esto nos permitirá, según la situación y la dirección de la lesión, determinar qué tipo de asentamiento la ha provocado.

### **Asentamiento diferencial**

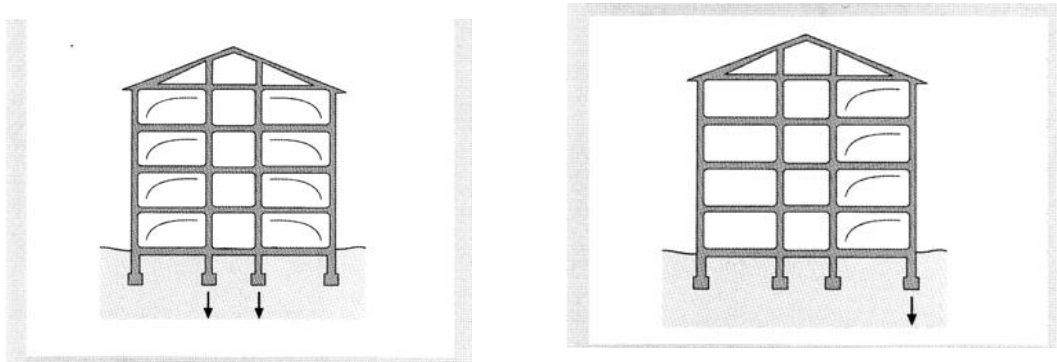
En general, los asentamientos que provocan perjuicios o daños son aquellos que generan asentamientos diferenciales de los distintos componentes de la edificación y que se

presentan después de terminar la obra, son los más problemáticos, ya que, al quedar parte de los cimientos sin el apoyo suficiente, el edificio debe deformarse y acoplarse a la nueva forma de sustentación, generalmente la estructura no tolerará esta deformación y se producirá la rotura, manifestada en grietas y fisuras. La tolerancia de asentamiento diferencial disminuye conforme se reduce el espaciamiento de las columnas. Típicamente, las estructuras de concreto fundidas en su sitio son más vulnerables a esos movimientos, que las edificaciones de acero. Cuando se quiere hacer el cálculo de los asentamientos de cimentaciones, es necesario conocer la distribución de los esfuerzos dentro de los estratos del suelo y sus respectivos grados de compresibilidad.

En general, la carga de trabajo de un suelo es una ciencia con cierto grado de imprecisión, hace que los asientos sean prácticamente imposibles de evitar, aunque sí se pueden predecir. Sobre estas predicciones trabajan tanto los estudios de los suelos como los cálculos estructurales.

### **Asiento de conjunto**

Si por recurrir alguna de las soluciones anteriores se impiden cualquier asiento diferencial, no hay que olvidarse que la construcción se comportará finalmente como una cimentación única, más o menos pesada, y por lo tanto, causante de un asiento de conjunto.



*Fig. 2.6 Lesiones en muros no portantes por asiento de la estructura aporticada.*

Si la capa compresible del suelo tiene espesor constante y la construcción no es más pesada en un extremo que en otro, es decir, si el centro de gravedad de las cargas está cerca del centro de gravedad de los cimientos, el edificio se asentará regularmente sin perder su



verticalidad. En caso contrario, se producirá un asiento parcial (diferencial) y el edificio perderá su perpendicularidad con respecto al suelo.

Asimismo, toda construcción está unida al exterior por redes de canalización de servicios que, de sufrir asientos, se supondrán la aparición de problemas relativos a esto.

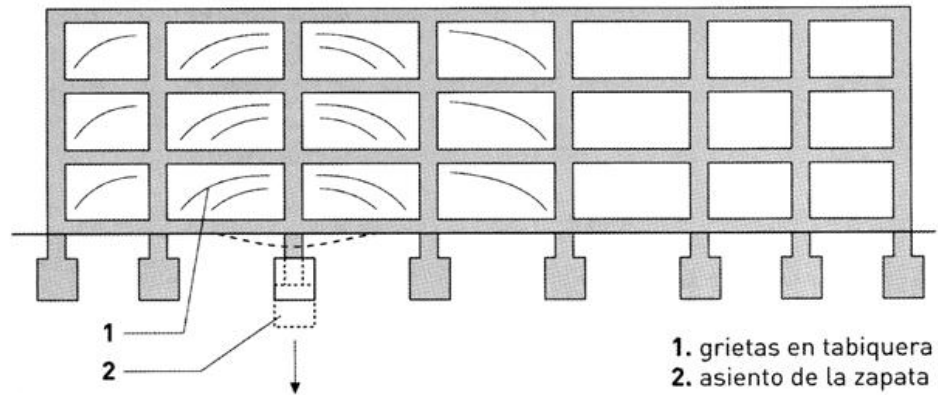


Fig. 2.7 Grietas en tabiquería por asiento de un pilar en pórticos de hormigón armado.

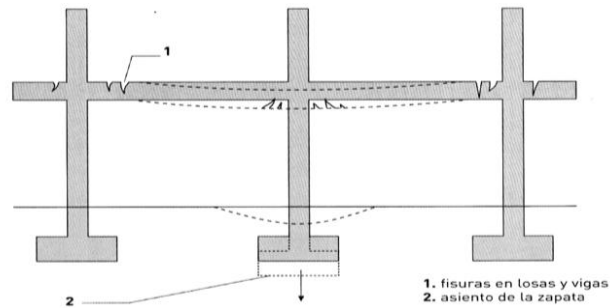


Fig. 2.8 Fisuras en vigas continuas de hormigón armado por asiento de un pilar. Fuente:

Tomada del internet.

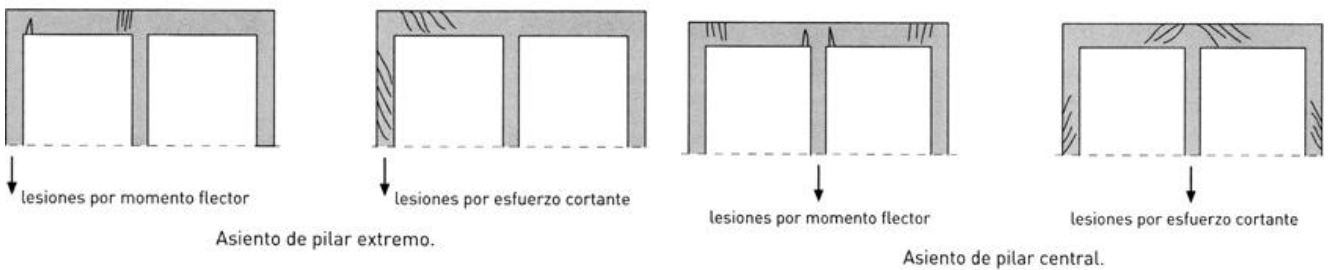


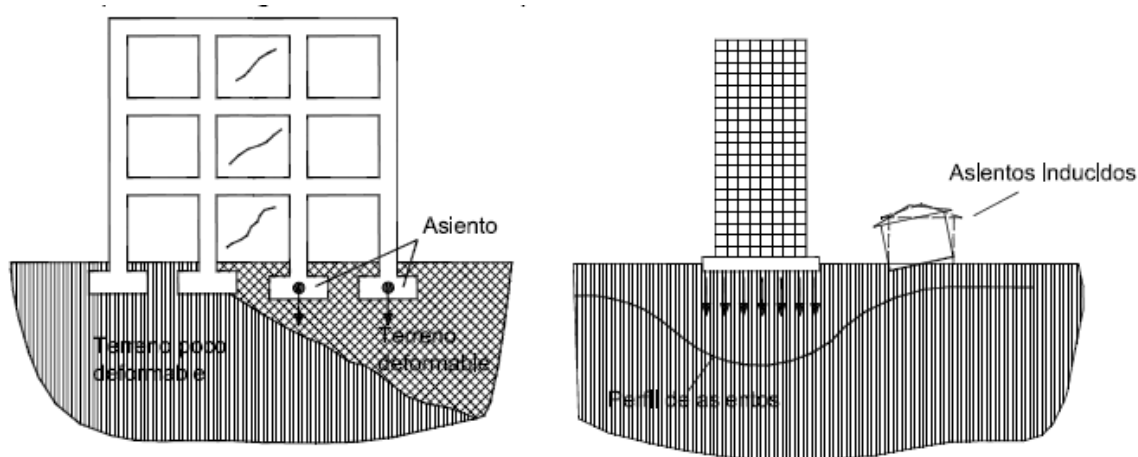
Fig 2.9 Diferentes tipos de asientos

### 2.3 Estados límites de servicio

Las tensiones transmitidas por las cimentaciones dan lugar a deformaciones del terreno que se traducen en asientos, desplazamientos horizontales y giros de la estructura que, si resultan excesivos podrán originar una pérdida de la funcionalidad, producir fisuraciones, agrietamientos u otros daños. Se debe verificar que:

- a) Los movimientos del terreno serán admisibles para el edificio a construir.
- b) Los movimientos inducidos en el entorno no afectarán a los edificios colindantes.

Las limitaciones de movimiento o los movimientos máximos admisibles se estipularán en cada caso en función del tipo de edificio.



*Fig. 2.10 Ejemplos de estados límite de servicio. Fuente CTE*

Para la verificación de los estados límite de servicio será necesario contar con parámetros representativos de la deformabilidad del terreno. Normalmente dependerán del tipo de terreno en estudio y del método seleccionado para la estimación de asientos.

En el caso en que el tipo de terreno haga prever asientos diferidos a largo plazo será necesario llevar a cabo un estudio específico sobre la magnitud de los asientos y el tiempo que tardarán en producirse.

Cuando se utilice este procedimiento para avalar la seguridad de la cimentación en estudio, debe dejarse constancia explícita de los parámetros geotécnicos, solicitaciones sobre la cimentación y tipos de cimiento.

### 2.3.1 Verificaciones a efectuar

Para las diferentes situaciones de dimensionado se deben verificar los estados límites de servicio correspondientes.

Los módulos de deformación del terreno necesarios para la verificación de un adecuado comportamiento de la cimentación en servicio se representarán por sus valores medios representativos.

El comportamiento adecuado de la cimentación, en relación con un determinado criterio, queda verificado si se cumple:  $E_{servicio} \leq C_{limite}$ , siendo el efecto de las acciones de una determinada situación de dimensionado menor o igual al valor límite para el mismo efecto.

El valor de cálculo de los efectos de las acciones se determinará, para cada situación de dimensionado y cada criterio a verificar, a partir de las combinaciones de acciones establecidas.

Los valores límite para los distintos efectos de las acciones deben estar en concordancia con el objetivo de cada comprobación específica.

Para la determinación de los valores límite de los movimientos de la cimentación se tendrá en cuenta los siguientes aspectos:

- Grado de fiabilidad en la estimación de dichos movimientos.
- Posibles movimientos del terreno y su evolución con el tiempo
- Tipo de estructura y materiales del edificio.
- Tipo de cimentación y características del terreno.
- Distribución de cargas en el edificio.
- Proceso constructivo del edificio.
- Uso que se vaya a dar al edificio.

La verificación de los estados límite de servicio relacionados con los movimientos de la cimentación podrá llevarse a cabo, mediante criterios basados en valores límite para los siguientes parámetros:

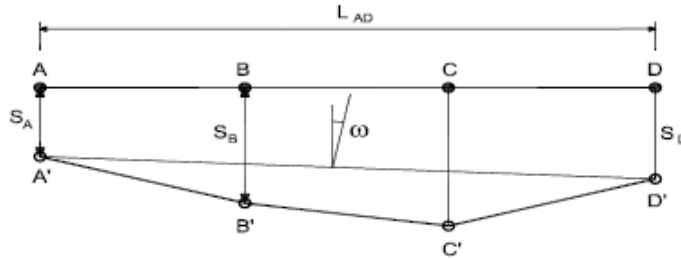


Fig.2.11 Definiciones básicas del movimiento de cimentaciones

- ✓ Siendo “s” definido como el descenso de cualquier punto de la cimentación de un edificio. (Ejemplo  $s_A$ ).
- ✓ Asiento diferencial “ $\delta s$ ”, definido como la diferencia de asiento entre dos puntos cualesquiera de la cimentación:  $\delta s_{AB} = s_B - s_A$  (Ec.2.1)
- ✓ Distorsión angular “ $\theta$ ”, definida como el asiento diferencial entre dos puntos dividido por la distancia que los separa:

$$\theta_{AB} = \frac{\delta s_{AB}}{L_{AB}} \text{ (Ec. 2.2)}$$

- ✓ Se denomina giro relativo o rotación relativa cuando el asiento diferencial está referido a la distancia medida según la línea que define la inclinación media de la cimentación (línea A'D' en la figura 2.11)
- ✓ Inclinación “ $\omega$ ”, definida como el ángulo girado con respecto a la vertical según la línea media que define la posición deformada de la cimentación.

### 2.3.2 Deformaciones admisibles por las estructuras

En el caso de que no se especifiquen en el proyecto los valores límite de servicio de los movimientos de la cimentación del edificio podrán adoptarse los indicados en las tablas del anexo 1.

### 2.4 Asiento en las cimentaciones directas.

La mecánica de suelos está directamente vinculada con el diseño y construcción de proyectos de Ingeniería civil, puesto que proporciona los parámetros necesarios para poder llevar a cabo el análisis de los puntos de apoyo o cimentaciones de una estructura sobre el

suelo de soporte para que se produzca una transmisión eficiente de las cargas al terreno. Entonces, un estudio de suelos debe proporcionar parámetros fundamentales como profundidad de cimentación, tipo de cimentación, capacidad de carga del suelo, entre otros parámetros.

Toda estructura de edificación siempre sufrirá asentamientos por efecto de las cargas actuantes (peso propio y carga viva), y es función del sistema de cimentación de la estructura controlar que estos asientos se mantengan dentro del rango tolerable, o en su defecto, si son excedidos, a través de una cimentación rígida se deberá transmitir adecuadamente los esfuerzos al suelo de soporte, controlando de esta manera los asentamientos diferenciales que son los que provocan agrietamientos en los miembros estructurales y no estructurales del edificio.

Como sabemos, todo edificio a lo largo de su periodo de vida experimentará asentamientos, en muchos casos no perceptibles a simple vista, pero de hecho sí hay un desplazamiento vertical, cuya magnitud depende del tipo de suelo y del tipo de cimentación empleado. En esta parte distinguimos dos tipos de asentamientos: el primero, llamado asentamiento elástico, se produce seguido al proceso constructivo por efecto de las cargas transmitidas y se da por la deformación elástica e inmediata del suelo, este asentamiento lo tenemos en todas las estructuras e indistintamente del tipo de suelo.

El otro tipo de asentamiento y que es propio de las estructuras cimentadas en suelos arcillosos es el denominado asentamiento por consolidación: primaria (durante la cual el exceso de presión de poro es gradualmente transferido a esfuerzos efectivos por la expulsión de agua de poro) y secundaria (ocurre después de la total disipación del exceso de presión de poro del agua cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo) y se da por la disipación del agua existente en el suelo arcilloso por acción de las cargas, y al ser la arcilla casi impermeable, la salida de agua tarda meses y aún años, por lo que la reducción de espacios vacíos del suelo es lenta y por tanto el asentamiento de la estructura es un proceso que está en función del tiempo, por lo que al inicio puede parecer que todo está bien, ya que los asientos pueden ser pequeños.

Sin lugar a dudas el asentamiento por consolidación es de mucho cuidado, porque si no se tomó en cuenta desde un inicio, en unos cuantos años se puede tener grietas notables en los

elementos de la estructura, tales como paredes, vigas, columnas, muros, etc. Y solucionar este problema es una tarea muy laboriosa y desde luego con valor económico muy representativo.

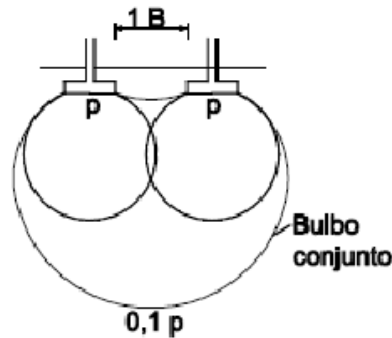
Se deberá mantener especial cuidado en el estudio de suelos arcillosos de alta plasticidad, por lo que su análisis deberá incluir ensayos de consolidación con los estados de carga adecuados. En arcillas de alta plasticidad identificadas por un índice plástico muy alto es preferible que se consideren ensayos de límite de contracción y presión de hinchamiento para un posible análisis de suelos expansivos. Es cierto que un suelo expansivo en estado seco puede aparentar una gran consistencia, pero al variar ligeramente su humedad se pueden presentar presiones de hinchamiento muy grandes y mayores en muchos casos a las presiones ejercidas sobre el suelo por los cimientos, por lo que existe una descompensación de presiones hacia arriba y hacia abajo, ocasionando el apareamiento notable de agrietamientos. En ocasiones para descartar la presencia de arcillas expansivas se recomienda realizar ensayos de difracción de rayos X sobre muestras de suelos, para conocer el porcentaje de montmorrillonita, que es un mineral de la familia de los silicatos, de composición química inconstante y que provoca que un suelo se expanda fácilmente al estar en contacto con el agua.

Para una planificación segura de una nueva construcción por pequeña que sea, un componente indispensable es el estudio de suelos, puesto que guiará a que la nueva estructura se apoye en suelo de características competentes y con el sistema de cimentación más apropiado para que las cargas se transmitan al suelo de manera óptima. La estimación de los asientos producidos por una cimentación directa requiere generalmente la determinación de la distribución de presiones originadas por las cargas del terreno. En general se podrá suponer que la zona de interés a efectos de cálculo de asientos se circunscribe a una profundidad tal que el incremento de presión vertical originado sea el menor de los siguientes valores:

- ✓ El 10% de la presión vertical neta transmitida por la cimentación.
- ✓ El 5% de la presión efectiva existente a esa profundidad antes de construir el edificio.

El incremento apuntado en el párrafo anterior suele dar lugar a que, el citado límite de interés en el terreno tenga una profundidad aproximada de  $2B$ , siendo  $B$  el ancho o dimensión menor en planta de la cimentación correspondiente.

Si se trata de un edificio cimentado por zapatas relativamente próximas a los bulbos de tensiones de las zapatas individuales se podrán solapar en profundidad



*Fig. 2.12 Influencia de la proximidad de los cimientos*

#### **2.4.1 Rigidez relativa terreno-estructura.**

La transmisión de las cargas del edificio al terreno plantea un complejo problema de interacción entre los tres elementos implicados: estructura, cimentación y terreno. Los principales factores a considerar en dicho proceso serán el tipo y características del terreno, la forma y dimensiones de la cimentación y la rigidez relativa terreno-estructura y terreno-cimentación.

Aparte de la rigidez de la cimentación, la propia rigidez de la estructura a cimentar inducirá también restricciones al movimiento y a la respuesta asociada del terreno. En el caso más general, cuando el terreno tienda a asentarse por efecto de la presión aplicada, la estructura, en función a su rigidez redistribuirá sus esfuerzos, modificando a su vez las solicitaciones sobre los cimientos y el terreno. La situación de equilibrio final dependerá por tanto de la rigidez relativa del conjunto terreno-cimiento-estructura.

El factor de amortiguación  $\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \cdot K_s}{4EI}}$  tiene como dimensión  $L^{-1}$  y se denomina factor de amortiguamiento del sistema cimiento-suelo de soporte. EL inverso del mismo,  $1/\lambda$ , se denomina longitud característica o longitud elástica y constituye una medida de interacción

entre la viga y el suelo de fundación. Cuando la viga es muy rígida en comparación con el suelo de soporte,  $1/\lambda$  es grande e implica que una carga aplicada sobre la viga causa deflexiones de la misma hasta una distancia considerable del punto de acción de la carga. Alternativamente, una pequeña longitud característica proviene de una combinación viga “blanda” y suelo rígido, esto significa que con relación a las deflexiones, el tramo de influencia de la carga es relativamente local respecto al punto de aplicación y desde el punto de vista de la rigidez relativa, le viga se comporta como muy flexible.

Intervalo de $\lambda L$	Identificación de la viga
$\lambda L < \pi/4$	Viga rígida
$\pi/4 < \lambda L < \pi$	Viga de flexibilidad intermedia
$\lambda L > \pi$	Viga flexible

Tabla 2.2 Identificación de las vigas de fundación de acuerdo con intervalos de la relación “ $\lambda L$ ”. Fuente: *Introducción suelo-estructura. Manuel Delgado Vargas. Pág. 42*

#### 2.4.2 Método de cálculo de asientos.

Frecuentemente el asiento es el factor limitativo para las presiones admisibles o de servicio de cimentaciones. De ahí el interés en estimarlo.

El cálculo de asientos es sin lugar a dudas uno de los problemas más complejos de la mecánica de suelos. Existen en la actualidad una multiplicidad de procedimientos para atacar el problema, lo que evidentemente indica que hasta la fecha no se ha conseguido obtener un buen método de predicción.

El problema se complica aún más cuando se han de analizar asentamientos diferenciales en una estructura, dado que la interacción entre ésta y el terreno hace que se reorganicen los esfuerzos y los movimientos asociados (asientos)

Las dificultades en la predicción fiable de asientos provienen en primer lugar de la naturaleza del suelo. Así, la primera fase de estudio ha de consistir necesariamente en la ejecución de una campaña de reconocimiento adecuada, la obtención de un buen perfil geológico-geotécnico y la estimación de los parámetros necesarios del suelo. Esta tarea es ya de sí muy difícil.



En las últimas décadas se han desarrollado modelos constitutivos sofisticados que permiten, mediante el empleo de técnicas de elementos finitos o similares la utilización de un gran número de parámetros, de difícil y costosa estimación en laboratorio.

En las circunstancias anteriores, resulta evidente que sólo para los casos más singulares resulta económicamente emplear sistemas de análisis muy avanzados. Para la práctica habitual se ha comprobado que resulta más apropiado y efectivo concentrar los esfuerzos en la determinación de pocos parámetros representativos del terreno y emplear algún método de cálculo fiable y sencillo que proporcione resultados suficientemente aceptables.

#### 2.4.2.1 Asentamiento Elástico basado en la teoría de la elasticidad.

El asentamiento elástico o inmediato de una cimentación superficial se estima usando la teoría de la elasticidad. Con referencia a la Figura 2.14 y aplicando la ley de Hooke:

$$S_e = \int_0^H \varepsilon_z dz = \frac{1}{E_s} \int_0^H (\Delta p_z - \mu_s \Delta p_x - \mu_s \Delta p_y) dz \quad (\text{Ec. 2.1})$$

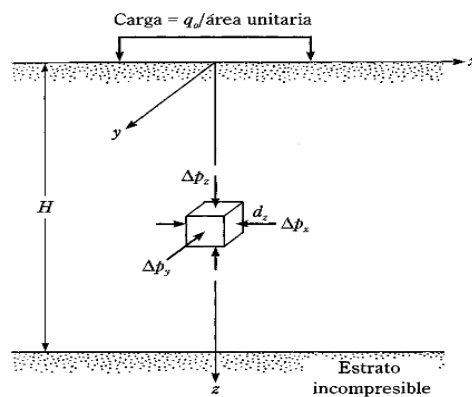


Fig. 2.13 Asentamiento elástico de cimentación superficial. Fuente: Principios de ingeniería de cimentaciones. Braja Pag. 241

Donde:

- $S_e$ = Asentamiento elástico
- $E_s$ = Módulo de elasticidad del suelo
- $H$ =Espesor del estrato del suelo

$\Delta p_x, \Delta p_y, \Delta p_z$  =Incremento del esfuerzo debido a la carga neta aplicada a la cimentación, en las direcciones **x, y, z** respectivamente.

$\mu$ = Módulo de Poisson

Teóricamente, si  $D_f$  (Nivel de desplante)=0 y  $H$ (espesor del estrato) $<\infty$  debido a la presencia de una capa rígida (incompresible). Como muestra la figura 2.16:

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) \frac{[(1 - \mu_s^2) F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2)F_2]}{2}$$

*Ec.2.2. Asentamiento de esquina de la cimentación flexible.*

$$S_e = \frac{Bq_o}{E_s} (1 - \mu_s^2) [(1 - \mu_s^2) F_1 + (1 - \mu_s - 2\mu_s^2)F_2]$$

Si:

$$S_e = y$$

$$I_w = [(1 - \nu^2)F_1 + (1 - \nu - 2 * \nu^2)F_2]$$

$$y = q * B * \frac{1 - \mu^2}{E_s} * I_w$$

*Ec.2.3. Asentamiento en el centro de la cimentación flexible.*

Las variaciones de  $F_1$  y  $F_2$  con  $H/B$  se dan en las figuras 2.15 y 2.16, Es también importante ver que las relaciones anteriores para  $S_e$  suponer que la profundidad de la cimentación es igual a cero. Para  $D_f > 0$ , la magnitud de  $S_e$  decrecerá.

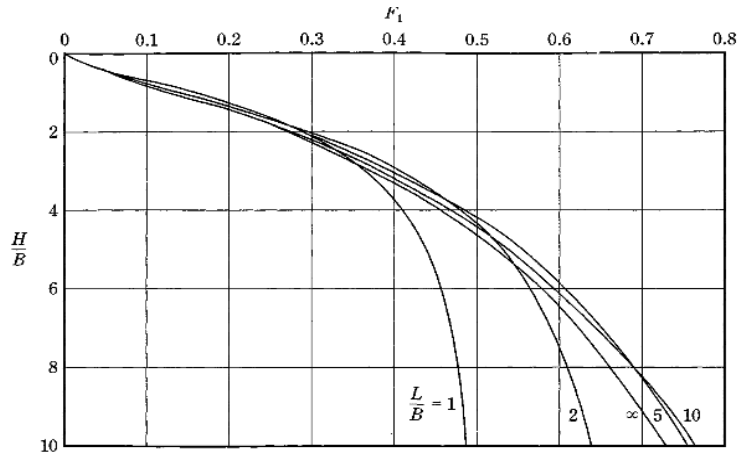


Fig. 2.14 Variación de  $F_1$  con  $H/B$ . Fuente Steinbrenner 1934

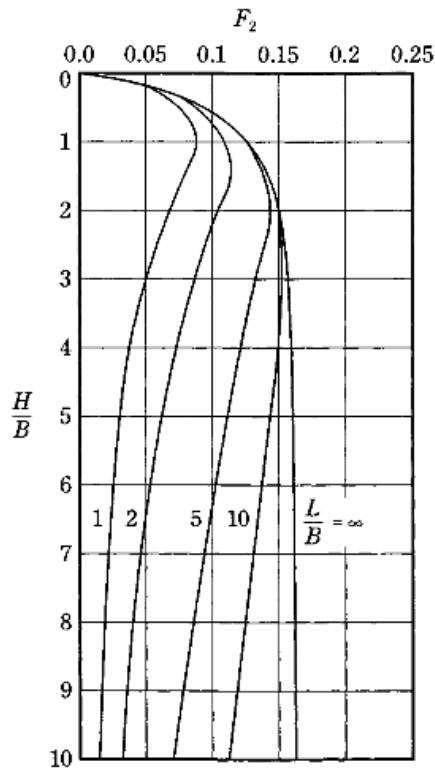


Fig. 2.15 Variación de  $F_2$  con  $H/B$ . Fuente: Steinbrenner 1934

### Asentamiento elástico de cimentaciones sobre arcillas saturadas

Janbu y otros (1956) propusieron una ecuación para evaluar el asentamiento promedio de cimentaciones flexibles sobre suelos arcillosos saturados (relación de Poisson  $\nu = 0.5$ ).

Con la anotación usada en la figura 2.16, esta ecuación toma la forma:

$$S_e = A_1 A_2 \frac{q_o B}{E_s} \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde  $A_1$  es una función de  $H/B$  y  $L/B$  y  $A_2$  es una función de  $D_f/B$ . Christian y Carrier (1978) modificaron los valores de  $A_1$  y  $A_2$  en alguna medida, como muestra la figura 2.17.

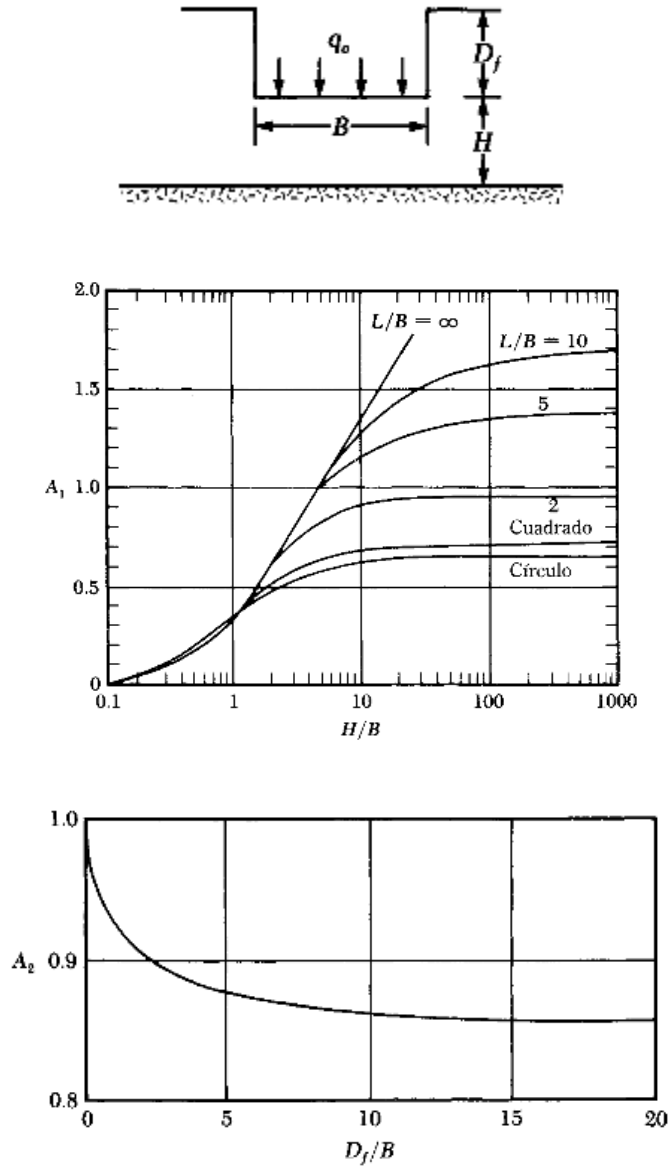


Fig. 2.16. Valores de  $A_1$  y  $A_2$  para el cálculo del asentamiento elástico con la Ecuación 2.4 (según Christian y Carrier, 1978).

### 2.4.2.2 Asentamiento por Consolidación

El asentamiento por consolidación se da a lo largo del tiempo, y ocurre en suelos arcillosos saturados cuando son sometidos a una carga creciente causada por la construcción de una cimentación.

Estudia el asiento en la hipótesis de consolidación unidimensional partiendo de los resultados obtenidos en el edómetro. No tiene en cuenta el asiento inmediato pero tiene la ventaja de poderse aplicar a suelos estratificados.

La muestra de suelo tiene normalmente un diámetro de 45 a 90 mm y una altura de 10 a 25 mm. Se coloca dentro de un cortador (anillo indeformable).

Encima y debajo de la muestra se colocan unas piedras porosas, que permiten la expulsión del agua. Si no se colocasen estas piedras, en suelos saturados, mediríamos la compresibilidad del agua intersticial y no del suelo.

El conjunto de muestra, anillo, piedras porosas, etc. Se coloca en el interior de una célula. Esta célula en ensayos de suelos saturados se llena de agua para simular las condiciones reales y evita que la muestra se seque. Si la probeta no está completamente saturada, los valores del coeficiente de consolidación pueden ser erróneos.

La deformación que experimenta la muestra se mide por medio de un micrómetro calibrado.

El conjunto del edómetro, simula con bastante exactitud las condiciones de un suelo cargado que pueda drenar adecuadamente por arriba y por debajo.

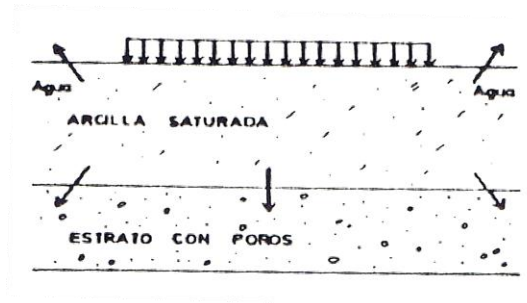


Fig. 2.17 Esquema de la consolidación Unidimensional

Es importante resaltar que para que el ensayo sea lo más exacto posible, dentro de las limitaciones propias del método, la muestra debe ser inalterada, es decir recogida del terreno procurando no alterar su estructura.

El método comprende los pasos siguientes:

- Toma de muestras representativas de cada estrato.
- Realización de ensayos edométricos.
- Determinación del índice de compresión:  $C_c$
- Determinación del índice de poros inicial:  $e_0$
- Obtención del asiento de cada capa por las fórmula:

Para arcillas normalmente consolidadas:

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Para arcillas sobre-consolidadas:

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \right) \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Si  $\sigma' + \Delta\sigma > \sigma'_c$

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + \frac{C_c H}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \right) \quad (\text{Ec.2.7})$$

Obtención del asiento total por suma de los anteriores:

$$: St = \sum_1^n Si \quad (\text{Ec. 2.8})$$

La teoría unidimensional tiene la ventaja de proporcionar unos resultados de fácil aplicación.

-Limitándonos al caso de terreno homogéneo, el tiempo de asentamiento viene dado por:

$$t = \frac{T^* H d^2}{C_v} \quad (\text{Ec.2.9})$$

Siendo:

**C<sub>e</sub>**= Índice de compresión, que es la pendiente de la gráfica edométrica.

**H** = Espesor del estrato compresible.

**σ'<sub>o</sub>** = Presión efectiva Inicial.

**Δσ'** = Incremento de esfuerzo vertical.

**C<sub>s</sub>** = Índice de compresión.

**e<sub>o</sub>** = Relación de vacíos inicial

**H<sub>d</sub>** = Espesor de terreno que drena hacia las superficies permeables existentes (cara superior o inferior del estrato arcilloso, o ambas). No tiene por qué coincidir con la altura total del estrato  $H = \sum h_i$ .

**T** = Factor de tiempo adimensional, calculado por la teoría en función del grado de consolidación U, o porcentaje del asiento s que se desee considerar.

**C<sub>v</sub>** = Coeficiente de consolidación deducido de la curva asiento-tiempo del ensayo edométrico para el escalón de carga correspondiente.

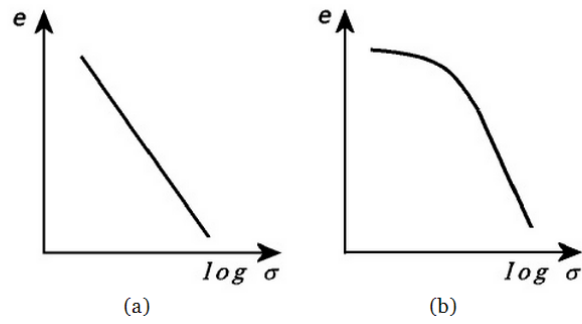


Fig. 2.18. Curvas de compresibilidad para (a) arcillas normalmente consolidadas y (b) arcillas preconsolidadas

U(%)	$T_v$	U(%)	$T_v$	U(%)	$T_v$
0	0	34	0.0907	68	0.377
1	0.00008	35	0.0962	69	0.390
2	0.0003	36	0.102	70	0.403
3	0.00071	37	0.107	71	0.417
4	0.00126	38	0.113	72	0.431
5	0.00196	39	0.119	73	0.446
6	0.00283	40	0.126	74	0.461
7	0.00385	41	0.132	75	0.477
8	0.00502	42	0.138	76	0.493
9	0.00636	43	0.145	77	0.511
10	0.00785	44	0.152	78	0.529
11	0.0095	45	0.159	79	0.547
12	0.0113	46	0.166	80	0.567
13	0.0133	47	0.173	81	0.588
14	0.0154	48	0.181	82	0.610
15	0.0177	49	0.188	83	0.633
16	0.0201	50	0.197	84	0.658
17	0.0227	51	0.204	85	0.684
18	0.0254	52	0.212	86	0.712
19	0.0283	53	0.221	87	0.742
20	0.0314	54	0.230	88	0.774
21	0.0346	55	0.239	89	0.809
22	0.0380	56	0.248	90	0.848
23	0.0415	57	0.257	91	0.891
24	0.0452	58	0.267	92	0.938
25	0.0491	59	0.276	93	0.993
26	0.0531	60	0.286	94	1.055
27	0.0572	61	0.297	95	1.129
28	0.0615	62	0.307	96	1.219
29	0.0660	63	0.318	97	1.336
30	0.0707	64	0.329	98	1.500
31	0.0754	65	0.340	99	1.781
32	0.0803	66	0.352	100	$\infty$
33	0.0855	67	0.364		

Tipos diferentes de drenaje con  $u_0$  constante

Tabla 2.3 Variación del factor de tiempo con el grado de consolidación. Fuente: Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Braja M. Das. Pag 192



### 2.2.3 Presión de Pre-consolidación

Al hacer el ensayo edométrico con una probeta extraída de un suelo de este tipo, se obtiene una curva de compresibilidad virgen que consta de un único tramo rectilíneo.

Si al llegar al punto **D** se efectúa un ciclo de descarga-recarga se obtiene un segmento de recta **CD** de menor pendiente.

Si se continúa la recarga más allá del punto **D** se sigue la misma curva **DB** obtenida en el ensayo de carga monótono

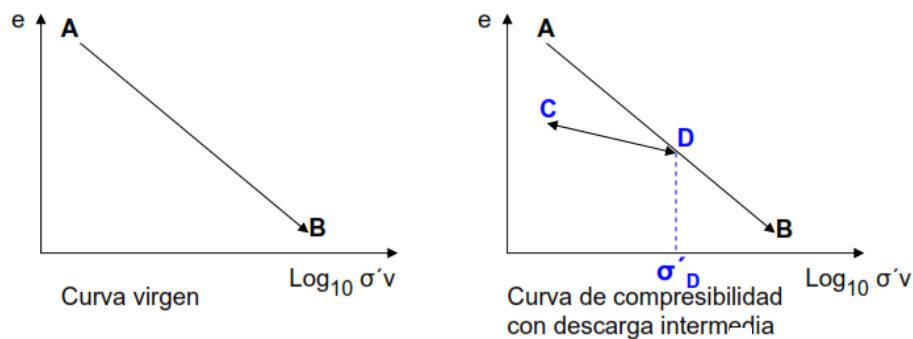


Fig. 2.18. Gráficas de Consolidación.

En el caso de un suelo cohesivo, del cual se extrae una muestra a cierta profundidad  $z$ , se puede ver que a lo largo de su historia esta muestra de suelo ha pasado por el ciclo geológico de meteorización, transporte y sedimentación.

Se ha sedimentado en un medio acuoso y luego se ha cargado progresivamente debido al peso de los sedimentos acumulados sobre él, recorriendo el camino AD en la curva edométrica.

Al extraer la muestra del suelo, la tensión efectiva vertical disminuye y el punto representativo ( $e, \log \sigma'_v$ ) del suelo se desplaza sobre la recta DC.

En el ensayo de laboratorio, al aplicar las cargas, el estado del suelo está representado por el punto C y la compresión recorre el camino CDB: La persona que realiza el ensayo no ve más que esta curva y ve que la pendiente cambia en D.

La tensión  $\sigma'_c$  se denomina presión de pre consolidación, ya que en la mayor parte de los casos es igual al valor de la tensión efectiva vertical soportada anteriormente por el suelo, tensión efectiva que ha "preconsolidado" el suelo de forma irreversible. Esta tensión  $\sigma'_c$  puede tener en algunos casos un origen diferente al descrito.

#### **2.4.2.2.1 Importancia de la presión de Pre-consolidación**

El valor  $\sigma'_c$  es muy importante en la práctica al ser el límite de las tensiones efectivas verticales para las que las deformaciones del suelo son pequeñas y fácilmente soportables por las obras sobre él cimentadas.

Antes de llegar a este valor en la curva edométrica los asientos pueden ser centímetros o de decímetros. Sobrepasado este punto, se convierten en asientos métricos.

#### **2.4.3 Arcillas sobreconsolidadas**

En arcillas sobreconsolidadas el asiento de consolidación secundaria ( $S_s$ ) suele ser despreciable, de manera que el asiento total viene dado por la suma del asiento instantáneo y el de consolidación primaria:  $S_t = S_i + S$

Para la estimación de asientos se puede acudir a métodos elásticos, si bien se ha visto que también puede emplearse el método edométrico. En ambos casos, el esfuerzo principal debe ir dirigido a la estimación de parámetros.

El reparto del asiento total entre instantáneo y de consolidación puede estimarse de la siguiente forma:

$$S_i \text{ (asentamiento instantáneo)} = (0.4 \text{ a } 0.6) S_t \text{ (asiento total)}$$

$$S \text{ (asentamiento primario)} = (0.6 \text{ a } 0.4) S_t \text{ (asiento total)}$$

#### **2.4.4 Arcillas normalmente consolidadas**

En arcillas normalmente consolidadas el asiento de consolidación primaria:  $S$  suele estimarse mediante el método edométrico.

El asiento inmediato puede estimarse mediante métodos elásticos, como aproximación puede tomarse como 10% del total.

El esfuerzo debe ir dirigido a la estimación de parámetros, debe analizarse la eventual relevancia de la consolidación secundaria.

$$S_t = S_i + S + S_s$$

$$S_i = 0.1 S_t$$

## **2.5 Interacción suelo-estructura**

### **2.5.1 Terreno, Cimiento y Estructura**

El cimiento es aquella parte de la estructura encargada de transmitir las cargas actuantes sobre la totalidad de la construcción al terreno, dado que la resistencia y rigidez del terreno son muy inferiores a las de la estructura, la cimentación posee un área en planta muy superior a la suma de las áreas de todos los pilares y muros de carga, lo cual conduce a que los cimientos sean en general piezas de volumen considerable, con respecto al volumen de las piezas de la estructura.

El terreno de fundación es también un material de construcción, pero presenta con todos los demás una diferencia importante y es que no ha sido elegido por el proyectista. Las posibilidades de cambiarlo son casi siempre pocas y únicamente podemos, en ocasiones, modificar alguna de sus propiedades. Rara vez es económica la sustitución.

Por ello la cimentación habrá de proyectarse de acuerdo al suelo y en muchos aspectos la selección y disposición de la propia estructura vendrá también condicionada por él.

El proceso de análisis convencional del esqueleto resistente de una edificación empieza por el estudio de la estructura, normalmente supuesta empotrada en la cimentación. Posteriormente, una vez obtenidas las acciones que el edificio transmite a la cimentación, se realiza el dimensionado de ésta, comprobando, en primer lugar, que las tensiones transmitidas sean admisibles para el terreno y realizando seguidamente, las comprobaciones pertinentes a la estructura de cimentación. Las etapas señaladas son estas: la cimentación recibe de la superestructura unos esfuerzos que ha de aceptar y del suelo una condición de tensión admisible.

Frente a unos sistemas de análisis de la superestructura que incorporan elementos muy sofisticados: matriciales, elementos finitos, correcciones por efectos no lineales, efecto

P-Δ, por ejemplo, o incluso cálculos en teoría de segundo orden, en los que se analizan numerosos efectos secundarios, resulta sorprendente la radical simplificación de las condiciones de contorno al suponer en el ámbito de la edificación convencional: la estructura empotrada, en ciertos casos articulada, en su enlace con la cimentación. Si todo el análisis estructural se basa en la compatibilidad de desplazamientos entre los diferentes elementos que componen la estructura, al llegar a la cimentación esta premisa se olvida y el tratamiento de las partes es totalmente independiente: la tensión admisible se suele tomar igual para todas las piezas sin tener en cuenta que ésta depende también de las dimensiones de aquéllas y se obvian, así mismo, tanto la deformabilidad de la cimentación como el efecto de la compresibilidad de! suelo y, por tanto, de los asientos de la edificación.

Sin embargo conseguir que la obra ejecutada se comporte de la forma en que ha sido considerada en cálculo no es 100% probable porque el comportamiento del suelo influye de forma apreciable.

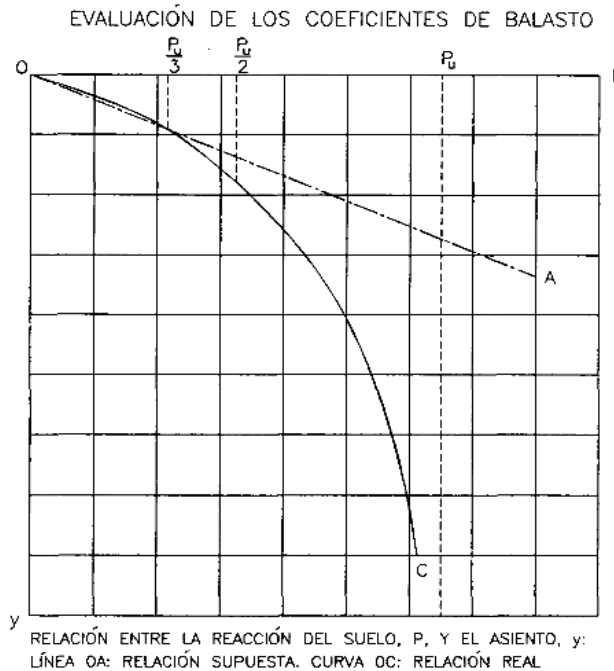
La cimentación superficial es además la situación que introduce las mayores divergencias con el modelo de cálculo vigente, si en el caso de una cimentación profunda los asientos son prácticamente nulos, se suele buscar un estrato rígido y la rigidez de los encepados, los elementos estructurales intermedios entre pilares y pilotes garantizan bastante bien la hipótesis de empotramiento, pero en el caso de las cimentaciones superficiales, especialmente cuando el sistema elegido es de zapatas aisladas, la rotación de las zapatas y los asientos totales y diferenciales experimentados, debidos a la compresibilidad de un terreno con variaciones muy locales, dificultan la aceptación del sistema de cálculo señalado.

Si bien se acaba de señalar que posiblemente las mayores discrepancias en el análisis conjunto suelo-cimiento-estructura se produzcan en las cimentaciones superficiales, pese a la existencia de un número considerable de estudios sobre la interrelación suelo-cimiento-estructura, tanto de tipo plano como espacial, la totalidad de los trabajos realizados se aplican a los casos de cimentación por vigas flotantes (análisis planos) y cimentación por losas (estudios en 3D). No se han encontrado referencias de estudios de interacción con sistemas de cimentación formados por zapatas aisladas conectadas

mediante nervios, la tipología de cimentación más usual en nuestro entorno. Si bien la razón de esta ausencia es bastante obvia, ya que tanto vigas flotantes como losas de cimentación son soluciones que se emplean con situaciones más críticas, bien por la escasa capacidad portante del terreno bien o por la elevada magnitud de las tensiones transmitidas, la carencia de estudios hace común que en la solución de zapatas exista un mínimo de optimización. Desde esa perspectiva, uno de los puntos tradicionalmente conflictivos en este tipo estructural y que se desea analizar es el funcionamiento de las vigas riostre.

El buen análisis de estos elementos de cimentación recae en una modelización del suelo adecuada, convirtiéndose en el primer problema a resolver. Los recursos de cálculo disponibles hoy en día, hacen viable el estudio conjunto de toda la estructura. Hoy es factible abordar el tratamiento analítico global del conjunto estructura-cimiento-suelo. Los programas a los que se ha hecho referencia anteriormente resuelven la modelización mediante el empleo del Método del Módulo de Balasto o de Winkler, método que, además de su sencillez, cuenta con aval experimental referido al conjunto edificio-cimentación-terreno, aunque lamentablemente, aún bastante reducido. Presenta la ventaja fundamental de su fácil implementación informática: caracteriza el terreno exclusivamente por el valor de un parámetro, el módulo de balasto, dependiente del tipo de terreno, pero independiente de la formulación que permite su obtención.

En edificación convencional, las tensiones transmitidas al terreno no son altas: los coeficientes de seguridad usualmente empleados en cimentaciones se traducen en tensiones que rara vez superan el tercio de la carga de hundimiento del terreno, ya que la tensión admisible engloba ese doble factor de seguridad suficiente frente a hundimiento y a asientos excesivos, si el coeficiente de seguridad al hundimiento es del orden de 3, el estado tensional del suelo parece corresponder bastante bien con el deducido de la hipótesis del suelo perfectamente elástico:



*Fig. 2.19. REF: TERZAGHI, KARL, Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. Geotechnique, 1955, Vol. 5, n1 4, Pag 306*

### 2.5.2 El método del coeficiente de balasto

El Método del Módulo de Balasto es conocido por el nombre de Método de Winkler, quien en 1867 fue su introductor, y sirvió de base para el estudio.

Los resultados que históricamente ha proporcionado están avalados por la experiencia, factor de considerable importancia en un análisis como el que se aborda. Tal y como se ha señalado anteriormente, esto puede ser debido a que, en edificación convencional, las tensiones transmitidas al terreno son de pequeña entidad, limitadas tanto por el coeficiente de seguridad, suficiente frente a hundimiento, como por la necesidad de limitar los asientos para que no resulten excesivos.

El método parte de la hipótesis de que el asiento producido en un punto es proporcional a la presión a la que está sometido, transmitida por la cimentación. Analíticamente:

$$q = ks * y$$

Donde “q” representa la presión transmitida al terreno, “y” el asiento experimentado y ks el factor de proporción entre ambos, conocido con los nombres de: Módulo de Reacción, coeficiente de reacción, coeficiente de reacción de la sub-rasante, coeficiente o Módulo de Balasto, con unidades de  $\text{kg/cm}^3$

El Método de Winkler es un caso particular para un modelo de suelo elástico, lineal, para un suelo isótropo y heterogéneo, con Módulo de Young linealmente variable en profundidad. Las particularidades del modelo dentro de este grupo general se estriban en que considera un valor nulo en superficie para el Módulo E que varía linealmente con la profundidad, y se supone que el terreno es incompresible.

Ensayos de laboratorio con placa de carga han demostrado que mientras las cargas no superen un cierto límite, los asientos son proporcionales a las cargas aplicadas, hipótesis general del método. Se sabe que el asiento de una gran cimentación es muy diferente del encontrado para una pequeña superficie a la misma presión unitaria, razón que justifica una serie de correcciones introducidas al método y que incluso puede llegar a inhabilitarlo para ciertas soluciones y a partir de ciertas dimensiones de los elementos.

De todas formas los rasgos que se acaban de señalar no son más que particularidades de la hipótesis fundamental del método que considera el terreno como un fluido “incompresible”, despreciando parámetros tales como el ángulo de rozamiento interno y la cohesión, y con el agravante de que los terrenos no se comportan como líquidos.

Esto se remite a la hipótesis fundamental del método: solamente el terreno bajo el cimiento experimenta deformaciones.

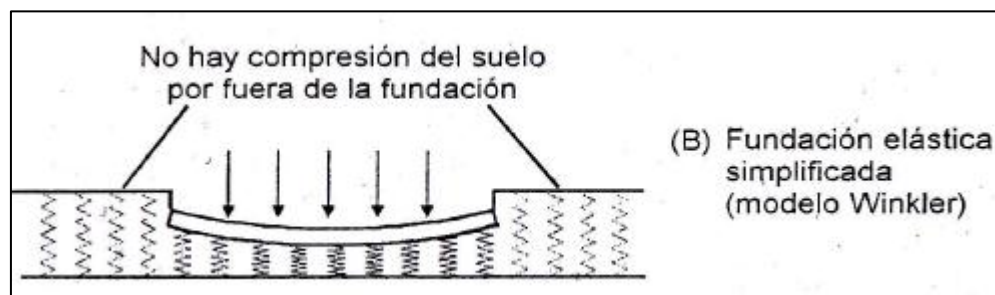


Figura 2.20 Esquema de la hipótesis en el modelo de Winkler

El método del coeficiente de balasto permite ignorar la superposición de los distintos bulbos de presiones de los cimientos del edificio o de otros cimientos existentes, dentro de ciertas magnitudes proporcionando unos resultados que, históricamente, han demostrado un grado de fiabilidad aceptable. Fiabilidad que se explica, al menos parcialmente, porque, como es sabido: si se llama  $b$  a la dimensión mayor del cimiento, a una profundidad de  $1,5 b$ , de forma más precisa, a una profundidad variable entre  $b$  y  $2b$ , la tensión transmitida al terreno es del orden de  $0.1\sigma$ , de forma tal que para las dimensiones de cimientos usuales en cimentación no suele haber problemas de superposición. Estudios recientes han mostrado que para profundidades del orden de  $4b$  no suele haber modificación tensional del terreno o bien ésta es insignificante.

Se debe recordar que el método, tal y como se propuso inicialmente, descuida el efecto de factores tan importantes como:

1. Naturaleza del Terreno en superficie y sobrecarga aplicada.
2. Profundidad del Plano de Cimentación.
3. Relación de Profundidad Plano Cimentación/Ancho de Zapata.
4. Posición Relativa del Nivel Freático.
5. Presencia de Capas Compresibles a Profundidad que puedan ser afectadas.
6. Forma y Dimensiones de la Cimentación.
7. Nivel de Cargas Aplicado.
8. Nivel de Tensiones en el Terreno.

Hoy, el Coeficiente de Balasto se hace depender de:

1. Módulo de Compresibilidad  $E_s$  o Módulo edométrico bajo el cimiento.
2. Forma y dimensiones de la cimentación: rectangular, cuadrada, circular.
3. Proporción entre las dimensiones del cimiento y cargas aplicadas.
4. Rigidez Relativa del cimiento.

### **2.5.3 Expresiones Analíticas del módulo de Balasto**

De acuerdo con la hipótesis general del método, en pequeñas superficies y para placa circular se introduce la hipótesis de que el coeficiente de balasto es inversamente proporcional al diámetro de la placa empleada:



$$d kb = d' kb'$$

Donde  $d$  y  $d'$  son los diámetros de la placa de ensayo y  $K_b$  y  $K_b'$ , son los módulos de balasto correspondientes a esos cimientos determinados. Se admite igualmente que el valor correspondiente a una placa de carga cuadrada equivale al de una placa circular de igual área. Esta hipótesis admite implícitamente que, para el rango de dimensiones de las placas de carga de 30 a 75 cm el asiento producido es proporcional al tamaño de la cimentación. Las relaciones anteriores son especialmente útiles para correlacionar resultados experimentales, normalmente derivados de ensayos realizados con las placas de diámetros normalizados 34 y 75 cm o con placa cuadrada de 30 cm de lado, de tal forma que la expresión anterior se convierte en  $34K_{34} = 75K_{75}$  para las placas circulares, admitiéndose además que  $K_{34} = K_{30}$ , siendo este último el valor para la placa cuadrada de lado 30cm.

La expresión anterior se admite para todo tipo de terrenos y para pequeñas dimensiones de la faja de carga. Cuando las dimensiones son las usuales en cimientos de edificación precisa de ciertas correcciones, algunas de ellas ya establecidas por Terzaghi en 1955, para desterrar la errónea concepción, ampliamente extendida entre los ingenieros, de que el Módulo de Balasto depende exclusivamente de la naturaleza del subsuelo. En la referencia anterior, Terzaghi fundamenta la formulación en una reflexión sobre el tamaño de los bulbos de presiones y los asientos producidos, posteriormente justifica las expresiones que evalúan los valores del Módulo de Balasto a partir del estudio de los asientos de zapatas corridas de diferentes dimensiones trabajando a presión constante sobre arenas y arcillas homogéneas. Terzaghi aproximó la variación del asiento ocurrido en las zapatas a partir del experimentado por una placa de carga cuadrada de 30 cm, si bien las dimensiones fueron expresadas en pies en la formulación original, se han reescrito adaptadas al Sistema Internacional como:

$$s_c = s_{30} \frac{b_c}{30}$$

#### *Ec.2.10 Arcillas Duras*

$$s_c = s_{30} \left( \frac{2b_c}{b_c + 30} \right)^2$$

#### *Ec.2.11 Arenas*

Donde  $s_{30}$  es el asiento experimentado por la placa de 30 cm,  $s_c$  es el asiento del cimiento y  $b_c$  es el ancho del cimiento, de acuerdo con la ecuación inicial, y dado que la presión transmitida es constante, es inmediato obtener:

$$k_c = k_{30} \frac{30}{b_c}$$

#### *Ec.2.12 Arcillas Duras*

$$k_c = k_{30} \left( \frac{b_c + 30}{2b_c} \right)^2$$

#### *Ec. 2.13 Arenas*

Estos son las ecuaciones clásicas propuestas por Terzaghi en 1955 y que se utilizan para zapatas aisladas o corridas donde  $k_{30}$  es el valor del balasto para placa de 30 cm y  $k_c$  es el correspondiente al cimiento. Estas ecuaciones son aplicables exclusivamente a cimentaciones superficiales y casi superficiales, por lo que su aplicación a cimentaciones de edificios altos es dudosa.

Terzaghi recomienda el método de Winkler para el cálculo de momentos, pero no para asientos, debido a las simplificaciones que el método contiene. El propio Terzaghi, en su exposición de 1955 ha señalado dos simplificaciones apriorísticas:

- El Módulo de Balasto es, en cada punto, independiente de la presión de contacto.
- El Módulo de Balasto tiene el mismo valor en todos los puntos de la superficie de contacto.

Se exponen a continuación diferentes métodos de estimación del Módulo de Balasto propuestas por diferentes autores, indicando el año de su proposición y la referencia.

### **2.5.4 Métodos de estimación del módulo de balasto**

**1. A partir de tabulaciones Publicadas ACI-336.2R-88: señala las siguientes:**

- Terzaghi, 1955
- Bowles, 1974,1982,1984.
- Dept. of Navy, 1982
- Kramrish, 1984 [27].
- Calavera, Cálculo de Estructuras de Cimentación.Tablas GT-11 y GT-12
- Jiménez Salas, Geotecniay Cimientos III Capítulo 1. Tabla 1.1

**2. Estimación por ensayo de laboratorio o in situ a partir de Módulo de Compresibilidad del Suelo:**

- Según DE BEER:
  - a) Cimentación Circular de área A y rigidez suficiente para distribución uniforme de presiones:

$$k = 1.392 \frac{E_s}{\sqrt{A}} \quad Ec.2.14$$

- b) Cimentación circular de área A y rigidez infinitamente grande:

$$k = 1.50 \frac{E_s}{\sqrt{A}} \quad Ec.2.15$$

- c) Cimentación rectangular a>b y rigidez suficiente para distribución uniforme de presiones:

$$k = 1.330 \frac{E_s}{\sqrt[3]{a * b^2}} \quad Ec.2.16$$

**3. A partir del Módulo de Deformación o del Módulo Edométrico**

- Según VOGT:
  - a) Cimentación Circular de área A y rigidez suficiente para distribución uniforme de presiones:

$$k = 1.392 \frac{E_0}{\sqrt{A}} \quad Ec.2.17$$

- b) Cimentación rectangular a>b y rigidez suficiente para distribución uniforme de presiones:

$$k = 1.330 \frac{E_s}{\sqrt[3]{a*b^2}} \quad Ec.2.18$$

- KOGLER Y SCHEIDING [33]:

1. Superficie infinita, con capa compresible de espesor H:

$$k = \frac{E_0}{H} \quad Ec.2.19$$

2. Carga en faja de ancho B, con capa compresible de espesor H:

$$k = 2 \frac{E_0}{B} \frac{1}{\ln\left(\frac{B+2H}{B}\right)} \approx \frac{E_0}{B} \quad Ec.2.20$$

3. Para superficies circulares o cuadradas, de diámetro o lado d:

$$k = E_0 * \frac{d + H}{d * H} \quad Ec.2.21$$

Relaciones que se han obtenido a partir de un reparto de tensiones por ensanche lineal a 45°

El módulo edométrico se define como el cociente entre el incremento de presión efectiva vertical durante el ensayo edométrico y la deformación unitaria vertical que tiene lugar debido a dicho incremento de presión. No debe confundirse al módulo edométrico con el módulo de deformación lineal, el cual se obtiene mediante ensayos triaxiales de compresión simple donde la muestra no está restringida a dilatarse lateralmente.

$$E_0 = \frac{(1 + e) * \sigma'}{0.434 * C_c} \quad Ec.2.22$$

#### 4. Estimación a partir de otras propiedades del suelo.

Siempre que se piense en alguna propiedad con la cual se pretenda describir o estimar el comportamiento del suelo se tendrán que tener presente factores composicionales y ambientales de la masa de suelo con la cual se está trabajando. Composicionales como la mineralogía, el tamaño y distribución de las partículas; y ambientales, como la historia de esfuerzos, el esfuerzo de confinamiento y la condición de saturación.

Para tal fin se acudirá a analizar el problema desde el punto de vista de la teoría de la elasticidad.

$$y = q * B * \frac{1 - \mu^2}{E_s} * I_w$$

Esta expresión ya se analizó en el punto **2.4.2.1**.

$$q = k_s * y \tag{b}$$

$$k_s = \frac{q}{y} \tag{c}$$

Sustituyendo “a” en “c” se combina la ecuación del asentamiento elástico “y” con en la expresión original del módulo de balasto, se tiene que el módulo de reacción puede estimarse como:

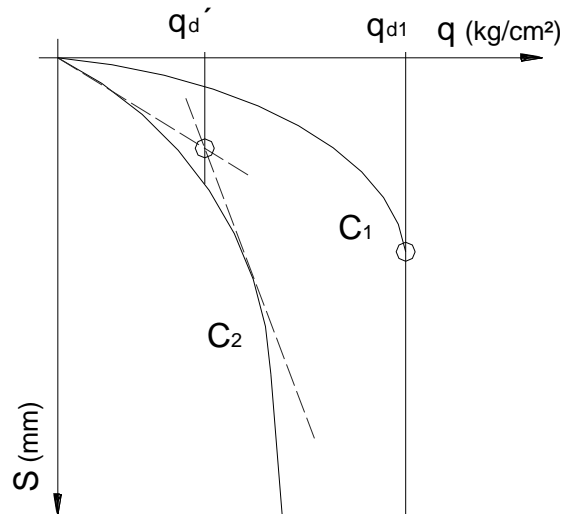
$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \nu^2)I_w}$$

*Ec. 2.23*

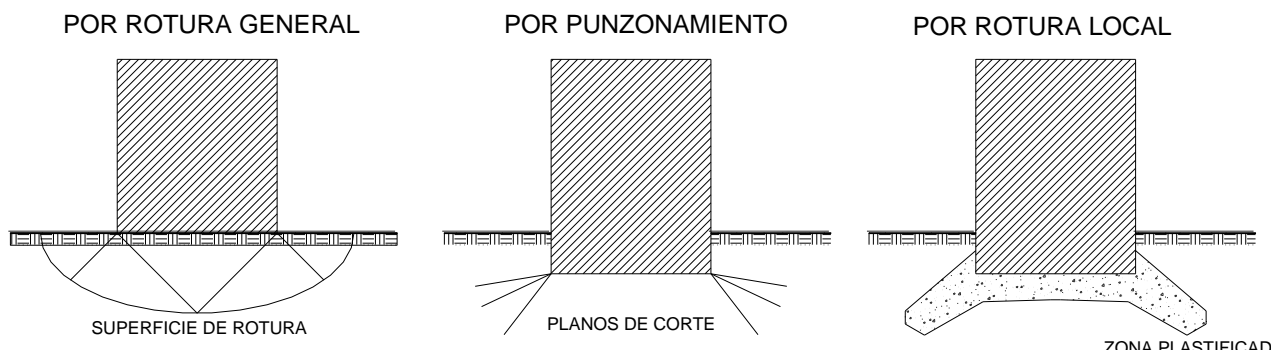
Dónde  $I_w$  es un coeficiente de influencia en el centro, que tiene en cuenta el tamaño y rigidez de la cimentación.

## 2.6 Capacidad de carga

Se puede definir como capacidad de carga, a la carga por unidad de área bajo la fundación bajo la cual se produce la falla por corte, es decir, es la mayor presión unitaria que el suelo puede resistir sin llegar al estado plástico.



Al cargar un suelo de fundación su superficie sufre asentamientos que se pueden graficar en función de la carga unitaria o presión media. Si el suelo es compacto la curva es como  $C_1$  y la presión  $q_{d1}$  representa su capacidad de carga. Si el suelo es blando, curva  $C_2$ , las deformaciones serán más importantes en función de la carga- La capacidad de carga en este caso no queda bien definida. Hay varias teorías para determinar, en este caso, el valor de  $q_d'$ ; una de ellas es establecer  $q_d'$  en forma gráfica como la intersección de dos tangentes: La inicial y el punto de donde la curva adquiere la máxima pendiente. Las curvas representadas se obtienen con ensayos de carga directa.



*Fig.2.21 Diferentes fallas en el suelo de fundación.*

La falla de la fundación supone asientos importantes, giro y vuelco de la estructura, según la estructura y el tipo de suelo la falla puede producirse de tres formas:

- Por rotura general: Se produce una superficie de rotura continua que arranca en la base de la zapata y aflora a un lado de la misma a cierta distancia. Esta es la rotura típica de arenas densas y arcillas blandas en condiciones de cargas rápidas sin drenaje.
- Por punzonamiento: La cimentación se hunde cortando el terreno en su periferia con un desplazamiento aproximadamente vertical. Esto se da en materiales muy compresibles y poco resistentes.
- Por rotura local: Se plastifica el suelo en los bordes de la zapata y bajo la misma, sin que lleguen a formarse superficies continuas de rotura hasta la superficie. Esto es típico en arcillas y limos blandos y en arenas medias a sueltas.

Los modelos teóricos desarrollados se aplican a la rotura general y por punzonamiento, para la rotura local existen factores empíricos de corrección.

En la figura que sigue, se muestran los modos de falla en arena, según la densidad relativa del suelo de la misma ( $C_r = D_r$ ). Grafico de VESIC, según experiencias, en el que  $B^* = 2BL / (B+L)$  donde  $B$  = ancho de la cimentación y  $L$  = Longitud de la cimentación.

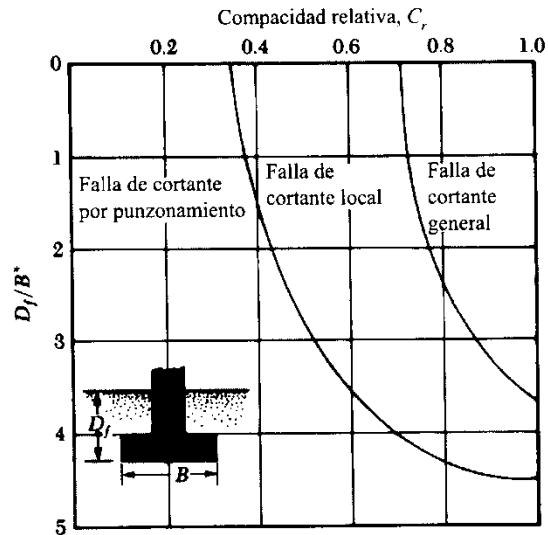


Fig. 2.22 Modelo de falla en cimentaciones sobre arena. Vesic 1973

Capacidad de carga última neta: Se define como la presión última por unidad de área de la cimentación soportada por el suelo, en exceso de la presión causada por el suelo alrededor al nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del material que conforma la fundación (ej.  $H^{\circ}A^{\circ}$ ) y el peso específico del suelo que rodea a ésta se supone despreciable, entonces

$$q_{\text{neto}} = q_u - q$$

**a) Teoría de Terzaghi.**

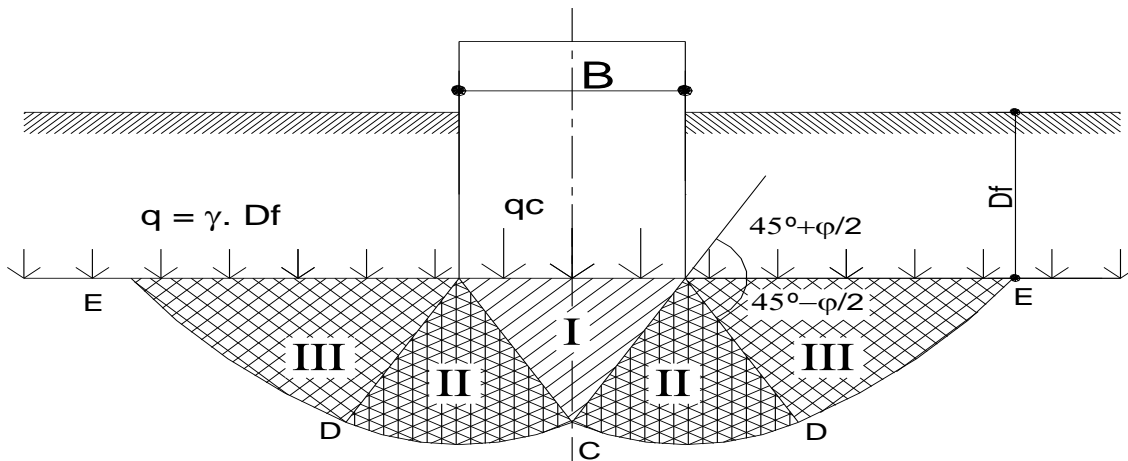
Esta teoría se aplica a suelos con cohesión y fricción, cuya ley de resistencia al corte es:

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg} \varphi$$

Se supone una carga de tipo repartida uniformemente y lineal (zapata continua).

Se desprecia la resistencia al corte del suelo situado sobre la profundidad de fundación  $D_f$ , al que se considera como una sobrecarga actuando sobre la fundación:

$$q = \gamma \cdot D_f$$



*Fig 2.23 Sector de fallas bajo la cimentación.*

Se considera que la carga actuante es estática, vertical y centrada. La fundación es del tipo superficial rígida y corrida. El comportamiento del suelo en cuanto a sus asentamientos responde a la curva  $C_1$ , es decir que se trata de arenas densas y arcillas compactas.

Se propone un mecanismo de falla para una zapata continua uniformemente cargada y el sector de fallas se divide en tres zonas: zonas I, II y III.

- La zona I es una cuña que actúa como si fuese parte de la zapata (estado activo), sus límites forman ángulos de  $45^\circ + \varphi/2$  con la horizontal.
- La zona II es una cuña de corte radial, dado que las líneas de falla son rectas con origen en A y espirales logarítmicas con centro en A. La frontera AD forma un ángulo de  $45^\circ - \varphi/2$  con la horizontal.



- La zona III, es donde se desarrollan las superficies de deslizamientos que corresponden al estado pasivo de Rankine, pues sus límites forman ángulos de  $45^\circ - \phi/2$ .

Con esta hipótesis la capacidad de carga resulta:

$$q_c = c.N_c + q.N_q + 1/2.\gamma.B.N_\gamma$$

Donde  $q_c$  es la carga de falla,  $c$  es la cohesión del terreno de cimentación,  $q$  es la sobrecarga efectiva,  $B$  el ancho de la zapata corrida y  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son los factores de capacidad de carga. Estos factores son adimensionales y son función del ángulo de fricción interna  $\phi$ . El coeficiente  $N_c$  está relacionado con la cohesión del suelo,  $N_q$  con la sobrecarga y  $N_\gamma$  con el peso de las zonas II y III.

Para arenas sueltas o arcillas y limos blandos, la deformación crece mucho para cargas próximas a la falla, alcanzándose niveles de asentamiento en el cimiento que equivalen a la falla de la estructura (falla local). Para este caso Terzaghi corrigió su teoría introduciendo nuevos valores de  $c$  y  $\phi$  en la fórmula de capacidad de carga:

$$c' = 2/3.c \qquad \text{tg}\phi' = 2/3\text{tg}\phi$$

Entonces la expresión queda:

$$q_c = 2/3.c.N'_c + q.N'_q + 1/2.\gamma.B.N'_\gamma$$

En esta expresión,  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$ , son los *factores de capacidad de carga modificada*. Se calculan con las mismas expresiones que,  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ , reemplazando  $\phi$  por  $\phi'$ .

Para cimientos cuadrados o circulares, Terzaghi modificó su expresión original basándose en resultados experimentales:

Para ZAPATAS CUADRADAS:  $q_c = 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,4.\gamma.B.N_\gamma$

Para ZAPATAS CIRCULARES:  $q_c = 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,3.\gamma.B.N_\gamma$

Para zapata cuadrada  $B =$  lado de la cimentación y para la circular,  $B =$  diámetro de la zapata.

Como se ha dicho más arriba, estas fórmulas son válidas para cimientos sometidos a carga vertical centrada. Para cargas excéntricas las superficies de falla dejan de ser simétricas, por lo que en la expresión de Terzaghi debe considerarse un área efectiva en lugar del área real de la zapata, que tiene su centro de gravedad coincidente con el punto de aplicación de la carga.

Cuando la carga está inclinada la superficie de rotura de mayor influencia es la que se contrapone a la dirección de la carga, para considerar este efecto hay factores de corrección.

#### **b) Influencia del nivel freático**

Las ecuaciones citadas en el punto anterior, se han desarrollado suponiendo que el nivel freático se encuentra situado por debajo del nivel de fundación, a una profundidad mayor que el ancho de la base de modo tal que no haya afectación del mismo en las superficies de falla generadas. Cuando la posición del nivel freático es diferente, se deben efectuar las correcciones siguientes:

- Caso 1 : Si el nivel freático se encuentra en la profundidad  $D_f$  o intermedio entre la superficie y  $D_f$ , el factor  $q$  toma la forma :

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1 \gamma + D_2 (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$$

Además, en el último término de la fórmula, el valor de  $\gamma$  debe ser reemplazado por

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

- Caso 2: Si el nivel freático está por debajo de  $D_f$ , pero a una profundidad inferior al ancho de la base  $B$  por debajo de  $D_f$ , una parte del suelo movilizado estará en condición sumergida y otra parte no. En ese caso, el factor  $\gamma$  en el último término de la ecuación de capacidad de carga, debe reemplazarse por :

$$\gamma = \gamma' + d / B (\gamma - \gamma')$$

Para cálculo de la sobrecarga, se debe adoptar  $q = \gamma * D_f$

- En el caso de que el nivel freático este muy debajo de la cimentación ( $d \ll B$ ) la presencia del nivel freático no afecta la capacidad de carga. Se adopta el valor de  $\gamma h$  para el cálculo de  $q$  (sobrecarga), y se considera el mismo peso específico en el término que corresponde a  $N\gamma$ .

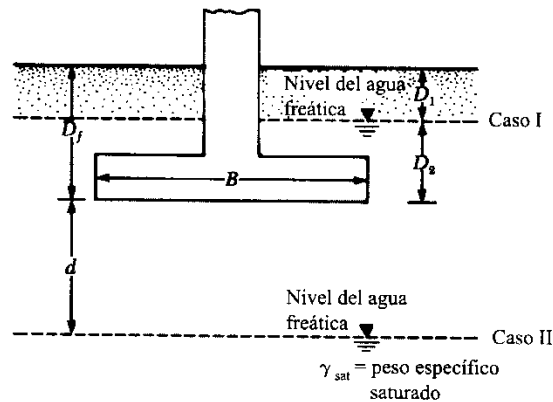


Fig. 2.24 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por el nivel de agua.

### c) Capacidad de carga admisible

Las capacidades de carga mencionadas corresponden a valores de falla. En la práctica se emplea la capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = qc / Fs$$

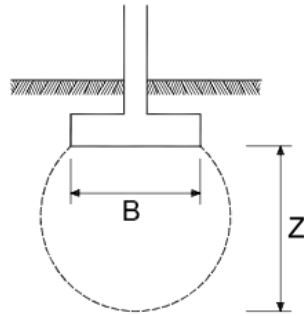
Este coeficiente de seguridad cubre las incertidumbres sobre las propiedades de los suelos y su determinación, la teoría de capacidad de carga que se use, las desviaciones sobre la construcción, etc. En el caso de zapatas este valor es de 2 a 3.

### 2.7 Influencia del tamaño de la cimentación

El incremento de presión transmitido al terreno por una cimentación directa disminuye progresivamente en profundidad con la distancia a ésta. A efectos de cálculo y salvo en el caso de suelos blandos, se podrá suponer que el límite de interés se circunscribe a puntos del terreno en los que el incremento de la presión vertical resulte mayor o igual al 10% de la presión media de contacto bajo la cimentación.

El lugar geométrico del espacio de suelo definido en el apartado anterior se denomina habitualmente “bulbo de tensiones”, cuya forma cualitativa se muestra en la Figura 2.28

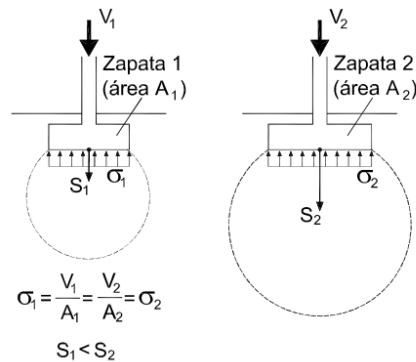
El incremento de presión recibido por el suelo más allá de este bulbo será, en la mayoría de los casos, lo suficientemente pequeño como para que sus efectos sean comparativamente despreciables, aunque en general debe comprobarse.



*Fig. 2.25 Concepto del bulbo de tensiones*

Las observaciones anteriores indican que, a igualdad del resto de condiciones, el asiento que experimentará una cimentación directa dependerá de las dimensiones del área cargada.

Este efecto se muestra de forma cualitativa en la Figura 2.29, en donde se representan dos pilares que, recibiendo cargas distintas, transmiten presiones medias idénticas al terreno. Habida cuenta que la zapata de mayor tamaño tendrá una profundidad de influencia mayor (mayor bulbo de tensiones y mayor volumen de terreno sobre tensionado), su asiento será también mayor.



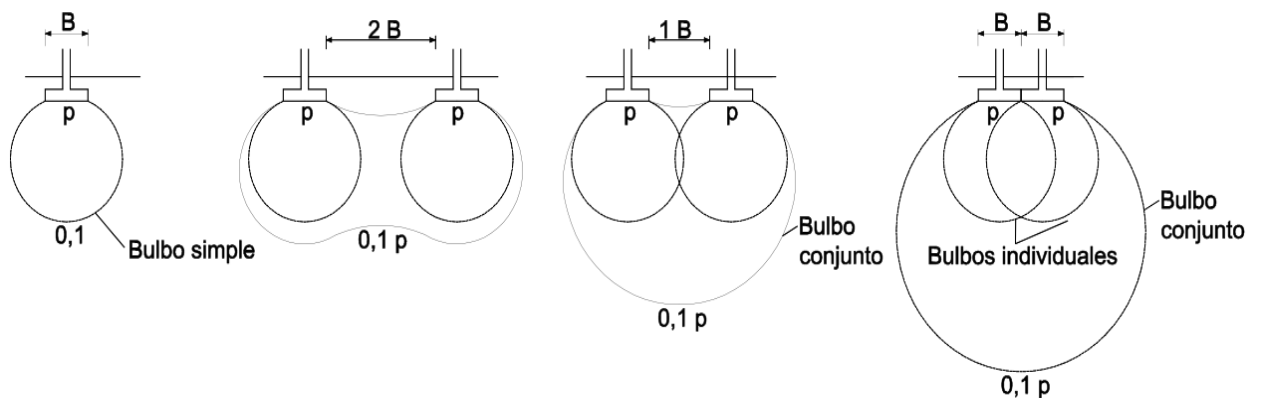
*Fig. 2.26 Influencia de las dimensiones del cimiento.*

Como efecto adicional con respecto al fenómeno de la interacción, si ambos pilares pertenecen al mismo edificio y se encuentran conectados por la estructura, la tendencia al mayor asiento del pilar originará una redistribución de esfuerzos en la estructura, que tenderá a su vez a descargar dicho pilar y transmitir parte de su carga a los pilares adyacentes.

Se debe por tanto prestar especial atención al diseño de las cimentaciones de estructuras con gran heterogeneidad de cargas ya que, incluso en la hipótesis de homogeneidad del terreno, el dimensionado realizado exclusivamente en función de una determinada presión admisible. Podría dar lugar a asientos diferenciales inadmisibles.

Asimismo, será de gran interés disponer de suficiente información geotécnica referente al posible crecimiento del módulo de deformación del terreno con la profundidad, factor éste que puede contribuir a atenuar los asientos diferenciales asociados a la variación de las dimensiones de las zapatas.

Si el diseño de las cimentaciones da lugar a zapatas relativamente próximas, los bulbos de tensiones de las zapatas individuales solaparán en profundidad, por lo que, a efectos de asiento, habrá que comprobar la cimentación como si tuviera el ancho total del conjunto de las zapatas (véase la Figura 2.30).



*Fig. 2.27. Influencia de la proximidad de los cimientos*

### 3. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Un ingeniero civil no debe olvidar que las cimentaciones están ocultas y formadas por piezas generalmente muy rígidas comparadas con las de la estructura. Por lo tanto el fenómeno de la fisuración, que es un excelente síntoma de aviso, propio de las estructuras de hormigón, no es observable en los cimientos. Tampoco las deformaciones de un cimiento excesivamente solicitado suelen ser tan importantes como para construir un síntoma de aviso, todo ello acentúa la necesidad de una especial prudencia y cuidado tanto en la concepción como en el cálculo y los detalles al proyectar y construir cimentaciones. La durabilidad de estos elementos debe ser muy especialmente considerada en el proyecto, en la selección de los materiales y en la ejecución; ya que de cualquier fallo no será observable, en la mayoría de los casos, hasta no alcanzar elevada importancia.

Para buen diseño de las fundaciones es importante idealizar correctamente los apoyos, en el capítulo anterior se optó por utilizar resortes que simulan la modelación del suelo de acuerdo al valor del módulo de balasto. En este proyecto de investigación se hará énfasis en la comparación en los asentamientos generados en un sistema de fundación formado por zapatas aisladas y los asentamientos en la misma estructura pero con el arriostamiento de las zapatas aisladas, el cual podría hacerse en las dos direcciones ortogonales.

El diseño de cimentaciones de estructuras tales como edificios requiere el conocimiento de factores como:

- a) La carga que será transmitida por la superestructura a la cimentación
- b) Los requisitos del reglamento de construcción (ACI 318-05)
- c) El comportamiento esfuerzo-deformación de los suelos que soportarán la estructura
- d) Las condiciones geológicas de suelo.

Para efectos de esta investigación se analizará y determinará las cargas del emplazamiento hipotético de un edificio de tres niveles y azotea, el cual abarca una superficie asimétrica de 144.94 m<sup>2</sup> en planta, con diferentes distribuciones de luces que varían desde los 2.40m hasta las 6.20 m. Para facilitar el cálculo de las cargas que se transmitirán en el terreno se usó el Programa Estructural RAM Advance 9.0, en el cual se cargó la estructura con un dimensionamiento previo, siguiendo los valores recomendados del libro Hormigón Armado de Jiménez Montoya.

## Edificio Hipotético



*Fig. 3.1 Edificio vista frontal*

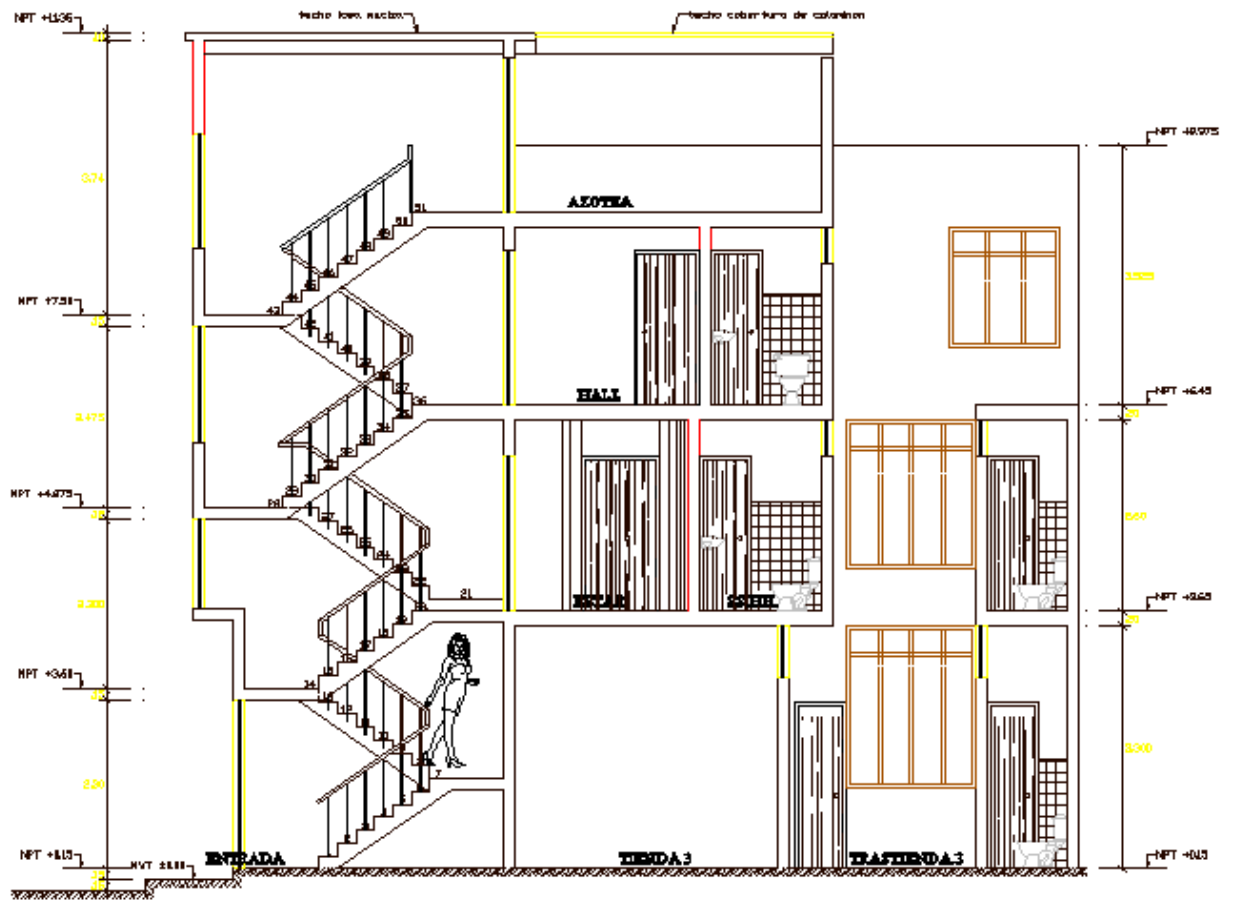


Fig. 3.2 Edificio vista lateral



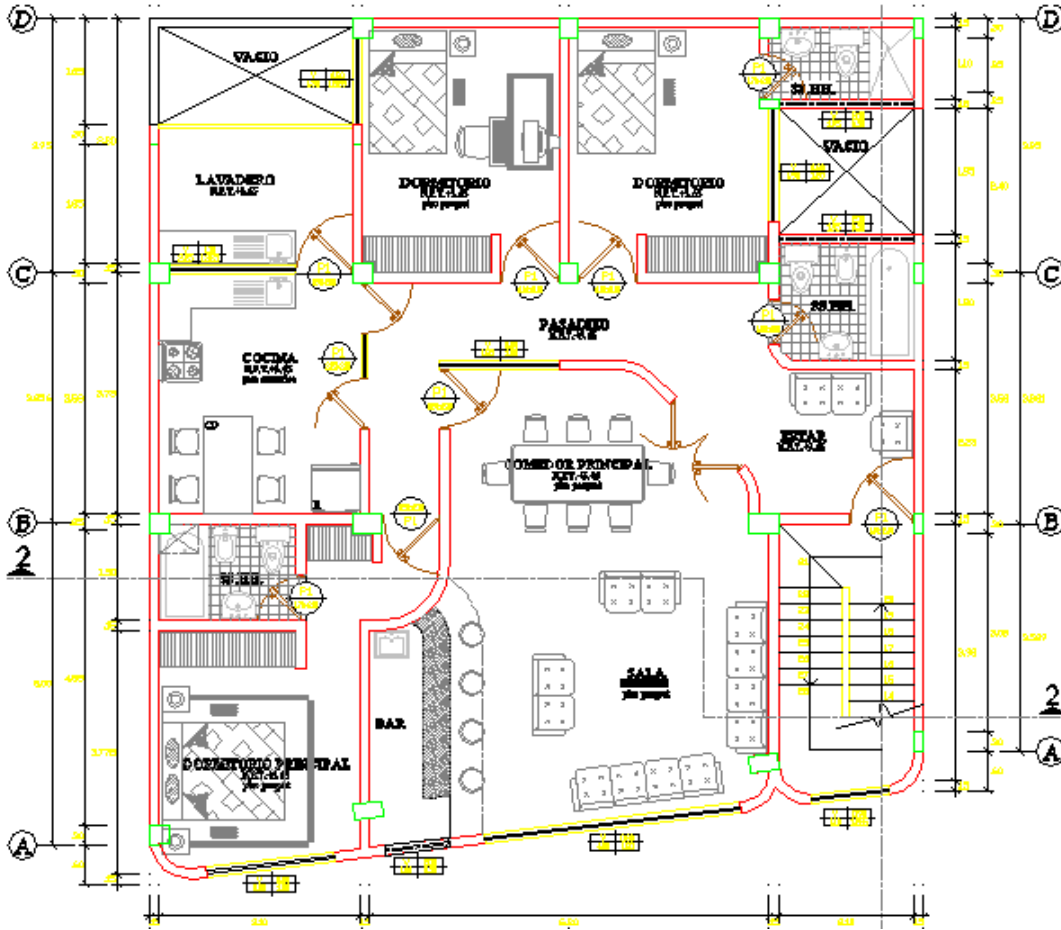


Fig. 3.3 Edificio vista en planta

### 3.1 Datos de proyecto:

#### 3.1.1 Características de los materiales de construcción de la estructura

- Límite de fluencia del acero

Fluencia del acero:  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

- Resistencia característica del H°

Resistencia característica del Hormigón:  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

- Normas de diseño empleadas

Para el diseño de columnas y zapatas se utilizará la norma ACI 318-05

- **Recubrimientos**

Los recubrimientos que se deben tomar para los diferentes elementos estructurales, dependen de la agresividad del medio al que están expuestos y a las características del hormigón. Los valores usados para la elaboración del proyecto son:

- Columnas: 2.5 cm.
- Fundaciones: 7.5 cm.

- **Justificación del uso del tipo de fundación**

Para el primer análisis estructural, el tipo de fundación elegido son zapatas aisladas con carga centrada, este sistema de fundación funciona óptimamente en edificios de 3 a 5 plantas, además el área ocupada por este tipo de fundación de acuerdo a un primer pre-dimensionamiento es el 26% de la superficie total en planta de la estructura lo que aconseja su uso, si el área de la cimentación fuera mayor al 50%, el sistema de fundación más recomendable sería una losa. En el segundo análisis las zapatas aisladas con carga centrada serán rigidizadas con vigas de arriostre para comprobar la efectividad de las mismas en la reducción de los asentamientos diferenciales.

### 3.2 Pre-diseño de los elementos

#### Vigas:

$$h = \frac{\text{Luz de la viga}}{12}$$

$$0.3h < b < 0.5h$$

Para el pre-diseño de vigas se elige la que tiene mayor luz, por ser crítica, para así poder uniformizarla con el resto.

Luz de la viga más larga: 6 m

$$\Rightarrow l = 6 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow h = 0.5 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow b = 0.20 \text{ m.}$$

- **Losas:**

Para el diseño de la losa aligerada se escogió un espesor de 5cm de hormigón armado y la cerámica de dimensiones 15x25x38 cm, sumando un espesor igual a 20cm.

- **Escaleras:**

Para escaleras se utilizó un ancho de garganta igual a: 15 cm

Huella= 25 cm

Contrahuella= 18 cm

- **Columnas:**

Se pre-dimensiona de tal forma que el esfuerzo axial máximo en la sección de la columna bajo solicitaciones de servicio sea igual o menor a  $0.45 f'c$ , entonces:

$$A > \frac{P_{servicio}}{0.45 f'c}$$

$$P = N^{\circ} \text{ de pisos} \times \text{Area tributaria} \times \text{carga unitaria}$$

Se definieron dos áreas tributarias características: A1 (18.85 m<sup>2</sup>) y A (12.78 m<sup>2</sup>), correspondientes a las columnas interiores y exteriores.

$$A > \frac{3 * 18.85 * 900 \text{ Kg/m}^2}{0.45 * 210 * 10000 \text{ Kg/m}^2} = 0.0538 \text{ m}^2$$

$$A > \frac{3 * 12.78 * 900 \text{ Kg/m}^2}{0.45 * 210 * 10000 \text{ Kg/m}^2} = 0.0365 \text{ m}^2$$

Por lo tanto se pre dimensionará con columnas de 35cmx35cm.

### 3.3 Determinación de Cargas

- **Carga muerta Losa.-** De acuerdo al libro Hormigón Armado de Jiménez Montoya, las cargas a considerar según la norma MV 101-1962 sobre el peso propio de algunos materiales son:

Losa Aligerada de Hormigón armado:  $270 \text{ Kg/m}^2$

Peso del Yeso:  $36 \text{ Kg/m}^2$

Peso Piso:  $75 \text{ Kg/m}^2$

Carga Distribuida sobre la Losa:  $381 \text{ Kg/m}^2$

- **Carga Muerta Escalera.-** El cálculo de la escalera fue manual.

#### Secciones:

$T = 0.20\text{m}$

$P = 0.25\text{m}$

$CP = 0.18\text{m}$

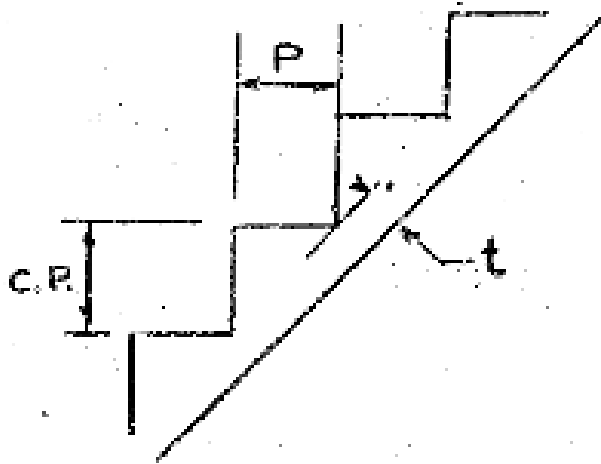
$\alpha = 35^\circ$

#### Cargas:

Acabados:  $100 \text{ Kg/m}^2$

Sobrecarga:  $300 \text{ Kg/m}^2$

Peso Peldaño:



$$w(pp) = \gamma \left[ \frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + (cp/p)^2} \right] = 655 \text{ kg/cm}^2$$

Peso descanso:  $0.20 * 2400 \text{ kg/cm}^2 = 480 \text{ Kg/m}^2$

Total carga escalera:  $755 \text{ Kg/m}^2$ ,  $580 \text{ Kg/m}^2$  y  $300 \text{ Kg/m}^2$

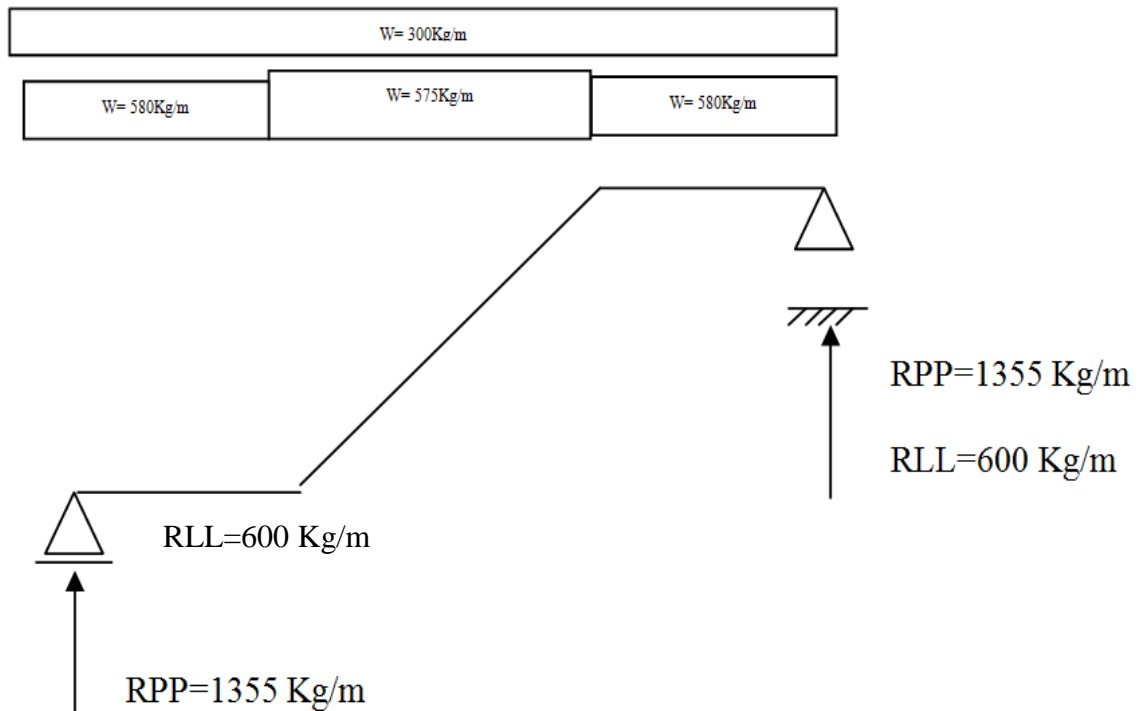


Fig. 3.4 Reacciones de la escalera. Fuente: elaboración propia.

- **Carga viva:**

Sobrecarga en todas las losas:  $200 \text{ Kg/m}^2$

Sobrecarga en escaleras y accesos públicos:  $300 \text{ Kg/m}^2$

### 3.4 Combinación de cargas.

Definido los valores y la posición de las cargas a considerar en el diseño estructural del edificio hipotético, se eligió los estados de carga, combinaciones y valores de mayoración según el código ACI 318-05, que fueron usados en el programa Ram Advanse.

COMBINACIONES MAYORADAS	COMBINACIONES NO MAYORADAS
1.4LD	1.0LD
1.2LD+1.6LL	1.0LD+1.0LL
1.2LD+1.0LL+1.4Sx+0.42Sy	1.0LD+1.0LL+1.0Sx+0.30Sy
1.2LD+1.0LL+1.4Sx-0.42Sy	1.0LD+1.0LL+1.0Sx-0.30Sy
1.2LD+1.0LL-1.4Sx+0.42Sy	1.0LD+1.0LL-1.0Sx+0.30Sy
1.2LD+1.0LL-1.4Sx-0.42Sy	1.0LD+1.0LL-1.0Sx-0.30Sy
1.2LD+1.0LL+0.42Sx+1.4Sy	1.0LD+1.0LL+0.30Sx+1.0Sy
1.2LD+1.0LL+0.42Sx-1.4Sy	1.0LD+1.0LL+0.30Sx-1.0Sy
1.2LD+1.0LL-0.42Sx+1.4Sy	1.0LD+1.0LL-0.30Sx+1.0Sy
1.2LD+1.0LL-0.42Sx-1.4Sy	1.0LD+1.0LL-0.30Sx-1.0Sy
0.9LD+1.4Sx+0.42Sy	0.9LD+1.0Sx+0.30Sy
0.9LD+1.4Sx-0.42Sy	0.9LD+1.0Sx-0.30Sy
0.9LD-1.4Sx+0.42Sy	0.9LD-1.0Sx+0.30Sy
0.9LD-1.4Sx-0.42Sy	0.9LD-1.0Sx-0.30Sy
0.9LD+0.42Sx+1.4Sy	0.9LD+0.30Sx+1.0Sy
0.9LD+0.42Sx-1.4Sy	0.9LD+0.30Sx-1.0Sy
0.9LD-0.42Sx+1.4Sy	0.9LD-0.30Sx+1.0Sy
0.9LD-0.42Sx-1.4Sy	0.9LD-0.30Sx-1.0Sy

*Tabla 3.1 Estados de carga. Fuente Elaboración propia*

### **3.5 Presentación de resultados.**

Se realizó un análisis estructural del edificio aperticado encontrando diferentes valores de la constante de resorte, calculada en función del módulo edométrico. Se llevó un proceso de iteración en el que una vez determinada la sección de la zapata aislada, se encontraba una constante de resorte (diferente para cada zapata), y con los valores de estas constantes se recalculaba la estructura para obtener nuevos diagramas de momentos y nuevas cargas en las columnas.

### Resultados de las solicitaciones máximas

Nudo		Fuerzas						Momentos					
		Fx	ec	Fy	ec	Fz	ec	Mx	ec	My	ec	Mz	ec
		[Kg]		[Kg]		[Kg]		[Ton*m]		[Ton*m]		[Ton*m]	
1	Max	0.00	DC1	29499	DC2	0.00	DC1	-0,391	DC14	0.00	DC1	0,18555	DC7
2	Max	0.00	DC1	29743	DC2	0.00	DC1	-0,41062	DC14	0.00	DC1	0,09629	CBH8
3	Max	0.00	DC1	29622	DC2	0.00	DC1	-0,41665	DC14	0.00	DC1	0,07018	DC11
4	Max	0.00	DC1	27300	DC2	0.00	DC1	-0,463	DC14	0.00	DC1	0,17464	DC11
5	Max	0.00	DC1	25295	DC2	0.00	DC1	-0,41001	DC14	0.00	DC1	0,14978	DC11
6	Max	0.00	DC1	37436	DC2	0.00	DC1	-0,24466	DC14	0.00	DC1	0,26765	DC2
7	Max	0.00	DC1	38319	DC2	0.00	DC1	-0,25941	DC14	0.00	DC1	0,14157	DC2
8	Max	0.00	DC1	37633	DC2	0.00	DC1	-0,18239	DC14	0.00	DC1	0,07472	DC11
9	Max	0.00	DC1	37525	DC2	0.00	DC1	-0,29068	DC14	0.00	DC1	0,17813	DC11
10	Max	0.00	DC1	36195	DC2	0.00	DC1	-0,29305	DC14	0.00	DC1	0,18508	DC11
11	Max	0.00	DC1	39385	DC2	0.00	DC1	-0,08778	DC14	0.00	DC1	0,31347	CBH8
12	Max	0.00	DC1	43126	DC2	0.0	DC1	-0,03488	DC13	0.00	DC1	0,55602	DC2
13	Max	0.00	DC1	39874	DC2	0.00	DC1	-0,09365	DC11	0.00	DC1	0,27308	DC11
14	Max	0.00	DC1	42392	DC2	0.00	DC1	-0,17121	DC13	0.00	DC1	0,23203	DC11
15	Max	0.00	DC1	39625	DC2	0.00	DC1	0,24131	DC10	0.00	DC1	0,35542	DC2
16	Max	0.00	DC9	44231	DC2	0.00	DC1	0,1326	DC7	0.00	DC1	0,4396	DC11
17	Max	0.00	DC13	41410	DC2	0.00	DC9	0,1337	DC9	0.00	DC1	0,2161	DC7
18	Max	0.00	DC1	41978	DC2	0.00	DC1	-0,08908	DC13	0.00	DC1	0,10734	DC11

*Tabla 3.2 Resultados de las solicitaciones máximas obtenidas del análisis estructural del edificio hipotético con el programa Ram Advanse.*

### 3.6 Diseño de las columnas

Para facilitar los cálculos se diseñaron las columnas con el programa Ram Advanse con la norma ACI 318-05. A continuación se presenta el resumen de las secciones y armadura de cada pilar considerado:

#### Columnas

N° de Columna	Carga Axial (Pu) (Kg)	Sección (cm)	Refuerzo de Acero Longitudinal	Refuerzo de Acero Transversal
1	29499,471	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
2	29742,741	35x35	6 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
3	29621,643	35x35	6 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
4	27299,833	35x35	6 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
5	25295,448	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
6	37436,295	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
7	38318,794	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
8	37633,277	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
9	37525,163	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
10	36194,595	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
11	39384,819	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
12	43125,866	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
13	39873,61	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
14	42391,871	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
15	39625,332	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
16	44231,007	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
17	41410,478	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm
18	41977,942	35x35	8 $\Phi$ 16mm	$\Phi$ 10mm c/ 25cm

Tabla 3.3 Secciones de hormigón y armadura de las columnas calculadas con el programa Ram Advanse.

### 3.7 Diseño de Zapatas.

Se consideró el diseño de zapatas aisladas con carga centrada, el cálculo de las mismas fue manual, usando las consideraciones y verificaciones de la norma ACI 318-05. El detalle de cada diseño se encuentra en el anexo 5; a continuación se presenta una tabla que resume los resultados obtenidos:



## Zapatas

Nº zapata	Dimensiones (m)			Detalle refuerzo			
	A	B	h	As1(cm <sup>2</sup> )	Nº Barras	Diámetro (mm)	Separación(cm)
1	1,55	1,55	0,35	7,75	7	16	24
2	1,6	1,6	0,35	8,00	7	16	25
3	1,6	1,6	0,35	13,11	11	16	15
4	1,5	1,5	0,35	11,46	10	16	16
5	1,45	1,45	0,35	10,41	9	16	17
6	1,75	1,75	0,35	16,82	14	16	13
7	1,75	1,75	0,35	17,19	14	16	13
8	1,8	1,8	0,35	17,56	14	16	13
9	1,7	1,7	0,35	16,36	14	16	13
10	1,6	1,6	0,35	14,82	12	16	14
11	1,8	1,8	0,35	17,86	15	16	13
12	1,9	1,9	0,35	20,19	17	16	12
13	1,8	1,8	0,35	18,05	15	16	13
14	1,7	1,7	0,35	17,66	15	16	12
15	1,75	1,75	0,35	16,92	14	16	13
16	1,85	1,85	0,35	19,75	16	16	12
17	1,8	1,8	0,35	18,33	15	16	13
18	1,7	1,7	0,35	16,82	14	16	13

*Tabla 3.4 Secciones de hormigón y armadura de las diferentes zapatas calculadas con la norma ACI 318-05. Elaboración Propia*

## 5.1 CONCLUSIONES

Se comprobó que las vigas de arriostre conectadas a zapatas aisladas es una alternativa para reducir los asentamientos diferenciales, la viga de arriostre redistribuye y uniformiza las cargas transmitidas a los cimientos por el desplazamiento diferencial de apoyos, por consiguiente los asentamientos tienden a uniformizarse; al estar conectada a la base de las zapatas transmite fuerzas verticales cumpliendo su función de viga de equilibrio, si se colocase por encima del desplante de la fundación generaría momentos flectores en las columnas, lo que requiere un rediseño de estos elementos, sin embargo este no es el caso de estudio.

Las secciones óptimas de las vigas de arriostre varían desde 30cmx30cm hasta secciones de 35cmx50cm, dimensiones bastante razonables para reducir los asentamientos diferenciales a valores considerados admisibles.

Con las vigas arriostradas a las zapatas, el asentamiento inmediato es del orden de 1 cm y el asiento diferido tomando en cuenta un tiempo de consolidación de 30 años es alrededor de 5 cm, así que la suma de ambos nos da un asentamiento a largo plazo de aproximadamente 6cm, y comparando con el valor de asentamiento admisible calculado para el suelo ( $S_{adm}=19.47\text{cm}$ ) es mucho menor, y además se verifica que con las vigas de arriostre los asentamientos diferenciales son menores que 0.001L (asentamiento diferencial permisible, Sowers) cumpliendo de esta manera los estados límites de servicio.

Cabe hacer hincapié que al obtener los resultados de los asentamientos es necesario verificar que estos no excedan los límites admisibles, ya que debemos de estar dentro del rango de estos valores, así mismo es conveniente mencionar que los asentamientos permisibles son los asientos (totales y diferenciales) máximos que tolera la estructura, incluyendo tabiques, sin que se produzcan daños, como fisuras, descensos o giros que inutilicen la obra; y éste depende de muchos factores incluyendo el tipo, forma, situación y finalidad de la estructura, así como la forma, velocidad, causa y origen del asentamiento.

Mediante los ensayos de consolidación se pudo establecer que el suelo de fundación se encuentra normalmente consolidado, debido a su historia de esfuerzos requiere un análisis cuantitativo del asentamiento por consolidación ya que este tipo de suelos sometidos a esfuerzos de contacto relativamente altos, presentan mayor deformación vertical y por lo tanto requieren un estudio más detallado de la consolidación debido al porcentaje que representa del asentamiento total, lo que se verifica con los resultados obtenidos: El asentamiento promedio teórico por consolidación primaria presentó un porcentaje del orden del 50% y el asentamiento promedio por consolidación secundaria es del orden del 34% sumando un total de 84% del asentamiento total estimado.

Los valores de los asentamientos obtenidos son teóricos y la mayoría de las veces son superiores a los reales debido a la variación de las condiciones in situ.

La carga de trabajo de un suelo es una ciencia con cierto grado de imprecisión, hace que los asentamientos sean prácticamente imposibles de evitar, aunque si se pueden predecir y controlar.

## 5.2 RECOMENDACIONES

Es importante la extracción de muestras inalteradas del centro del estrato de fundación para la obtención de parámetros representativos del ensayo de consolidación, que permitan estimar los asentamientos de una manera confiable.

Para el cálculo del asentamiento inicial es recomendable idealizar correctamente los apoyos de la estructura, el método del coeficiente de balasto es bastante utilizado en la interacción suelo - estructura por su sencillez de cálculo y los resultados confiables que se obtuvieron a través del tiempo.

Para evitar la aparición de fisuras en las estructuras recién construidas debido al reacomodo de las partículas del suelo se recomienda retrasar un poco la colocación de acabados.

Si se requiere reducir el asentamiento total que sufrirá la estructura por el fenómeno de consolidación se puede pre-comprimir el estrato de fundación o también otra solución a nivel estructural sería la utilización de cimentaciones compensadas.

Si la inercia requerida de la viga de arriostre para reducir los asentamientos diferenciales es grande, de tal manera que pueda resultar antieconómico, será necesario recurrir a otras alternativas estructurales, como ser el dimensionamiento de zapatas aisladas para un mismo asentamiento, diseño de losas, o inclusive pensar en cimentaciones profundas, todo dependiendo que las características particulares del tipo de suelo y estructura.

Si en el estrato de fundación observamos la presencia de un suelo limoso con poca cantidad de arcilla es probable que sea un suelo colapsable, por lo tanto es necesario realizar ensayos cualitativos que determinen su naturaleza.

Para los trabajos futuros al respecto se debe implementar un análisis de expansión para el suelo que se analizará, con el fin de establecer el efecto de esta característica sobre los resultados del análisis de consolidación en caso de tratar con suelos expansivos.

Para estudios posteriores, efectuar un seguimiento en una edificación real partiendo desde el inicio de la misma hasta su culminación y observar el comportamiento de la consolidación primaria y secundaria. Dicha investigación puede realizarse en la misma zona del presente proyecto o en cualquier parte de la ciudad.