

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**Análisis de los efectos de las cargas excéntricas en la cimentación de
edificios con sótano**

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

Dask Prince Bernedo Ramos

ASESOR: Ing. Marcos Tinman Behar

Lima, noviembre del 2018

Resumen

En la última década, la actividad constructora ha tenido mayor dinamismo que en años pasados. Las edificaciones que se construyen para vivienda u oficinas tienen mayor cantidad de pisos y de sótanos, los cuales atienden. Se ha construido una gran cantidad de edificaciones de vivienda u oficinas. Muchos de estos edificios tienen más de diez pisos y, por exigencias de estacionamientos, más de tres sótanos. Los muros perimetrales de estos transmiten una carga axial significativa a la cimentación. Esta al ser excéntrica genera esfuerzos altos en el suelo y posibles giros en la cimentación. Además, en el análisis de esta estructura, existe una gran incertidumbre. Por tanto, es necesario estudiar este problema y proponer una solución.

Cuando se realiza el diseño de elementos estructurales que interactúan con el suelo se debe tener en cuenta varios parámetros. Los parámetros geotécnicos y las condiciones del suelo en el que se apoya la estructura afectan al diseño. Cabe resaltar que los elementos estructurales en contacto con el suelo, en una edificación con sótanos, son los muros perimetrales y las cimentaciones de los mismos, así como la de los demás muros estructurales o placas, y la de las columnas.

El objetivo principal de esta tesis es evaluar los efectos que se producen debido a cargas excéntricas en las cimentaciones de muros perimetrales. Asimismo, se evaluará la necesidad del uso de vigas de cimentación que conecten el cimiento del muro perimetral con otros elementos de la cimentación.

Se realizará el análisis de distintos escenarios que se puedan presentar en una edificación con sótanos. Es decir, se analizará una edificación para una cantidad diferente de sótanos y, también, considerando si las edificaciones aledañas tienen o no sótanos. También, se modificará la carga axial que llega a los cimientos variando la cantidad de pisos típicos del edificio. Finalmente, se evaluará los esfuerzos en la cimentación al modificar las dimensiones del muro y de la cimentación.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Análisis de los efectos de las cargas excéntricas en la cimentación de edificios con sótano"
Área : Estructuras
Asesor : Ing. Marcos Tinman Behar
Alumno : Dask Prince Bernedo Ramos
Código : 2010.2101.412
Tema N° : # 370
Fecha : Lima, 09 de julio de 2015

10 JUL. 2015
VICERRECTORÍA DE INVESTIGACIÓN
DECANO

DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

En la última década, la actividad constructora ha tenido mayor dinamismo que en años pasados. Se ha construido una gran cantidad de edificaciones de vivienda u oficinas. Muchos de estos edificios tienen más de 10 pisos y, por exigencias de estacionamientos, más de 3 sótanos. Los muros perimetrales de estos transmiten una carga axial relevante a la cimentación. Esta al ser excéntrica genera esfuerzos muy altos en el suelo y posibles giros en la cimentación. Además, en el análisis de esta situación, existe una gran incertidumbre. Por tanto, es menester evaluar este problema y proponer una solución.

Cuando se realiza el diseño de elementos estructurales que interactúan con el suelo se debe tener en cuenta varios parámetros. Los parámetros geotécnicos y las condiciones del suelo en el que se apoya la estructura afectan al diseño. Cabe resaltar que los elementos estructurales en contacto con el suelo, en una edificación con sótanos, son los muros perimetrales y las cimentaciones de los mismos, así como la de los de los demás muros o placas, y la de las columnas.

Dentro de los parámetros está el tipo de suelo (cohesivo o granular) y su consistencia (blanda, media o dura). Por otro lado, las propiedades físicas y mecánicas del suelo como el módulo de elasticidad o coeficiente de balasto. Asimismo, la ubicación del nivel freático es un dato importante a tener en cuenta ya que produce un empuje hidrostático sobre la estructura. Además, la capacidad portante por resistencia y asentamiento, y los esfuerzos admisibles relacionados son valores imprescindibles. Se puede mencionar otros



parámetros dentro de los cuales están los asentamientos diferenciales, las rotaciones, los agentes agresivos, la erosión, la licuación, etc.

Dependiendo de la cantidad de parámetros que se utilicen, se podrá obtener resultados de mayor calidad, es decir, que sean más confiables. Cabe resaltar que no necesariamente los resultados tendrán mayor precisión.

Asimismo, se debe aceptar que la incertidumbre está presente en todas las disciplinas de la ingeniería. Más aun en el entorno geotécnico. Esto se debe a que en el suelo están presentes una gran variedad de materiales distintos provenientes de procesos geológicos complejos. Estos normalmente están entremezclados y con propiedades difíciles de determinar.

Por otro lado, tanto el ingeniero estructural y el geotécnico tienen diferentes enfoques cuando diseñan. Los dos puntos de vista se ven interrelacionados en el análisis de cimentaciones. Por tanto, se estudiará el comportamiento de las cimentaciones de tal manera que se abarque estos dos enfoques.

OBJETIVO Y ALCANCE

El objetivo principal de esta tesis es evaluar los efectos que se producen debido a cargas excéntricas en las cimentaciones de muros perimetrales. Asimismo, se evaluará la necesidad del uso de vigas de cimentación que conecten el cimiento de la placa perimetral con otros elementos de la cimentación.

Se realizará el análisis de distintos escenarios que se puedan presentar en una edificación con sótanos. Es decir, se analizará una edificación para una cantidad diferente de sótanos y, también, considerando si las edificaciones aledañas tienen o no sótanos. También, se modificará la carga axial que llega a los cimientos variando la cantidad de pisos típicos del edificio.

Los resultados obtenidos serán presentados con un nivel aceptable de confiabilidad, de tal manera que las conclusiones puedan ser adoptadas para el diseño estructural. Se deducirán expresiones y recomendaciones prácticas que permitan determinar de una manera simplificada el análisis estructural para las cimentaciones con cargas excéntricas.

Se recomendarán métodos para el correcto análisis de la cimentación de los muros perimetrales. También se pretende que al finalizar el estudio se brinde recomendaciones del empleo de vigas de cimentación. Estas recomendaciones se basarán en las características del propio edificio y de los edificios aledaños. Asimismo, se procurará que los resultados tengan un grado aceptable de confiabilidad.



METODOLOGÍA Y RESULTADOS ESPERADOS

En primer lugar, se necesita encontrar un edificio con las características aptas para realizar un análisis adecuado. Este edificio debe ser de preferencia un proyecto real, que ya haya sido construido o que ya haya sido aprobado para su construcción y este en la factibilidad. Por otro lado, debe tener una cantidad no menor a 5 pisos para que la carga axial transmitida a la cimentación sea considerable. Asimismo, este debe tener no menos de 3 sótanos para que el empuje de suelo considerado en el análisis sea apreciable. Además, el edificio deberá tener elementos verticales, de preferencia placas perimetrales, que estén presentes en todos los niveles. Finalmente, los edificios aledaños también serán tomados en cuenta en la elección del edificio, pues el empuje lateral del suelo también depende de las características de las edificaciones vecinas.

En seguida, se realizará una serie de permutaciones que permita evaluar la mayor cantidad de escenarios. En un principio, se modificará la cantidad de pisos del edificio. De esta manera, se modifica la carga excéntrica axial que llega a la cimentación. Después, se cambiará la cantidad de sótanos del edificio variando la magnitud del empuje lateral del suelo sobre la estructura; y también, se está aumentando la carga axial. Luego, se tomará en cuenta las características de los edificios contiguos. Se abarcará, de manera similar, una serie de casos en los que se varía la cantidad de pisos y sótanos.

Además, se efectuará un análisis de la cimentación para cada escenario empleando métodos convencionales. Cabe resaltar que en el análisis de la cimentación se evaluará la factibilidad de prescindir de vigas de cimentación. Esto se conseguirá incluyendo el empuje lateral del suelo.

Finalmente, los resultados obtenidos serán plasmados en tablas y gráficos para su fácil interpretación. En base a estos, se elaborarán conclusiones y recomendaciones para edificios con las características mencionadas líneas arriba.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.



Índice

Índice de figuras.....	viii
Índice de tablas	xi
Capítulo 1 Introducción.....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1. Objetivos generales.....	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Alcance.....	3
1.5. Metodología.....	3
Capítulo 2 Planteamientos generales de la interacción suelo – estructura y de las cimentaciones.....	5
2.1. Antecedentes de la interacción suelo estructura.....	5
2.2. Métodos de análisis de la interacción suelo estructura.....	6
2.2.1. Distribución de reacciones lineales o método rígido.....	6
2.2.2. Módulo de reacción o de subrasante.....	7
2.2.3. Método general de interacción suelo – estructura.....	8
2.3. Factores determinantes de los tipos de cimentación.....	11

Capítulo 3	Mecánica de suelos.....	13
3.1.	Presión lateral de suelos	13
3.1.1.	Presión de tierra en reposo.....	14
3.1.2.	Teoría de Rankine de las presiones de tierra	15
3.2.	Esfuerzos admisibles en cimentaciones.....	17
3.3.	Presión permisible de carga basada en consideraciones de asentamientos	22
Capítulo 4	Cimentaciones.....	26
4.1.	Aspectos generales	27
4.1.1.	Zapatas rígidas y flexibles	28
4.1.2.	Distribución de esfuerzos.....	33
4.2.	Cálculo de esfuerzos en zapatas excéntricas	34
4.2.1.	Zapatas excéntricas sin viga de cimentación	35
4.2.1.1.	Análisis convencional de zapatas con cargas excéntricas.....	35
4.2.1.2.	Análisis incluyendo el empuje lateral del suelo y la rigidez del muro.....	36
4.2.1.3.	Simplificación del método	41
4.2.2.	Zapata excéntrica con viga de cimentación	45
4.2.2.1.	Análisis convencional de zapatas con vigas de cimentación	45
4.2.2.2.	Análisis incluyendo el empuje lateral del suelo y la rigidez del muro.....	49
4.3.	Cálculo de momentos en la zapata y el muro	54
4.4.	Análisis de fuerza cortante en la zapata y el muro	55

Capítulo 5 Evaluación y discusión de resultados	57
5.1. Verificación de resultados con el software SAP2000	58
5.2. Análisis variando la cantidad de pisos.....	61
5.3. Análisis variando la cantidad de sótanos	65
5.4. Análisis variando la cantidad de pisos del edificio aledaño	68
5.5. Análisis variando la cantidad de sótanos del edificio aledaño	69
5.6. Análisis del aporte de la viga de cimentación	71
5.7. Análisis variando la rigidez del muro.....	73
5.8. Análisis del aporte del empuje lateral del suelo	77
5.9. Análisis variando el ancho de la cimentación	79
5.10. Dimensiones de las estructuras y refuerzo requerido	81
Capítulo 6 Conclusiones y recomendaciones	85
Referencias.....	89

Índice de figuras

Figura 2.1 Modelo Con estratigrafía horizontal.....	8
Figura 3.1 Presión de tierra en reposo.	14
Figura 3.2 Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida.....	18
Figura 3.3 Asentamiento diferencial en pórtico de concreto	24
Figura 4.1 Formas de agotamiento estructural.....	27
Figura 4.2 Red de isostáticas y líneas de flujo de carga.	29
Figura 4.3 Método de bielas y tirantes.....	30
Figura 4.4 Comparación del valor de la tensión en zapatas rígidas y flexibles.....	33
Figura 4.5 Distribución lineal de presiones.	35
Figura 4.6 Esquema de cálculo del muro de sótanos y su cimentación.....	37
Figura 4.7 Dimensiones y cargas actuantes en la zapata.	37
Figura 4.8 Giros y deformaciones en la cimentación.	39
Figura 4.9 Esquema de cálculo simplificado del muro de sótano y su cimentación.	41
Figura 4.10 Zapata excéntrica con viga de cimentación.....	46
Figura 4.11 Esquema de cálculo de la viga de cimentación.	47
Figura 4.12 Esquema estructural de una cimentación de un muro perimetral con viga de cimentación.....	49
Figura 4.13 Sección transversal del brazo rígido - corte x-x de la figura 4.12.....	50
Figura 4.14 Dimensiones y cargas actuantes en una zapata conectada.	50
Figura 4.15 Modelización de la viga de cimentación.	51
Figura 4.16 Secciones de análisis de momento y cortante último	55
Figura 5.1 Modelamiento del muro de sótano con cimentación sin viga	59

Figura 5.2 Momentos en muro de sótano con cimentación sin viga (ton-m)	59
Figura 5.3 Modelamiento de muro de sótano con cimentación con viga	60
Figura 5.4 Momentos en muro de sótano con cimentación con viga (ton-m)	60
Figura 5.5 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 5 sótanos.....	62
Figura 5.6 Momentos máximos en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos.....	63
Figura 5.7 Fuerza cortante máxima en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos.....	64
Figura 5.8 Esfuerzos máximos (σ_1) en la cimentación variando la cantidad de pisos.....	65
Figura 5.9 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 10 pisos.	66
Figura 5.10 Momentos máximos en el muro y la zapata para edificios de 10 pisos.	66
Figura 5.11 Cortantes máximas en el muro y la zapata para edificios de 10 pisos.	67
Figura 5.12 Esfuerzos en la cimentación (σ_1) para edificios de 10 pisos variando la cantidad de sótanos.....	68
Figura 5.13 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 0 y 20 pisos variando la cantidad de pisos del edificio aledaño.....	69
Figura 5.14 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 10 sótanos variando la cantidad de sótanos del edificio aledaño.....	70
Figura 5.15 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 5sótanos variando la cantidad de sótanos del edificio aledaño.....	71
Figura 5.16 Esfuerzo en la cimentación para edificios de 5 sótanos con y sin viga de conexión. 71	
Figura 5.17 Esfuerzos (σ_1) en la cimentación para edificios de 10 pisos.....	72
Figura 5.18 Porcentaje de reducción del esfuerzo respecto del esfuerzo de una cimentación sin viga de conexión.	73

Figura 5.19 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el espesor del muro	74
Figura 5.20 Momentos máximos en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el espesor del muro	75
Figura 5.21 Cortante máximos en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el espesor del muro	76
Figura 5.22 Esfuerzos en la cimentación para edificio de 5 sótanos variando el espesor del muro	76
Figura 5.23 Comparación de esfuerzos (σ_1) para un edificio de 10 pisos considerando el aporte del empuje lateral del suelo y sin viga de cimentación.....	78
Figura 5.24 Comparación de esfuerzos (σ_1) considerando el aporte del empuje lateral del suelo para una cimentación con viga de conexión.....	78
Figura 5.25 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el ancho de la cimentación	79
Figura 5.26 Momentos máximos en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el ancho de la cimentación.....	80
Figura 5.27 Fuerza cortante máxima en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el ancho de la cimentación.....	80
Figura 5.28 Esfuerzos en la cimentación para edificio de 5 sótanos variando el ancho de la cimentación.....	81

Índice de tablas

Tabla 3.1 Distorsión angular.....	25
Tabla 4.1 Distribución de presiones en zapatas.....	34
Tabla 5.1 Datos para el análisis.....	57
Tabla 5.2 Parámetros que varían en el análisis.....	58
Tabla 5.3 Comparación de momentos ecuaciones Sec. 4.2.1.2 y SAP2000.....	59
Tabla 5.4 Comparación de momentos ecuaciones Sec. 4.2.2.2 y SAP2000.....	60
Tabla 5.5 Comparación de momentos en el muro – cimentación sin viga vs cimentación con viga	61
Tabla 5.6 Dimensiones obtenidas para cimentaciones con viga.....	83
Tabla 5.7 Dimensiones obtenidas para cimentaciones sin viga.....	84

Capítulo 1 Introducción

1.1. Introducción.

Cuando se realiza el diseño de elementos estructurales que interactúan con el suelo se debe tener en cuenta varios parámetros. Los parámetros geotécnicos y las condiciones del suelo en el que se apoya la estructura afectan al diseño. Cabe resaltar que los elementos estructurales en contacto con el suelo, en una edificación con sótanos, son los muros perimetrales y las cimentaciones de los mismos, así como la de los demás muros o placas, y la de las columnas.

Dentro de los parámetros está el tipo de suelo (cohesivo o granular) y su consistencia (blanda, media o dura). Por otro lado, las propiedades físicas y mecánicas del suelo como el coeficiente de balasto. Asimismo, la ubicación del nivel freático es un dato importante a tener en cuenta ya que produce un empuje hidrostático sobre la estructura. Además, la capacidad portante por resistencia y asentamiento, y los esfuerzos admisibles relacionados son valores imprescindibles. Se puede mencionar otros parámetros dentro de los cuales están los asentamientos diferenciales, las rotaciones, los agentes agresivos, la erosión, la licuación, etc.

Dependiendo de la cantidad de parámetros que se utilicen, se podrá obtener resultados de mayor calidad, es decir, que sean más confiables. Cabe resaltar que no necesariamente los resultados tendrán mayor precisión.

Asimismo, se debe aceptar que la incertidumbre está presente en todas las disciplinas de la ingeniería. Más aun en el entorno geotécnico. Esto se debe a que en el suelo están presentes una gran variedad de materiales distintos provenientes de procesos geológicos complejos. Estos normalmente están entremezclados y con propiedades difíciles de determinar.

Por otro lado, tanto el ingeniero estructural y el geotécnico tienen diferentes enfoques cuando diseñan. Los puntos de vista de estos especialistas se ven interrelacionados en el análisis de cimentaciones. Por tanto, se estudiará el comportamiento de las cimentaciones de tal manera que se abarque estos dos enfoques.

1.2. Objetivos.

1.2.1. Objetivos generales.

Evaluar los efectos que se producen debido a cargas excéntricas en las cimentaciones de muros de sótano; también, el efecto que produce el empuje lateral del suelo y la rigidez del muro.

Asimismo, se evaluará la necesidad del uso de vigas de cimentación que conecten el cimiento del muro perimetral con otros elementos de la cimentación.

1.2.2. Objetivos específicos.

Se realizará el análisis de distintos escenarios que se puedan presentar en una edificación con sótanos. Es decir, se analizará una edificación para una cantidad diferente de sótanos y, también, considerando si las edificaciones aledañas tienen o no sótanos. Asimismo, se modificará la carga axial que llega a los cimientos variando la cantidad de pisos típicos del edificio. También se variará la rigidez del muro y el ancho de la cimentación.

Los resultados obtenidos serán presentados sobre la base de métodos aceptados mundialmente, de tal manera que las conclusiones puedan ser adoptadas para el diseño estructural. Se deducirán expresiones y recomendaciones prácticas que permitan determinar de una manera simplificada el análisis estructural para las cimentaciones con cargas excéntricas.

1.3. Justificación

En la última década, la actividad constructora ha tenido mayor dinamismo que en años pasados. Se ha construido una gran cantidad de edificaciones de vivienda u oficinas. Muchos de estos edificios tienen más de diez pisos y, por exigencias de estacionamientos, más de tres sótanos. Los muros perimetrales de estos transmiten una carga axial significativa a la cimentación. Esta al ser excéntrica genera esfuerzos altos en el suelo y posibles giros en la cimentación. Además, en el análisis de esta situación, existe una gran incertidumbre. Por tanto, es necesario estudiar este problema y proponer una solución.

1.4. Alcance

Se recomendarán métodos para análisis de la cimentación de los muros perimetrales. También se pretende que al finalizar el estudio se brinde recomendaciones sobre el empleo de vigas de cimentación. Estas recomendaciones se basarán en las características del propio edificio y de los edificios aledaños. Asimismo, se procurará que los resultados reflejen el comportamiento real de las estructuras.

1.5. Metodología

En primer lugar, se establecen las dimensiones de los elementos estructurales que conforman la estructura, como los muros, la cimentación y las vigas. Luego, se define un tipo de suelo para el cual se realizará el análisis. Estos valores permanecen fijos con la finalidad de observar el comportamiento de los esfuerzos en el suelo mientras se varía el número de pisos o de sótanos. En otras palabras, se trabajará con edificaciones ideales cuyos elementos estructurales tienen las mismas dimensiones para que puedan ser comparados. Además, los edificios deberán tener elementos verticales, de preferencia placas perimetrales, que estén presentes en todos los niveles.

Finalmente, los edificios aledaños también serán tomados en cuenta en la elección del edificio, pues el empuje lateral del suelo también depende de las características de las edificaciones vecinas.

Luego, se realizarán permutaciones que permitan evaluar la mayor cantidad de escenarios. En un principio, se modificará la cantidad de pisos del edificio. De esta manera, se modifica la carga excéntrica axial que llega a la cimentación. Después, se cambiará la cantidad de sótanos del edificio variando la magnitud del empuje lateral del suelo sobre la estructura y la intensidad de la carga axial. Luego, se tomará en cuenta las características de los edificios contiguos. Se abarcará, de manera similar, una serie de casos en los que se varía la cantidad de pisos y sótanos. También se evaluará el comportamiento de los esfuerzos en la cimentación al modificar las dimensiones del muro y de la cimentación.

Se hallarán los esfuerzos en el suelo, los momentos y fuerzas cortantes aplicando el método de rigidez y usando el coeficiente de balasto del suelo para relacionar el giro con los esfuerzos en la cimentación. Además, se efectuará un análisis del muro, la zapata y la viga de cimentación en el programa SAP2000 con la finalidad de verificar los resultados obtenidos con el método propuesto. Cabe resaltar que en el análisis de la cimentación se evaluará la factibilidad de prescindir de vigas de cimentación. Esto se conseguirá incluyendo el empuje lateral del suelo y la rigidez del muro de sótano.

Finalmente, los resultados obtenidos serán resumidos en tablas y gráficos para su fácil interpretación. En base a estos, se elaborarán conclusiones y recomendaciones para edificios con las características mencionadas líneas arriba.

Capítulo 2 Planteamientos generales de la interacción suelo – estructura y de las cimentaciones.

2.1. Antecedentes de la interacción suelo estructura.

El ingeniero civil ruso Gregory P. Tschebotarioff dedicó gran parte de su actividad profesional al estudio de patologías en cimentaciones. El ochenta por ciento de las fallas que analizó lo llevaron a la conclusión de que estas se debieron principalmente a tres razones (Luis Garza Vásquez).

La primera razón se debe al escaso conocimiento de los problemas de mecánica de suelos por parte del ingeniero estructural y el encargado de la construcción. Por ejemplo, con la finalidad de simplificar cálculos, los calculistas modelan la estructura del edificio empotrada en el suelo. En otras palabras, el edificio se apoya sobre un material indeformable, lo cual no es cierto. Los resultados obtenidos se calculan sin considerar los movimientos de los apoyos.

Por otro lado, los ingenieros geotécnicos no toman en cuenta los efectos estructurales. Para calcular los asentamientos del suelo, los especialistas en geotecnia modelan la cimentación teniendo en cuenta solo las resultantes de las reacciones. Es decir, se desprecia la rigidez de la estructura.

Por último, los ingenieros que se encargan de la construcción del edificio carecen del suficiente conocimiento especializado de estas dos áreas, estructuras y geotecnia. Por consiguiente, al momento de tomar decisiones incurren en errores graves si no tuvieron en cuenta las recomendaciones de los especialistas.

Es evidente que hay una clara diferencia de enfoques cuando los ingenieros estructurales y de suelos diseñan la cimentación. Además, la escasez de comunicación efectiva entre los especialistas de estructuras y geotecnia no favorecen la obtención de un buen producto.

El procedimiento normal aceptado es diseñar la cimentación para transmitir la presión admisible que el ingeniero de suelos recomienda. Asimismo, para el cálculo de los asentamientos se acepta la hipótesis de resistencia de materiales, las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos.

La constante de proporcionalidad es el módulo de elasticidad o el módulo de balasto. Sin embargo, en el caso del suelo, las deformaciones dependen también del tamaño de la cimentación, a mayor tamaño corresponde un mayor asentamiento (Luis Garza Vásquez). Por tanto, la hipótesis anterior muestra una incongruencia. Cabe resaltar que los procedimientos e hipótesis usadas conllevan a resultados más conservadores, por ello se usan actualmente.

2.2. Métodos de análisis de la interacción suelo estructura

Con la finalidad de resolver el problema de la interacción suelo-estructura, se necesita determinar los efectos entre el suelo y la estructura, es decir, las deformaciones y las reacciones. Por ende, se debe tener en cuenta la compatibilidad de deformaciones que hay entre estos al estar unidos.

Para abordar este problema se presenta diversos métodos que fueron extraídos del libro de diseño de estructuras de cimentación de Luis Garza Vásquez.

2.2.1. Distribución de reacciones lineales o método rígido

El procedimiento de cálculo más simple es considerar una distribución lineal de presiones en el suelo. Es aceptable el suponer una distribución lineal si la zapata es rígida. Sin embargo, esto no sucede en cimentaciones como plateas o zapatas combinadas que son más flexibles. La

distribución de presiones en estos casos no es lineal. Se sabe que hay mucha incertidumbre en su aplicación, no obstante, es el más usado en nuestro medio.

2.2.2. Módulo de reacción o de subrasante

Este método es el que se utilizará en los cálculos y demostraciones posteriores. La hipótesis de trabajo consiste en suponer que la distribución de presiones es proporcional a los asentamientos. Entonces, se define la constante de proporcionalidad que relaciona estos dos parámetros ($K_c = \sigma/\delta$), conocida también como coeficiente de balasto. Se asume que esta constante de proporcionalidad es uniforme en toda la superficie de contacto. El modelo físico equivalente consiste en sostener la cimentación sobre una cama de resortes en paralelo con la misma rigidez.

Además, es necesario hacer notar que para cimentaciones de rigidez considerable el asentamiento es casi uniforme en toda la superficie de contacto. Por ende, la distribución de presiones también lo sería. Esta situación representa la primera teoría mencionada, distribución lineal de presiones.

Por otro lado, el método tiene dos limitaciones principalmente (Luis Garza Vásquez). La primera se refiere a que el módulo de reacción o coeficiente de balasto no es constante sobre toda la superficie de contacto, incluso si se tratara de una zapata de peralte constante cimentada sobre suelo isotrópico y homogéneo. La otra limitación es que el módulo de subrasante depende también de la estructura. Este método considera que los resortes son independientes entre sí de tal forma que la presión que se ejerce sobre uno de ellos no afecta a los resortes vecinos. Podría aceptarse solo en el caso que exista una suficiente separación de los elementos de cimentación para poder ignorar su interacción, como puede suceder en zapatas aisladas.

2.2.3. Método general de interacción suelo – estructura

El método consiste en dividir el suelo de cimentación en elementos rectangulares (dovelas) a partir de las reacciones en que vaya a dividirse la estructura de cimentación. Para obtener mayor precisión se debe procurar que la dimensión vertical de la dovela o la altura del estrato sea más grande que el largo de esta. Luego, se recomienda asignar las mismas propiedades y el mismo espesor a los elementos de un mismo estrato, ya que normalmente no se tiene suficiente información de cada elemento de la malla tridimensional que se forme.

En la Figura 2.1 se muestra la partición en estratos paralelos con las mismas propiedades.

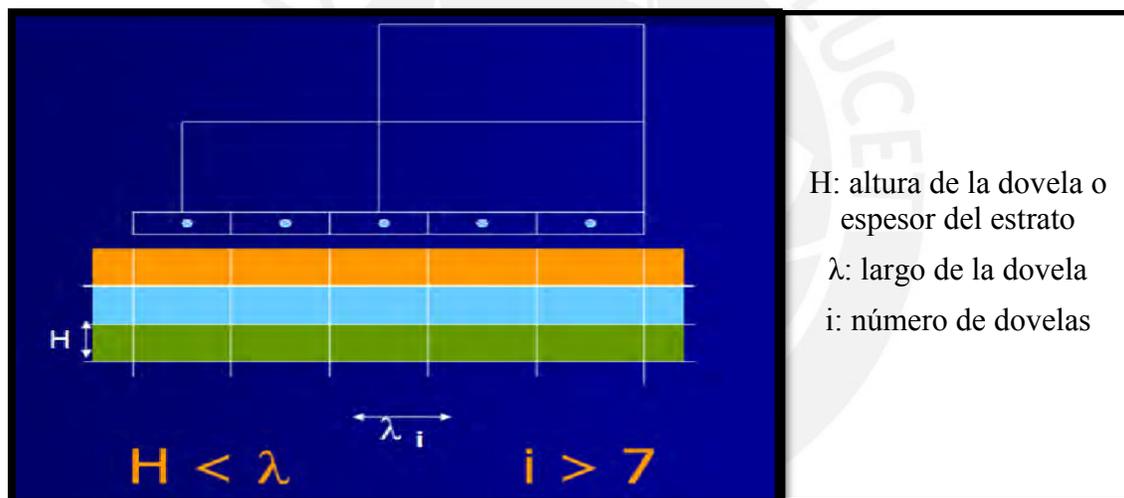


Figura 2.1 Modelo Con estratigrafía horizontal

Nota. Tomado de “Diseño de Estructuras de Cimentación”, por Luis Garza Vásquez.

Si la partición se realiza con un número mayor de dovelas se obtiene mayor precisión, pero el cálculo resulta más laborioso. Por tanto, se recomienda que las subdivisiones en el sentido horizontal sean de 8 a 10 como mínimo. Además, es aconsejable que, al hacer la división, las columnas queden en uno de los vértices de las dovelas.

La deformación del terreno se obtiene con la siguiente expresión:

$$\delta = m_v \Delta \sigma H$$

Donde m_v es el módulo de compresibilidad volumétrica del suelo, el cual puede interpretarse como un módulo de flexibilidad que depende del nivel de esfuerzos y del tiempo para un material dado. El especialista en geotecnia es el encargado de determinar su valor a partir de la investigación de campo y laboratorio. Asimismo, debe tenerse en cuenta que las incertidumbres son grandes, ya que desde el mismo proceso constructivo empiezan a presentarse deformaciones en la estructura y el suelo. H representa el espesor del estrato y, $\Delta \sigma$ el esfuerzo vertical en el centro de la dovela inducido por las presiones de contacto que son desconocidas inicialmente. Sin embargo, este puede ser estimado a partir de soluciones derivadas de la teoría de elasticidad.

El esfuerzo vertical se puede expresar mediante una función de la carga aplicada en la superficie y un coeficiente de influencia ($\Delta \sigma = Iq$), que depende del tipo de carga, sus dimensiones y la posición del punto considerado respecto a dicha carga. Finalmente, se puede reemplazar $\alpha = m_v H$, llamado coeficiente de compresión unitaria (Zeevaert, 1980), y la expresión queda:

$$\delta = \alpha I q$$

No se conoce la distribución de presiones sobre el suelo ni los asentamientos. Sin embargo, si se puede conocer la magnitud que los relaciona (αI). Entonces, se puede hallar una matriz de flexibilidad al aplicar esfuerzos unitarios.

$$\delta = [\bar{\delta}_{ij}] |q_i|$$

Donde δ_{ij} es el desplazamiento unitario en j cuando la carga está aplicada en i . Esta última ecuación es conocida como la Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA).

Cabe mencionar que la matriz de rigidez es la inversa de la matriz de flexibilidad. Además, la matriz de flexibilidad que se definió está referida a presiones, por lo cual se debería multiplicar por el área de las dovelas para obtener una matriz referida a fuerzas. Entonces, la matriz de rigidez del suelo queda definida con la siguiente expresión:

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

Donde $[A_{ii}^{-1}]$ es una matriz diagonal cuyos valores de la diagonal son las áreas de cada dovela.

Ahora se define la siguiente expresión:

$$R = -K_s D_r$$

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

Con respecto a la estructura, del equilibrio con el método de rigidez se establece que:

$$C + R = K_E D$$

Donde K_E es la matriz de rigidez de la estructura, D es el vector de desplazamientos de todos los nudos, C es el vector de cargas de empotramiento y R el vector con las reacciones desconocidas en los apoyos.

Finalmente, se tiene que ensamblar la matriz de rigidez de la estructura y la del suelo. Se obtiene la siguiente expresión, cuya solución nos permite determinar los desplazamientos tanto de la estructura, como de la cimentación y el suelo:

$$C = [K_E + K_s]D$$

2.3. Factores determinantes de los tipos de cimentación

Al momento de escoger el tipo de cimentación hay que considerar diversos factores. Con la aplicación de los métodos y los cálculos adecuados, se puede determinar las características y dimensiones de los cimientos. De esta manera, se puede diseñar cimentaciones con un comportamiento satisfactorio y que pueda cumplir con los objetivos para los cuales fueron construidas.

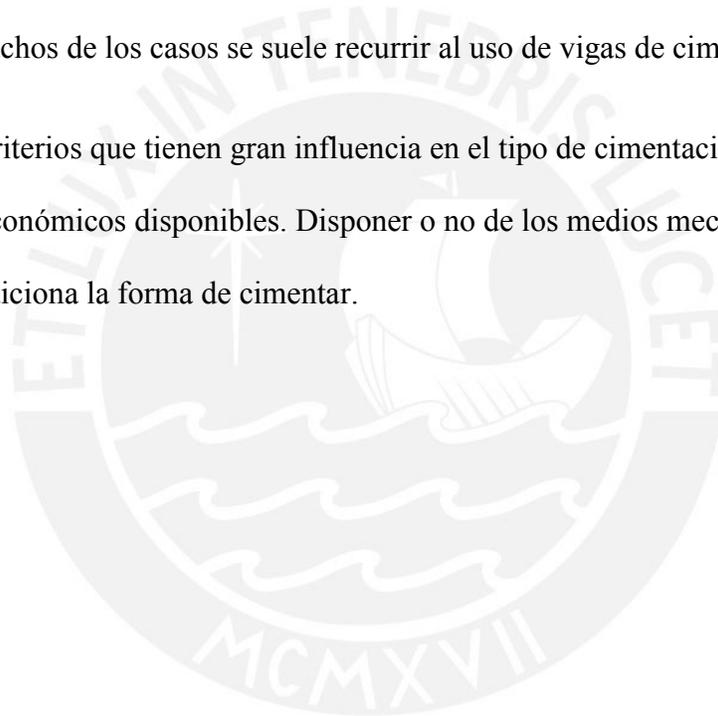
El primer factor que se va a tratar es la misma estructura. En la mayor parte de las estructuras, se producen asentamientos en la cimentación. Por un lado, hay edificaciones cuya limitación de asentamientos es más exigente, tal es el caso de las estructuras rígidas. Los edificios de ductilidad limitada y edificios como centrales nucleares exigen asentamientos más bajos que los normales. Por otro lado, hay estructuras más flexibles como pórticos metálicos. Estas últimas admiten deformaciones más grandes sin que se generen daños relevantes.

Otro factor importante en la elección del tipo de cimentación es el tipo de suelo. Su capacidad portante, los asentamientos y la profundidad del estrato resistente son los aspectos fundamentales por considerar. Por un lado, suelos poco densos y blandos son considerados como malos ya que generan grandes deformaciones. Las arenas sueltas, limos sueltos y arcillas blandas son un ejemplo de este tipo de suelo. Asimismo, muchas veces resulta peligroso construir cimentaciones especiales sobre suelos expansivos o colapsables. Por el contrario, las arenas, gravas y arenas arcillosas densas, y las arcillas fuertemente preconsolidadas son buenas para cimentar sobre estas. De la misma manera, las rocas pueden ser consideradas como el mejor terreno para colocar la cimentación, ya que tienen deformaciones despreciables.

También las condiciones de entorno son consideradas como un factor determinante. Basta pensar en las condiciones adversas que supone cimentar en suelos permeables con presencia del nivel freático. Así como también los problemas que se generan en el entorno urbano con los edificios colindantes. En este caso, el problema se genera cuando se tiene que cimentar varios sótanos debajo de otro cuyos cimientos se encuentran más cerca de la superficie. Se suele optar por soluciones como calzaduras, pero el problema de estos es que invade el terreno alledaño.

También se opta por la construcción de muros anclados en cuyos cimientos actúan cargas excéntricas y en muchos de los casos se suele recurrir al uso de vigas de cimentación.

Finalmente, otros criterios que tienen gran influencia en el tipo de cimentación son los medios, plazos y recursos económicos disponibles. Disponer o no de los medios mecánicos especializados condiciona la forma de cimentar.



Capítulo 3 Mecánica de suelos.

3.1. Presión lateral de suelos

Las estructuras de retención, tales como muros de sótanos (muros anclados), muros de gravedad, muros en volado, muros con contrafuertes, muros de tierra y demás muros de retención, soportan taludes de masas de tierra y/o masas de agua. Con la finalidad de diseñarlas y construir las adecuadamente se requiere de conocimientos acerca de las fuerzas laterales que actúan entre el suelo y los muros. Estas fuerzas son producto de la presión lateral del suelo.

La presión lateral del suelo está fuertemente condicionada por la deformabilidad que el muro produce en el terreno. Dependiendo de esta característica se presentan tres casos de empuje. En primer lugar, si las deformaciones del terreno son casi nulas se genera un estado de empujes al reposo. Cabe resaltar que este caso corresponde al estado de esfuerzos sobre los muros de sótano. Por otro lado, si el muro se desplaza y permite que la cuña de rotura descienda hacia el muro, nos encontramos en el caso de empuje activo. La magnitud del empuje al reposo disminuye hasta su mínimo valor posible, el empuje activo. Por el contrario, si el muro se desplaza hacia el terreno, la cuña de falla experimenta un ascenso. En este caso, el empuje al reposo varía hasta un máximo valor conocido como el empuje pasivo.

En los siguientes párrafos se tratará los tres casos de presión lateral sobre los muros. Cabe mencionar que se han desarrollado diversas teorías sobre los casos de empuje pasivo y activo. En este caso, solo se tratará la teoría de Rankine para los empujes pasivos y activos con la finalidad de desarrollar estos casos. Asimismo, se dará mayor énfasis al empuje al reposo, debido a que es el que actúa con mayor frecuencia sobre los muros de sótanos (muros anclados).

3.1.1. Presión de tierra en reposo

Una masa de suelo se encuentra en equilibrio estático cuando no se puede desplazar ni hacia la derecha ni hacia la izquierda de su posición inicial. En esta situación, la magnitud de la relación entre el esfuerzo vertical efectivo y el esfuerzo horizontal efectivo se conoce como coeficiente de presión de tierra en reposo, K_o .

En la Figura 3.1, se muestra una masa de suelo a una profundidad z que está sometida a una presión vertical y otra horizontal de σ'_o y σ'_h respectivamente.

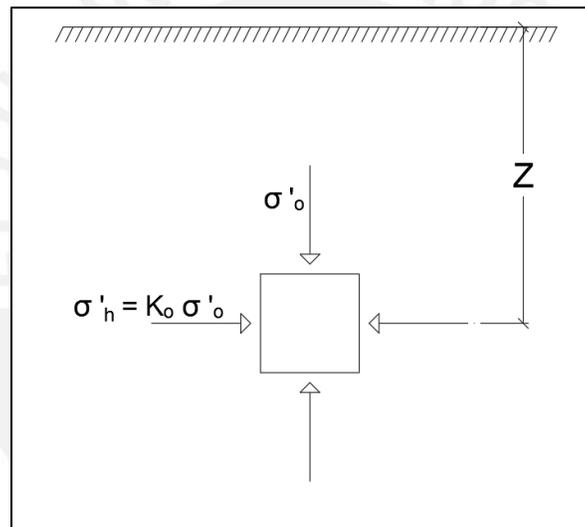


Figura 3.1 Presión de tierra en reposo.

El coeficiente de presión de suelos depende del tipo de suelo. Por ejemplo, para suelos de grano grueso el coeficiente K_o se puede estimar con la siguiente relación empírica. Las siguientes expresiones fueron extraídas del libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Braja M. Das, 2010)

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción interna en condiciones drenadas del suelo.

De la misma manera, se estableció la siguiente ecuación para obtener el valor de K_o para suelos de grano fino normalmente consolidados:

$$K_o = 0.44 + 0.42 \left(\frac{IP(\%)}{100} \right)$$

Donde IP es el índice de plasticidad. También, para arcillas preconsolidadas, el valor del coeficiente de presión de tierra en reposo se aproxima de la siguiente manera:

$$K_o(\text{preconsolidada}) = K_o(\text{normalmente consolidada}) \sqrt{OCR}$$

Donde OCR es la tasa de preconsolidación.

$$OCR = \frac{\text{presión de preconsolidación}}{\text{presión de sobrecarga efectiva presente}}$$

Como el esfuerzo vertical es $\sigma_o = \gamma z$, entonces tendremos que $\sigma_h = K_o(\gamma z)$, donde γ es el peso específico del suelo.

Luego, si tenemos un muro de altura H , la presión en el punto más bajo será $\sigma_o = \gamma H$. Entonces la fuerza total por unidad de longitud de muro es $P_o = K_o \gamma H^2 / 2$. Además, el centro de presiones se ubica a $H/3$ por encima del punto más bajo del muro.

3.1.2. Teoría de Rankine de las presiones de tierra

Cuando cada uno de los puntos de una masa de suelo se encuentra en el límite de la rotura se dice que está en equilibrio plástico. A este equilibrio se le denomina equilibrio de Rankine.

Se tiene un muro que soporta el empuje lateral de suelo en reposo en uno de sus lados. Si se permite que este se desplace alejándose gradualmente del terreno, entonces el esfuerzo en reposo decrecerá hasta un valor conocido como esfuerzo activo de Rankine. El suelo alcanzará un

estado de equilibrio plástico y ocurrirá la falla del suelo. Los planos de falla para este caso forman ángulos de $\pm (45^\circ + \phi/2)$ con la horizontal y son conocidos como planos de deslizamiento, donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

En esta situación, el coeficiente activo de Rankine, K_a , se calcula con la siguiente ecuación:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Por consiguiente, el esfuerzo efectivo activo de Rankine para una masa de suelo en equilibrio plástico ubicada a una profundidad z se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_h' = K_a \sigma_o' = \gamma z \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Cabe mencionar que esta última expresión es válida para suelos con cohesión nula o despreciable.

De la misma manera, si consideramos un muro que se desplaza hacia el terreno, entonces el esfuerzo en reposo crecerá hasta un valor conocido como esfuerzo pasivo de Rankine. El suelo alcanzará un estado de equilibrio plástico y ocurrirá la falla del suelo. Los planos de falla para este caso forman ángulos de $\pm (45^\circ - \phi/2)$ con la horizontal y son conocidos como planos de deslizamiento.

En esta situación, el coeficiente pasivo de Rankine, K_p , se calcula con la siguiente ecuación:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Por consiguiente, el esfuerzo efectivo pasivo de Rankine para una masa de suelo en equilibrio plástico ubicada a una profundidad z se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_h' = K_p \sigma_o' = \gamma z \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Cabe mencionar que esta última expresión es válida para suelos con cohesión nula o despreciable.

3.2. Esfuerzos admisibles en cimentaciones

Los esfuerzos admisibles en un suelo vienen a ser la carga admisible que acepta el suelo por unidad de área para lograr un factor de seguridad dado. Al hablar de esfuerzos admisibles, estamos hablando también de esfuerzo último, el cual se define como la presión límite que soporta el suelo, es decir, el esfuerzo que genera la falla. La relación que existe entre estos dos términos (esfuerzo admisible y último) queda expresada en la siguiente ecuación:

$$\text{Esfuerzo admisible} = \frac{\text{Esfuerzo Ultimo}}{\text{Factor de Seguridad}}$$

Para poder obtener el valor de este esfuerzo admisible, se debe primero calcular el esfuerzo último del suelo donde se ubicará la cimentación, y esto se logra utilizando las ecuaciones de mecánica de suelos. Terzaghi fue el primero en presentar una teoría para calcular la carga última en cimentaciones superficiales (Braja M. Das, 2001). Terzaghi sugirió que para una cimentación corrida la superficie de falla es como se muestra en la Figura 3.2.

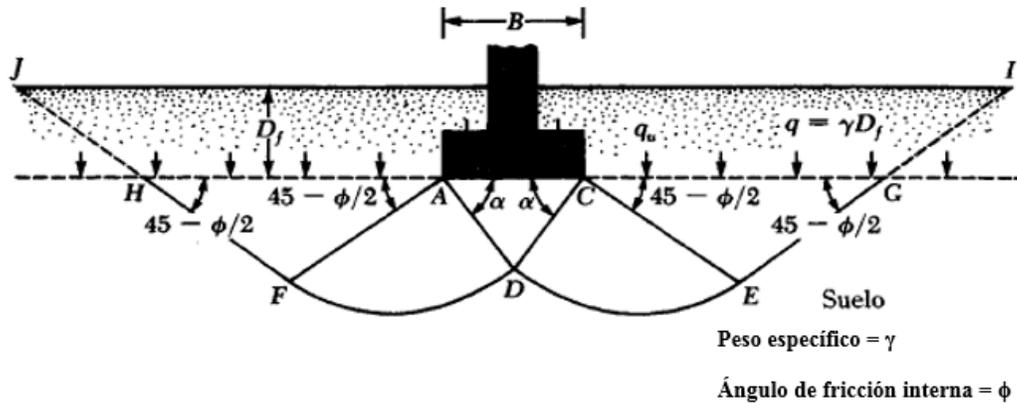


Figura 3.2 Falla por capacidad de carga en suelo bajo una cimentación corrida

Nota: Tomado de "Principio de Ingeniería de Cimentaciones", por Braja M. Das (2001).

Terzaghi expresó la capacidad de carga última para cimentaciones corridas (es decir, cuando la relación ancho/longitud tiende a cero) en la siguiente expresión:

$$Q_u = cN_c + \gamma_1 D_f N_q + 0.5\gamma_2 B N_\gamma$$

Si la forma de la cimentación cambia, esta última fórmula ya no es aplicable. Además, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación. Asimismo, no se toma en cuenta una posible inclinación de la carga. Meyerhof sugirió la siguiente ecuación general de capacidad de carga que toma en cuenta estos factores.

$$Q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_1 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma_2 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Donde:

C: Cohesión del suelo ubicado bajo la zapata.

γ_1 : Peso específico de suelo ubicado sobre el nivel de cimentación.

γ_2 : Peso específico de suelo ubicado bajo el nivel de cimentación.

B: Menor dimensión (ancho) de la zapata

D_f : Profundidad de cimentación

N_c, N_q, N_γ : factores de capacidad de carga

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$: factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$: factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$: factores por inclinación de la carga

Las fórmulas para determinar los factores de capacidad de carga se muestran a continuación. La ecuación para hallar N_c fue originalmente obtenida por Prandtl (1921); la expresión para N_q , por Reissner (1924); y finalmente, Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) dieron la relación para N_γ . Cabe resaltar que el ángulo α que se muestra en la Figura 3.2 es más cercano a $45 + \phi/2$ que a ϕ .

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Los factores de forma, profundidad e inclinación recomendados para su uso que se muestran en el libro de Braja M. Das se detallan a continuación.

A la vez, Braja M. Das extrajo las fórmulas de los factores de forma de De Beer (1970) y Hansen (1970). En el caso de cimentaciones corridas, todos los factores de forma equivalen a 1.

$$F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L \tan \phi}$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Las fórmulas de los factores de profundidad las extrajo de Hansen (1970) y se cumplen para dos condiciones. La primera condición es si D_f/B es menor o igual que 1; entonces las fórmulas son las siguientes:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

En cambio, si D_f/B es mayor que 1, entonces:

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Finalmente, los factores de inclinación los extrajo de Meriyerhof (1963) y Hanna y Meyerhof (1981).

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right)^2$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\emptyset}\right)^2$$

Donde:

\emptyset : Angulo de fricción

β : Inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical.

Una vez que se tiene calculado el esfuerzo limite o último del suelo, se debe elegir un valor como Factor de Seguridad de acuerdo con la Norma. El Reglamento Nacional de Edificaciones, la norma de suelos E.050, menciona que frente a una falla por corte se debe tener en cuenta lo siguiente:

- a) Para cargas estáticas tomar FS=3.0
- b) Para sollicitación máxima de sismo o viento (la que sea más desfavorable) tomar FS=2.5

Finalmente, el esfuerzo admisible se obtiene como cociente de ambos términos según la formula presentada líneas arriba, sin embargo la norma también menciona que se debe tener en cuenta factores como:

- Profundidad de cimentación
- Dimensión de los elementos de la cimentación
- Características físico – mecánicas de los suelos ubicados dentro de la zona activa de la cimentación

- Ubicación del Nivel Freático, considerando su probable variación durante la vida útil de la estructura
- Probable modificación de las características físico – mecánicas de los suelos, como consecuencia de los cambios en el contenido de humedad
- Asentamiento tolerable de la estructura

Este último factor viene a ser de mucha importancia ya que el valor del esfuerzo admisible se elegirá entre el calculado mediante la fórmula mencionada o entre el esfuerzo que genere el asentamiento tolerable (el menor de ambos).

3.3. Presión permisible de carga basada en consideraciones de asentamientos

En el libro Principios de ingeniería de cimentaciones (Braja Das, 2001), se muestra la modificación propuesta por Bowles a la correlación entre la presión de carga neta admisible con la resistencia del ensayo de penetración estándar corregida, N_{corr} , que propuso Meyerhof originalmente. Esta modificación incluye el asentamiento tolerable en la cimentación.

Para $B < 1.22$ m

$$q_{neta(adm)} = 1.95N_{corr}F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

Para $B > 1.22$ m

$$q_{neta(adm)} = 1.22N_{corr} \left(\frac{3.28B + 1}{3.28B} \right)^2 F_d \left(\frac{S_e}{25.4} \right)$$

Donde:

$$q_{\text{neta(adm)}} = q_{\text{(adm)}} - \gamma D_f : \text{presión neta admisible en Tn/m}^2$$

N_{corr} : Valor de penetración corregido para un valor estándar de esfuerzo efectivo vertical.

$$F_d = 1 + 0.33(D_f/B) < 1.33 : \text{factor}$$

S_e : Asentamiento tolerable en mm.

El asentamiento en una cimentación ocurre cuando el nivel de esta baja. Estos son resultado de dos tipos de asentamientos, los cuales son el asentamiento inmediato y por consolidación.

El asentamiento inmediato es aquel que se genera producto del propio peso de la estructura y depende del tipo de cimentación. Por otro lado, el asentamiento por consolidación se produce por el acomodo de las partículas del suelo en el tiempo debido a la carga en la cimentación.

Si bien el hecho de que una estructura se asiente genera problemas, el problema se agrava cuando existe asentamiento diferencial. Cuando una estructura posee un asentamiento uniforme, no se generan esfuerzos en la estructura; sin embargo, cuando existen asentamientos diferenciales se compromete directamente a la estructura.

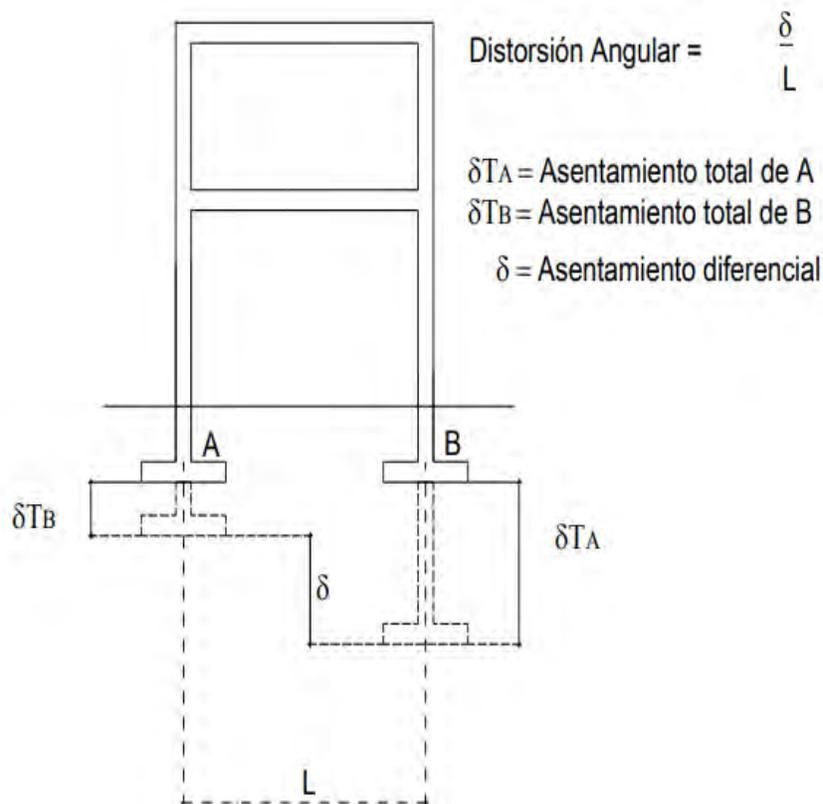


Figura 3.3 Asentamiento diferencial en pórtico de concreto

Nota: Tomado de “Norma Técnica de Edificaciones E050 Suelos y Cimentaciones”, por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006).

Para evitar los problemas estructurales que pueden generarse por los asentamientos diferenciales, la Norma establece un asentamiento tolerable que se encuentra en función de la distorsión angular, la cual se calcula como:

$$\text{Distorsión angular} = \frac{\text{Asentamiento diferencial}}{\text{Distancia entre cimentaciones}}$$

El Reglamento Nacional de Edificaciones presenta la siguiente tabla:

Tabla 3.1 Distorsión angular

Distorsión Angular	Descripción
1/150	Límite en el que se debe esperar daño estructural en edificios convencionales
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos puede ser visible
1/300	Límite en que se debe esperar dificultades con puentes grúas
1/300	Límite en que se debe esperar las primeras grietas en paredes
1/500	Límite seguro para edificios en los que no se permitan grietas
1/500	Límite para cimentaciones rígidas circulares o para anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas
1/650	Límite para edificios rígidos de concreto cimentados sobre un solado con espesor aproximado de 1.20m
1/750	Límite donde se esperan dificultades en maquinaria sensible a asentamientos

Nota: Tomado de “Norma Técnica de Edificaciones E050 Suelos y Cimentaciones”, por Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006).

Capítulo 4 Cimentaciones.

La cimentación es la encargada de transmitir las cargas actuantes, en la base de la estructura, al terreno. Debido a la baja resistencia del terreno de cimentación, los cimientos, usualmente, tienen un área en planta mayor que la suma de las áreas de las columnas y los muros de carga.

Como ya se comentó la deformabilidad del suelo condiciona el comportamiento suelo-estructura. Así como en el empuje lateral del terreno, la deformabilidades relativas del suelo y, además, la de la cimentación son importantes en el cálculo de esta. Desafortunadamente, no se tiene el conocimiento suficiente del cálculo de las deformaciones tanto del terreno como de la estructura.

Por otra parte, los especialistas encargados de proyectar la cimentación deben tener especial cuidado con los métodos que utilicen. Los proyectistas no deben olvidar que el fenómeno de fisuración, que es un síntoma del mal funcionamiento del elemento de concreto, no es visible en las cimentaciones. Por ello, se debe tener prudencia y cuidado al momento de proyectar y construir la cimentación ya que cualquier fallo será difícilmente observable.

En la práctica, se usan cimentaciones superficiales o cimentaciones profundas, las cuales presentan importantes diferencias constructivas, de la funcionalidad del elemento y del comportamiento del suelo. Por un lado, cuando el nivel cercano a la superficie presenta características adecuadas para cimentar desde el punto de vista técnico y económico, se utiliza cimentaciones superficiales. Por otro lado, cuando el suelo apto para cimentar se encuentra muy por debajo del nivel del primer piso o del nivel del último sótano, se suele utilizar pilotes para llegar al suelo con resistencia adecuada. En esta ocasión, solo se tratará el sustento teórico de cimentaciones superficiales.

4.1. Aspectos generales

Las cimentaciones superficiales están constituidas por a) zapatas aisladas, que transmiten la carga de una columna; también, b) por zapatas combinadas, que transmiten la carga de dos o más columnas que se hallan muy cerca una de la otra; asimismo, c) las zapatas excéntricas, que pueden ser medianeras o esquineras, que se ubican en los bordes de la edificación; d) por las plateas que son losas de concreto que abarcan toda el área de la edificación; además, también están las e) zapatas corridas o cimientos corridos que se ubican debajo de las placas; f) los emparrillados; y g) las combinaciones de estos elementos. En el presente capítulo, se desarrollará un caso especial, los cimientos corridos con cargas excéntricas.

Se entiende por zapata corrida o cimiento corrido aquel que recibe una carga lineal distribuida y, eventualmente, un momento flector transmitido por el muro. Asimismo, esta puede ser excéntrica. Este tipo de cimentación puede presentar distintas formas de agotamiento estructural.

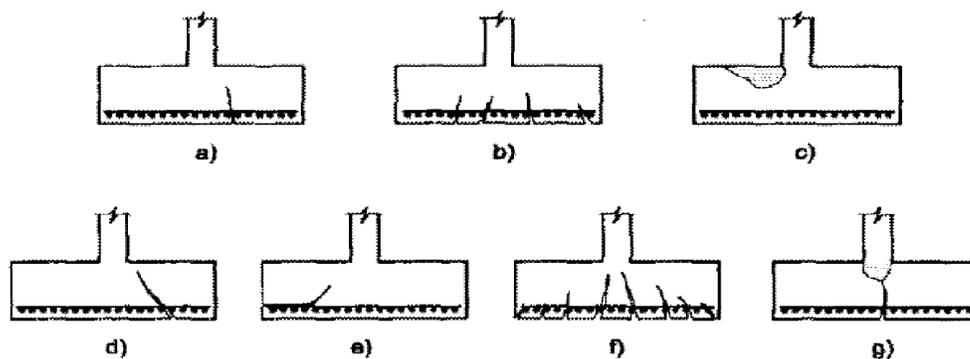


Figura 4.1 Formas de agotamiento estructural

Nota: Tomado de “Cálculo de Estructuras de Cimentación”, por José Calavera (1982).

El tipo de falla en la cimentación es difícil de detectar, ya que esta se encuentra debajo de la tierra. Por tanto, es necesario tener especial cuidado con cada forma de agotamiento estructural.

Las fallas a), b) y c) son producto de una falla por flexión. La primera es una falla en tracción

frágil por deficiencia de refuerzo, mientras que la segunda es dúctil precedido de considerable fisuración. La tercera es una falla por agotamiento del concreto comprimido. Por otro lado, la falla d) es por cortante con una inclinación de aproximadamente 45° . Además, La falla e) se debe al anclaje deficiente del refuerzo. Finalmente, la falla f) es por fisuración excesiva y la falla g), por tracciones horizontales en zapatas muy rígidas debido a una compresión excesiva del muro sobre la zapata.

4.1.1. Zapatas rígidas y flexibles

De acuerdo con la EHE, Instrucción Española de Hormigón Armado, las cimentaciones pueden clasificarse en dos: rígidas y flexibles. Dentro del grupo de cimentaciones rígidas se encuentran los elementos masivos de cimentación como contrapesos, muros masivos de gravedad, etc.; y las zapatas cuyo volado en la dirección principal es menor que el doble de su altura. Por otro lado, dentro de las cimentaciones flexibles se encuentran las losas de cimentación o plateas y las zapatas cuyo volado es mayor que el doble de su altura.

Por un lado, en una cimentación rígida puede considerarse que las presiones del suelo se reparten uniformemente a lo largo de todo su ancho. El método de cálculo sugerido es el de bielas y tirantes ya que las cimentaciones rígidas tienen una red de isostáticas que se muestra en la Figura 4.2. Este método fue desarrollado por Lebel y el procedimiento se muestra en el libro Cálculo de estructuras de cimentación de José Calavera.

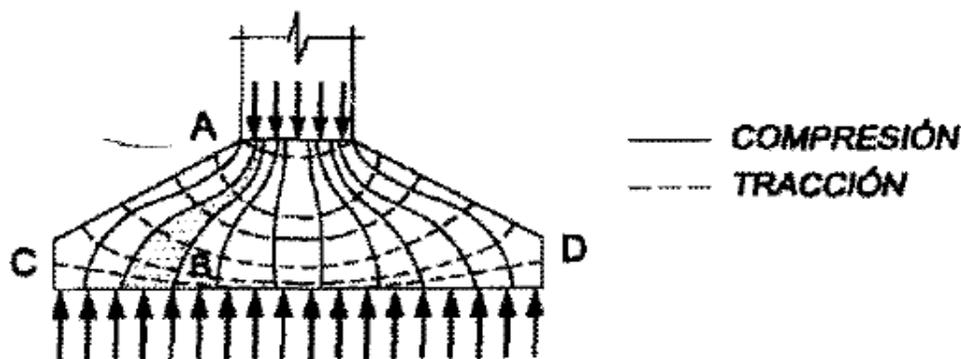


Figura 4.2 Red de isostáticas y líneas de flujo de carga.

Nota: Tomado de “Cálculo de Estructuras de Cimentación”, por José Calavera (1982).

Por otro lado, en el caso de cimentaciones flexibles el cálculo es más simple. Basta con modelar a la cimentación como volados y asumir una distribución uniforme de presiones. En nuestro medio, se usa el método de cálculo de zapatas flexibles para todas las zapatas, ya que, como se demostrará (ver Figura 4.4), es más conservador y más simple de usar.

En seguida, se muestra el cálculo del acero en tracción en cimientos corridos de acuerdo con el procedimiento que se presenta en el capítulo 2 del libro de José Calavera Ruíz. Asimismo, se hará comparación entre los métodos de cálculo para zapatas rígidas y flexibles que ahí aparece.

Primero se desarrollará el análisis para una zapata rígida con el método general de bielas y tirantes. Se considera una biela que pasa por el punto O como se muestra en la Figura 4.3.

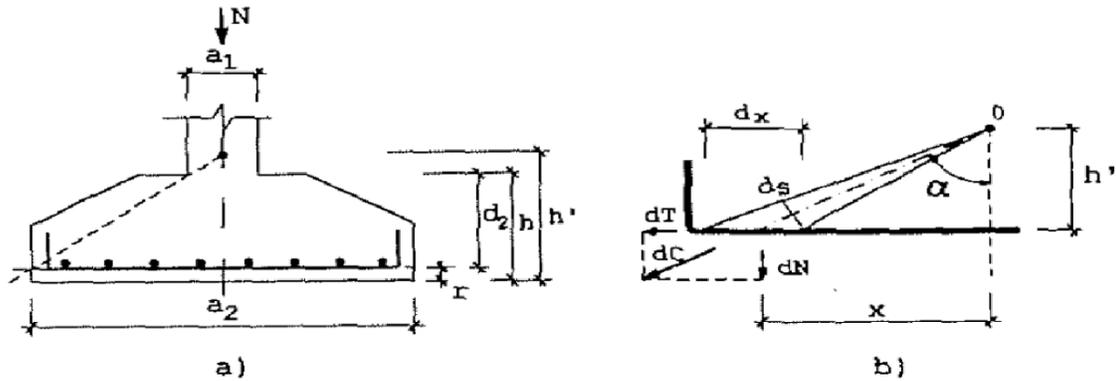


Figura 4.3 Método de bielas y tirantes

Nota: Tomado de “Cálculo de Estructuras de Cimentación”, por José Calavera (1982).

De donde:

$$dN = \frac{N}{a_2} dx$$

Además,

$$\frac{dT}{dN} = \frac{x}{h'}$$

Por consiguiente, de las dos expresiones anteriores:

$$dT = \frac{Nx}{a_2 h'} dx$$

Luego se integra:

$$T = \int_x^{a_2/2} \frac{Nx}{a_2 h'} dx = \frac{N}{a_2 h'} \left[\frac{a_2^2}{8} - \frac{x^2}{2} \right]$$

Y teniendo en cuenta que:

$$\frac{\frac{a_2}{2}}{h'} = \frac{\frac{a_2 - a_1}{2}}{d} \rightarrow h' = \frac{a_2 d}{a_2 - a_1}$$

Y sustituyendo en la ecuación previa:

$$T = \frac{N(a_2 - a_1)}{a_2^2 d} \left[\frac{a_2^2 - 4x^2}{8} \right]$$

Siendo T la tracción en la armadura por unidad de ancho de cimiento. Se deriva e iguala a cero para hallar el valor máximo (para $x=0$, centro de la cimentación).

$$T_{m\acute{a}x} = T_0 = \frac{N(a_2 - a_1)}{8d}$$

Por tanto, la armadura necesaria por unidad de ancho será:

$$A_s = \frac{N(a_2 - a_1)}{8df_y}$$

A continuación, se realizará el análisis del elemento considerándolo como una pieza flexible.

Para el análisis se asume una viga en volado empotrada en la cara del muro. Por tanto, el momento flector resulta:

$$M = \frac{N}{a_2} * \frac{(a_2 - 2x)^2}{8}$$

Como en las zapatas la cuantía suele ser baja, puede aceptarse $jd = 0.9d$, por lo cual la tensión en la armadura sería:

$$T = \frac{N}{0.9da_2} * \frac{(a_2 - 2x)^2}{8}$$

En el libro de Calavera, se sugiere que la tensión máxima se analice para una sección de referencia retrasada respecto de la cara del muro a una distancia e , siendo:

$e = 0.15a_1$, si el muro es de hormigón armado

$e = 0.25a_1$, si el muro es de mampostería o albañilería.

Entonces la tracción a una distancia $0.15 a_1$ de la cara del muro es:

$$T_{0.35a_1} = \frac{N}{0.9da_2} * \frac{(a_2 - 0.7a_1)^2}{8}$$

Ahora, comparando con T_o , hallado en el análisis de una zapata rígida:

$$\frac{T_{0.35a_1}}{T_o} = 1.11 * \frac{\left(1 - 0.7 \frac{a_1}{a_2}\right)^2}{\left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right)} * a_2$$

En seguida, se muestra en la Figura 4.4 la variación de esta última ecuación. Se puede apreciar que con el cálculo hecho para una zapata flexible se obtienen mayores valores que para una zapata rígida. Excepto para valores de a_1/a_2 entre 0.2 y 0.7, que se obtienen resultados ligeramente menores.

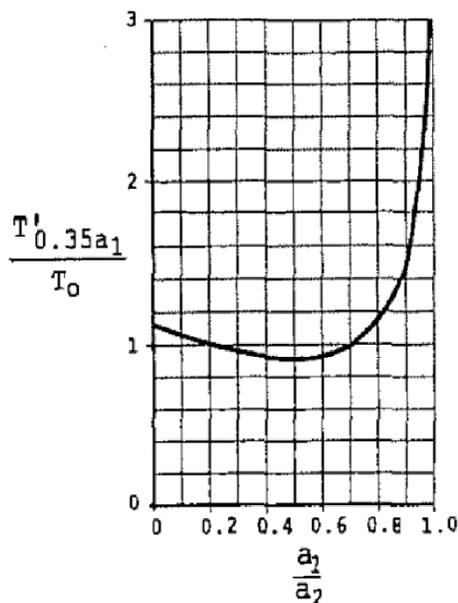


Figura 4.4 Comparación del valor de la tensión en zapatas rígidas y flexibles.

Nota: Tomado de “Cálculo de Estructuras de Cimentación”, por José Calavera (1982).

Por consiguiente, el cálculo a flexión de zapatas rígidas puede realizarse con el método para zapatas flexibles, obteniendo resultados conservadores.

En nuestro medio, el análisis se realiza con el método usado para zapatas flexibles teniendo en cuenta que el momento máximo se obtiene para una sección a la cara del muro. Por tanto, el momento máximo será:

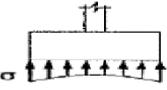
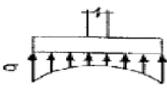
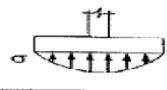
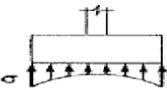
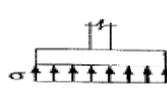
$$M = \frac{N}{a_2} * \frac{(a_2 - a_1)^2}{8}$$

4.1.2. Distribución de esfuerzos

Determinar la distribución de presiones sobre el terreno es un tema complejo, pues depende de muchas variables. Dentro de las principales está la rigidez de la zapata y, como en el caso de empuje de suelos, de la deformabilidad del suelo. Además, los materiales involucrados tienen dispersión en sus propiedades y los métodos que utilizamos se apoyan de varias hipótesis y

simplificaciones que nos permiten acercarnos a la realidad. En la Tabla 4.1 se muestra la distribución de presiones en zapatas dependiendo de la rigidez del elemento y del tipo de suelo.

Tabla 4.1 Distribución de presiones en zapatas.

TIPO DE SUELO	TIPO DE ZAPATA	
	RÍGIDA	FLEXIBLE
COHESIVO		
GRANULAR		
ROCA		

Nota: Tomado de “Cálculo de Estructuras de Cimentación”, por José Calavera (1982).

En las cimentaciones de los muros de sótanos, la estructura y el cimiento corrido usualmente son rígidos, por lo que la práctica difundida es asumir una distribución de presiones uniforme.

4.2. Cálculo de esfuerzos en zapatas excéntricas

El caso típico de una zapata excéntrica es cuando hay un límite de propiedad que obliga a construir el elemento vertical en el borde de la cimentación puesto que no se puede invadir el terreno vecino o la calle. Por tanto, su uso es frecuente en la práctica. En este acápite, se tratará el análisis de zapatas excéntricas con muros de sótano sobre ellas. Se presentará el análisis cuando se incluye el aporte del empuje lateral del suelo y el de la rigidez del muro. Asimismo, se analizará la zapata excéntrica cuando está conectada con una viga de cimentación.

4.2.1. Zapatas excéntricas sin viga de cimentación

4.2.1.1. Análisis convencional de zapatas con cargas excéntricas

En las cimentaciones de muros de sótanos, la carga excéntrica produce una distribución de presiones en el suelo que se asume que sigue una ley linealmente variable como se muestra en la Figura 4.5 a).

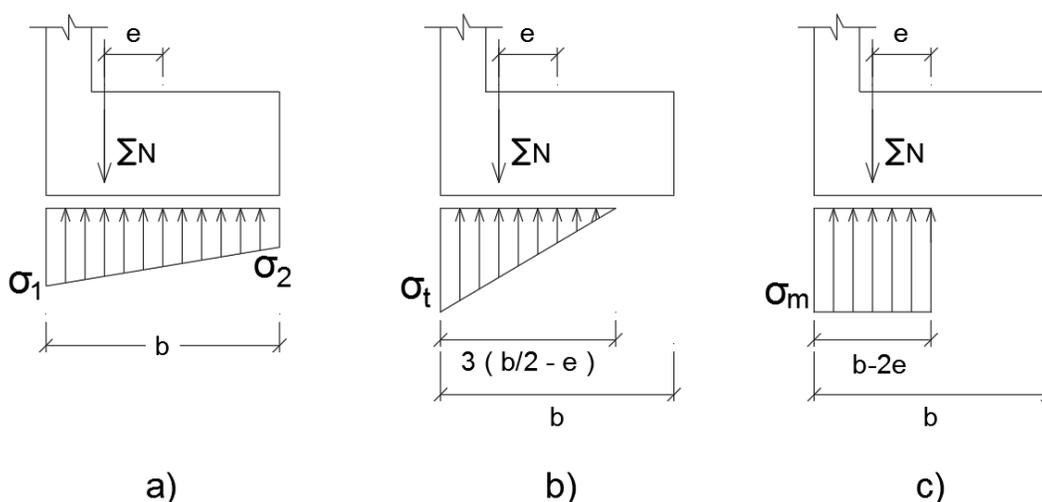


Figura 4.5 Distribución lineal de presiones.

Los esfuerzos en la cimentación se calculan con las siguientes expresiones:

$$\sigma_1 = \frac{N}{b} + \frac{6eN}{b^2} \quad y \quad \sigma_2 = \frac{N}{b} - \frac{6eN}{b^2}$$

Si el valor de σ_2 es menor a cero, la distribución de presiones pasa de trapezoidal a triangular como se muestra en la Figura 4.5 b). En este caso el máximo esfuerzo se calcula con la siguiente fórmula:

$$\sigma_t = \frac{2N}{3(b/2 - e)}$$

También es válido aceptar una distribución simplificada de presiones rectangular, cuyo valor de los esfuerzos se calcula con la siguiente expresión:

$$\sigma_m = \frac{N}{b - 2e}$$

Ya sea en la distribución rectangular o en la triangular, para valores de la excentricidad mayores a la tercera parte de la base de la cimentación los esfuerzos se incrementan fuertemente para pequeños incrementos de la excentricidad. Este es el caso de las cargas excéntricas que producen los muros de sótano en sus cimientos. Por tanto, para controlar estos elevados esfuerzos es necesario usar vigas de cimentación o incluir el aporte de la rigidez del muro y del empuje lateral de suelo.

4.2.1.2. Análisis incluyendo el empuje lateral del suelo y la rigidez del muro.

El análisis de este caso nos permitirá determinar si los esfuerzos producidos son menores que los esfuerzos admisibles. De lo contrario, será necesario el uso de vigas de cimentación. Debido a que el sistema es hiperestático, se resolverá por el método de rigidez, colocando como incógnita el giro en cada nudo. Las incógnitas serían los esfuerzos en la cimentación, el giro por cada piso y el giro de la cimentación. En la Figura 4.6, se muestra el modelo adoptado para un edificio con 3 sótanos. Asimismo, se muestra la distribución de cargas del empuje lateral del suelo y de los esfuerzos en la cimentación, y el sistema Q-D mínimo para aplicar el método de rigidez.

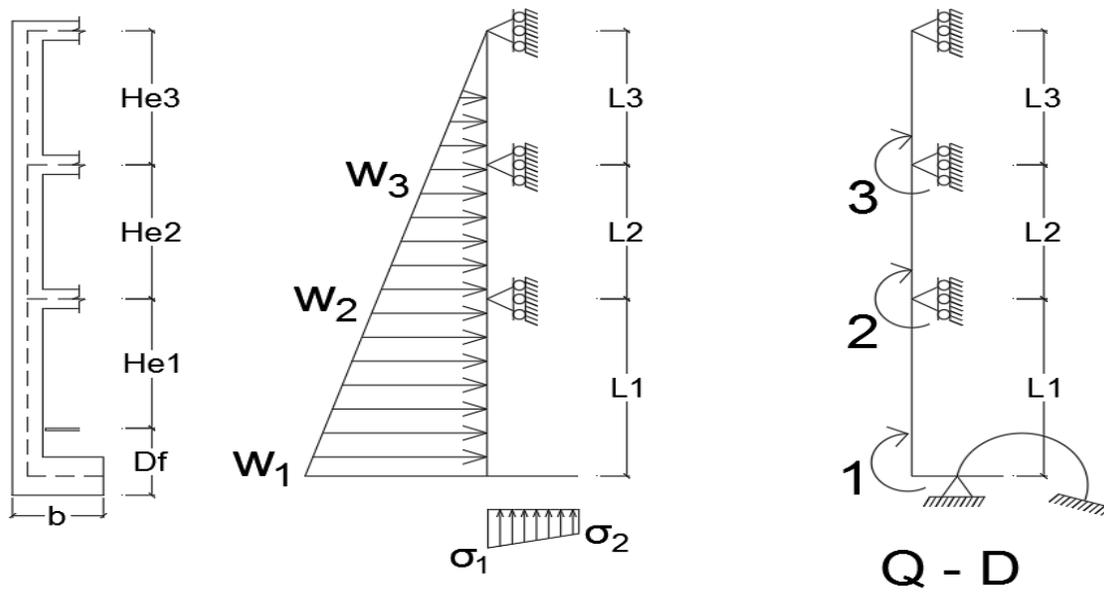


Figura 4.6 Esquema de cálculo del muro de sótanos y su cimentación.

En la siguiente figura, se muestran las demás variables que participan en las ecuaciones. P_o es el peso del suelo encima de la cimentación, P_z es el peso de la cimentación; y ΣN_1 es la carga axial transmitida por el muro de sótano a la cimentación.

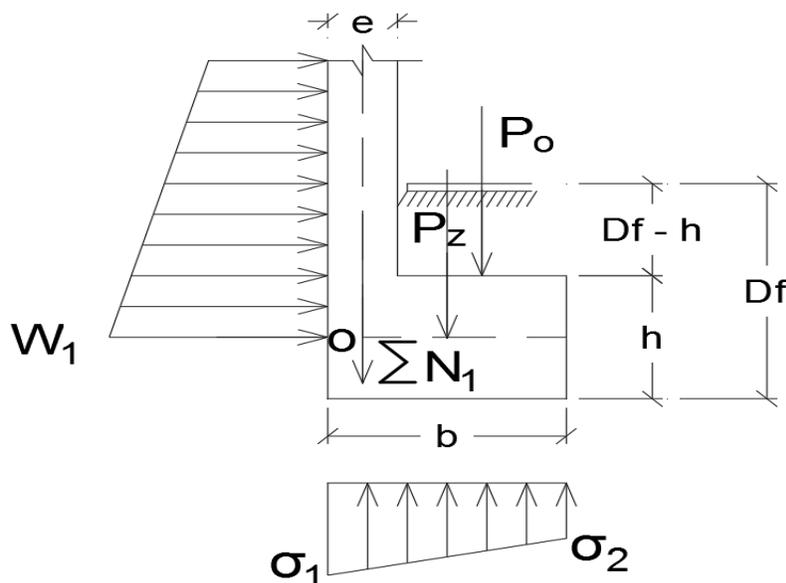


Figura 4.7 Dimensiones y cargas actuantes en la zapata.

En primer lugar, se plantea el sistema de ecuaciones de acuerdo con el método de rigidez y de acuerdo con el sistema Q-D escogido.

$$\{Q\} = [K]\{D\}$$

Comúnmente las alturas de entrepiso son iguales. Además, con la finalidad de simplificar los cálculos, se asumirá que la altura de entrepiso es igual para todos los pisos. Por tanto, L_2 es igual a L_3 . Teniendo esta última consideración, la matriz de rigidez para un edificio de 3 sótanos se muestra a continuación.

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L_1} & \frac{2EI}{L_1} & 0 \\ \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ 0 & \frac{2EI}{L} & \frac{7EI}{L} \end{bmatrix}$$

Luego el vector de cargas es el siguiente, donde R_i son los momentos en los nodos necesarios para no producir giros bajo las cargas que actúan en la estructura. M_z es el momento que generan los esfuerzos en la base de la zapata respecto el punto O.

$$\{Q\} = \{-R\} = \begin{Bmatrix} -R_1 + M_z \\ -R_2 \\ -R_3 \end{Bmatrix}$$

$$\{-R\} = \begin{Bmatrix} \frac{w_2 L_1^2}{12} + \frac{(w_1 - w_2) L_1^2}{20} + P_z \left(\frac{b - e}{2} \right) + \frac{b P_o}{2} - \frac{b \sigma_1}{2} \left(\frac{b - e}{3} - \frac{e}{2} \right) - \frac{b \sigma_2}{2} \left(\frac{2b - e}{3} - \frac{e}{2} \right) \\ \frac{w_3 L^2}{12} + \frac{(w_2 - w_3) L^2}{20} - \frac{w_2 L_1^2}{12} - \frac{(w_1 - w_2) L_1^2}{30} \\ \frac{w_3 L^2}{15} - \frac{w_3 L^2}{12} - \frac{(w_2 - w_3) L^2}{30} \end{Bmatrix}$$

Por un lado, las incógnitas en este sistema de ecuaciones son los giros que conforman el vector de desplazamientos, $\{D\}$.

$$\{D\} = \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{Bmatrix}$$

Por otro lado, los esfuerzos en la base de la cimentación, σ_1 y σ_2 , que aparecen en el vector de cargas también son incógnitas. Entonces, hay 3 ecuaciones y 5 incógnitas, por lo que faltan dos ecuaciones que contengan las mismas variables.

La primera ecuación resulta de plantear las ecuaciones de equilibrio en el eje Y. La sumatoria de fuerzas en el eje Y, ΣN , incluye la carga de todos los pisos y los sótanos transmitida a la cimentación, el peso de la zapata (P_z) y el peso del suelo encima de la zapata (P_o).

$$\Sigma N = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) * b$$

La segunda proporciona la compatibilidad de deformaciones del muro y el cimiento. El giro producido en el muro debe ser igual al de la cimentación. Cabe resaltar que el ángulo que ha girado la cimentación es muy pequeño.

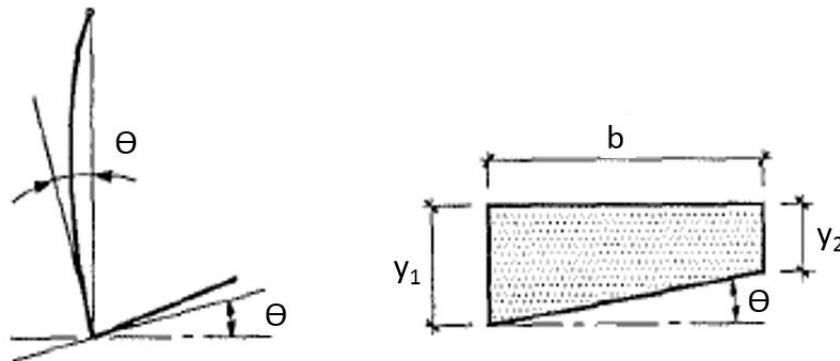


Figura 4.8 Giros y deformaciones en la cimentación.

Nota: Tomado de “Cálculo de Estructuras de Cimentación”, por José Calavera (1982).

De la Figura 4.8, se deduce que el giro en la zapata se relaciona con el asentamiento en la zapata mediante la siguiente expresión:

$$\tan \theta_1 \approx \theta_1 = \frac{y_1 - y_2}{b}$$

Suponiendo un terreno con módulo de balasto K_c , tal que el asentamiento sea igual a σ/K_c , para la cimentación se tiene

$$\theta_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{K_c * b}$$

El giro, de acuerdo con el sistema Q-D planteado (ver Figura 4.6), es horario, pero la ecuación planteada es para un giro antihorario. Entonces, la ecuación queda de la siguiente manera:

$$\theta_1 = \frac{-\sigma_1 + \sigma_2}{K_c * b}$$

Ahora, para incluir esta última ecuación y la que resulta del equilibrio de fuerzas en Y al sistema de ecuaciones, se ordenan de la siguiente manera:

$$\frac{2 \sum N}{b} = \sigma_1 + \sigma_2$$

$$0 = -\sigma_1 + \sigma_2 - \theta_1 K_c b$$

El sistema de ecuaciones final se muestra a continuación:

$$\left\{ \begin{array}{c} \frac{2 \sum N}{b} \\ 0 \\ -R_1 + P_z \left(\frac{b-e}{2} \right) + \frac{bP_o}{2} \\ -R_2 \\ -R_3 \end{array} \right\} = \left[\begin{array}{ccccc} 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 1 & -K_c b & 0 & 0 \\ \frac{b}{2} \left(\frac{b-e}{3} - \frac{e}{2} \right) & \frac{b}{2} \left(\frac{2b}{3} - \frac{e}{2} \right) & \frac{4EI}{L_1} & \frac{2EI}{L_1} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2EI}{L} & \frac{7EI}{L} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{array} \right\}$$

Si hubiera una cantidad diferente de sótanos, el procedimiento es el mismo. Lo único que cambia es la matriz de rigidez de la estructura y el vector de cargas de acuerdo con el número de grados de libertad. Por ejemplo, si el edificio tuviese un sótano, la matriz de rigidez sería:

$$K = \left[\frac{3EI}{L_1} \right]$$

4.2.1.3. Simplificación del método

Una manera de simplificar el cálculo es modelar la estructura empotrando el techo del último sótano. En la siguiente figura, se muestra el esquema de cálculo.

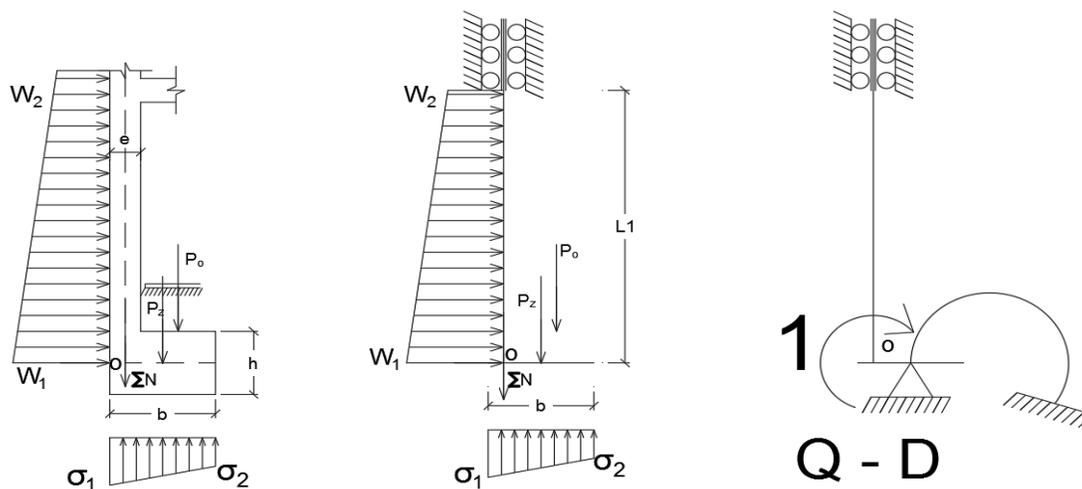


Figura 4.9 Esquema de cálculo simplificado del muro de sótano y su cimentación.

De acuerdo con la Figura 4.8, los esfuerzos se relacionan con el giro en la cimentación mediante el coeficiente de balasto en la siguiente expresión:

$$\theta_1 K_c b = -\sigma_1 + \sigma_2$$

Al realizar equilibrio de momentos en el nudo O, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\{Q\} = [K]\{D\}$$

$$\frac{w_2 L_1^2}{12} + \frac{(w_1 - w_2) L_1^2}{20} + P_z \left(\frac{b - e}{2} \right) + \frac{b P_o}{2} - \frac{b \sigma_1}{2} \left(\frac{b}{3} - \frac{e}{2} \right) - \frac{b \sigma_2}{2} \left(\frac{2b}{3} - \frac{e}{2} \right) = K \theta_1$$

En este caso la rigidez al giro es:

$$K = \frac{4EI}{L_1}$$

Si solo hubiese un sótano, la rigidez sería:

$$K = \frac{3EI}{L_1}$$

Al despejar θ_1 , reemplazarlo en la primera ecuación y después de reordenar los términos, queda la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{w_2 L_1^2}{12} + \frac{(w_1 - w_2) L_1^2}{20} + P_z \left(\frac{b - e}{2} \right) + \frac{b P_o}{2} \right) \frac{K_c b}{K} \\ & = \sigma_1 \left(\frac{b^3 K_c}{6K} - \frac{eb^2 K_c}{4K} - 1 \right) + \sigma_2 \left(\frac{b^3 K_c}{3K} - \frac{eb^2 K_c}{4K} + 1 \right) \end{aligned}$$

Se reemplaza los coeficientes por unos más simples:

$$A_e = \sigma_1 C_1 + \sigma_2 C_2$$

Esta última expresión se une con la siguiente ecuación:

$$\frac{2 \sum N}{b} = \sigma_1 + \sigma_2$$

que proviene de un equilibrio de fuerzas en el en el eje Y, para formar un sistema de ecuaciones cuya solución es la siguiente:

$$\sigma_1 = \frac{A_e}{a_1 - a_2} - \frac{2a_2}{a_1 - a_2} \left(\frac{\sum N}{b} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{A_e}{a_2 - a_1} - \frac{2a_1}{a_2 - a_1} \left(\frac{\sum N}{b} \right)$$

Con estas dos últimas expresiones se puede estimar con gran facilidad los esfuerzos en la cimentación. La secuencia para hallar los coeficientes de estas ecuaciones y los resultados de los esfuerzos en la cimentación puede programarse fácilmente en una hoja de cálculo de Excel. Cabe resaltar que:

$$A_e = \left(\frac{w_2 L_1^2}{12} + \frac{(w_1 - w_2) L_1^2}{20} + P_z \left(\frac{b - e}{2} \right) + \frac{b P_o}{2} \right) \frac{K_c b}{K}$$

$$a_1 = \frac{b^3 K_c}{6K} - \frac{eb^2 K_c}{4K} - 1$$

$$a_2 = \frac{b^3 K_c}{3K} - \frac{eb^2 K_c}{4K} + 1$$

Ahora, se analizará las dos últimas expresiones que sirven para estimar los esfuerzos en la cimentación. Por un lado, el primer término de la expresión es el aporte del empuje lateral del suelo, del peso de la zapata y del suelo encima de esta.

$$\frac{A_e}{a_1 - a_2} = \frac{\left(\frac{w_2 L_1^2}{12} + \frac{(w_1 - w_2) L_1^2}{20} + P_z \left(\frac{b - e}{2} \right) + \frac{b P_o}{2} \right) \frac{K_c b}{K}}{-\frac{b^3 K_c}{6K} - 2} = -\frac{M_e K_c b}{\frac{b^3 K_c}{6} + 2K}$$

M_e es el momento generado en la cimentación por el empuje lateral, el peso de la zapata y del suelo sobre esta. Cabe resaltar que este momento es en contra del momento generado por la carga excéntrica, por lo que reduce los esfuerzos en la cimentación.

La reducción de los esfuerzos, gracias al empuje lateral del suelo principalmente, es controlada por la rigidez del muro. Como se observa, este primer término es menor cuando la rigidez del muro (K) aumenta. En otras palabras, si el espesor del muro aumenta, la resistencia del concreto aumenta, o la altura de entre piso del último sótano disminuye, la reducción de los esfuerzos debido al empuje lateral del suelo sería menor. Además, esta reducción también es afectada por el coeficiente de balasto y el ancho del cimiento corrido. Cuando se incrementan estos valores, también se incrementa la reducción del esfuerzo en la cimentación.

Por otro lado, el segundo término es la presión producida por la carga excéntrica, la cual es afectada por un coeficiente que depende principalmente de la rigidez del muro, el coeficiente de balasto y el ancho de la cimentación.

$$-\frac{2a_2}{a_1 - a_2} \left(\frac{\sum N}{b} \right) = \frac{-2 \left(\frac{b^3 K_c}{3K} - \frac{eb^2 K_c}{4K} + 1 \right) \left(\frac{\sum N}{b} \right)}{-\frac{b^3 K_c}{6K} - 2} \approx \frac{\frac{b^3 K_c}{4} + K}{\frac{b^3 K_c}{12} + K} \left(\frac{\sum N}{b} \right)$$

Cabe aclarar que la diferencia de los dos primeros términos del numerador esta alrededor del 25% del primero; es decir:

$$\frac{b^3 K_c}{3K} - \frac{eb^2 K_c}{4K} \approx 0.75 \frac{b^3 K_c}{3K} = \frac{b^3 K_c}{4K}$$

Nuevamente se observa que el esfuerzo, en este caso el producido por la carga excéntrica, es controlado por la rigidez del muro. Cuando se incrementa la rigidez del muro, el esfuerzo disminuye y tiende a la carga axial del muro dividida entre el área.

De manera similar, si el coeficiente de balasto se incrementa, los esfuerzos en la cimentación también lo hacen. En cambio, al incrementar el ancho del cimiento, los esfuerzos pueden aumentar o disminuir, lo cual depende de la rigidez del muro.

4.2.2. Zapata excéntrica con viga de cimentación

4.2.2.1. Análisis convencional de zapatas con vigas de cimentación

Después de haber hecho el análisis previo, si los valores de los esfuerzos en la cimentación son mayores a los esfuerzos admisibles del terreno, será necesario colocar una viga de cimentación. Esta debe estar conectada a otro elemento de la cimentación, ya sea una zapata central o a algún peso muerto.

Al colocar la viga los esfuerzos en la cimentación son muy parecidos. Por tanto, se puede asumir una distribución de presiones constante. El método para resolver la cimentación sería muy similar al de una columna excéntrica. Cabe resaltar que la fuerza axial transmitida por el muro corresponde a una longitud tributaria propia de la viga de cimentación.

El sistema estructural que se usa consta de una viga simplemente apoyada en las columnas sometida a la carga R'_1 como se muestra en la Figura 4.10.

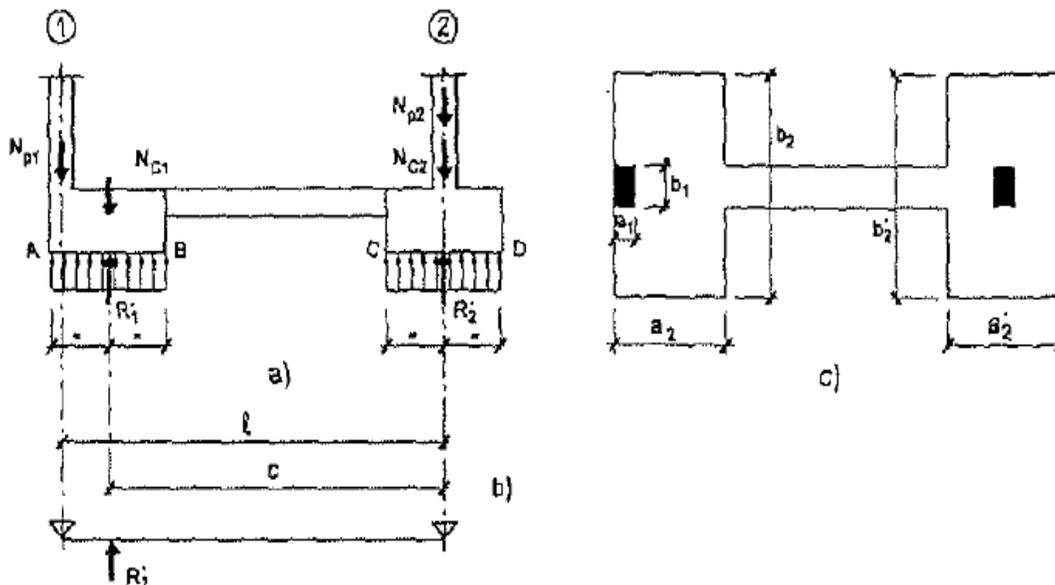


Figura 4.10 Zapata excéntrica con viga de cimentación.

Nota: Tomado de "Cálculo de Estructuras de Cimentación", por José Calavera (1982).

Si aplicamos las condiciones de equilibrio, momentos respecto del centro de la segunda zapata y lo igualamos a cero, nos resulta el siguiente sistema de ecuaciones:

$$N_{p1}l - (R'_1 - N_{c1})c = 0$$

Despejamos R'_1 y nos queda:

$$R'_1 = N_{p1} \frac{l}{c} + N_{c1}$$

Por tanto, al dividir entre el área de la zapata, la presión en la zapata medianera es:

$$\sigma'_1 = \frac{N_{p1} \frac{l}{c} + N_{c1}}{a_2 b_2}$$

Si tomamos momentos respecto del centro de la primera zapata obtenemos la siguiente expresión

$$R'_2 = N_{p2} + N_{c2} - N_{p1} \left(\frac{l}{c} - 1 \right)$$

Y la presión en la zapata interior es

$$\sigma'_2 = \frac{N_{p2} + N_{c2} - N_{p1} \left(\frac{l}{c} - 1 \right)}{a'_2 b'_2}$$

Se debe cumplir tres condiciones. En primer lugar, la viga de cimentación no tiene que levantar a la columna central, es decir $R'_2 > 0$. Esta condición es muy simple de cumplir. Por otro lado, los esfuerzos sobre el terreno no deben sobrepasar el esfuerzo admisible del suelo, entonces, $\sigma'_1 < \sigma_{adm}$ y $\sigma'_2 < \sigma_{adm}$.

El esquema de cálculo de la viga de cimentación es el que se muestra en la Figura 4.11. Se asume que la viga está apoyada el centro de las zapatas.

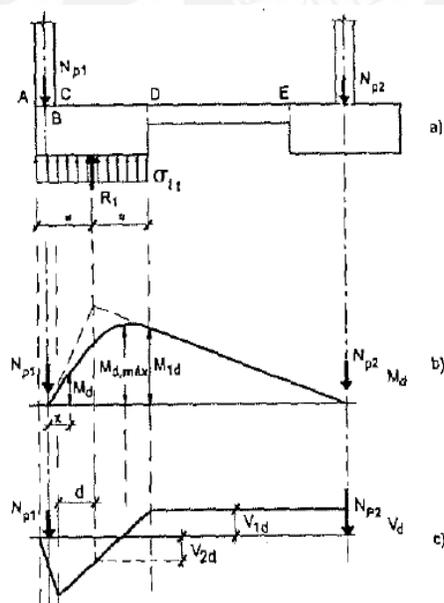


Figura 4.11 Esquema de cálculo de la viga de cimentación.

Nota: Tomado de "Cálculo de Estructuras de Cimentación", por José Calavera (1982).

Para el cálculo del refuerzo se en la viga se utiliza el momento a la cara de la zapata. Se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{1d} = -\frac{N_{p1d}}{2} \left[a_2 \left(2 - \frac{l}{c} \right) - a_1 \right]$$

Sin embargo, si se coloca el momento en función de la posición “x”:

$$M_d = -N_{p1d} \left[x - \frac{1}{2} \left(x + \frac{a_1}{2} \right)^2 \frac{l}{a_2 c} \right]$$

Luego se deriva:

$$\frac{dM_d}{dx} = -N_{p1d} \left[1 - \left(x + \frac{a_1}{2} \right) \frac{l}{a_2 c} \right]$$

E igualando a cero, entonces:

$$x_{max} = \frac{a_2 c}{l} - \frac{a_1}{2}$$

Por tanto,

$$M_{dmax} = -\frac{N_{p1d}}{2} \left[a_2 \frac{c}{l} - a_1 \right]$$

Este momento es mayor que M_{1d} , pero ocurre en el interior de la zapata. La sección en el interior de la zapata es mayor, por lo cual la condición crítica es para el momento a la cara de la zapata.

4.2.2.2. Análisis incluyendo el empuje lateral del suelo y la rigidez del muro

Para hallar los esfuerzos en una cimentación conectada de edificaciones con varios sótanos se adoptará un modelo similar al descrito en la sección 4.2.2.1. Es decir, el sistema estructural que se usará consta de una viga simplemente apoyada en la columna y el muro perimetrico; además, se considera que el muro está apoyado en las losas de cada piso.

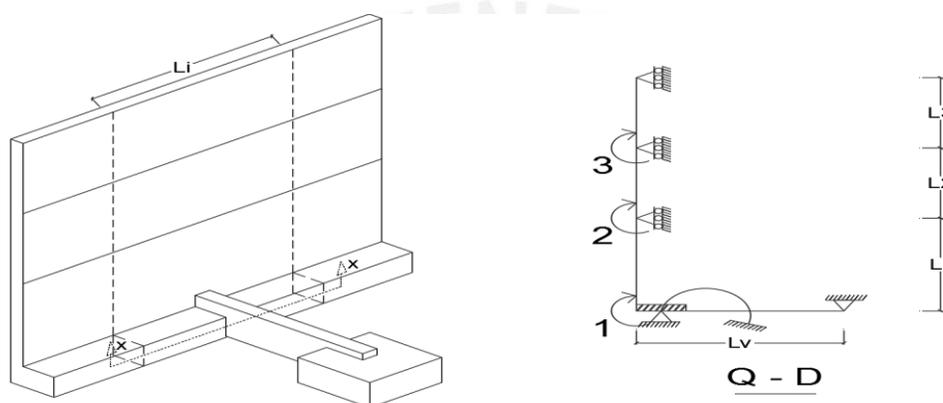


Figura 4.12 Esquema estructural de una cimentación de un muro perimetral con viga de cimentación.

La viga de cimentación tiene influencia en un tramo del muro perimetral. Se puede afirmar que la longitud de influencia está comprendida entre el centro de la longitud entre la viga y la viga inmediatamente a la derecha, y el centro de la longitud de la viga y la viga inmediatamente a la izquierda.

Además, el modelo estructural de la viga incluye un brazo rígido. La sección transversal del brazo rígido corresponde a la sección de la cimentación y la viga, como se muestra en la Figura 4.13.

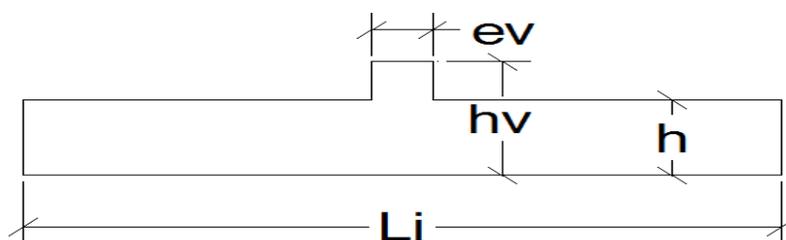


Figura 4.13 Sección transversal del brazo rígido - corte x-x de la figura 4.12.

En la siguiente figura, se muestra el esquema estructural que incluye las cargas actuantes en la cimentación y las dimensiones que participan en los cálculos.

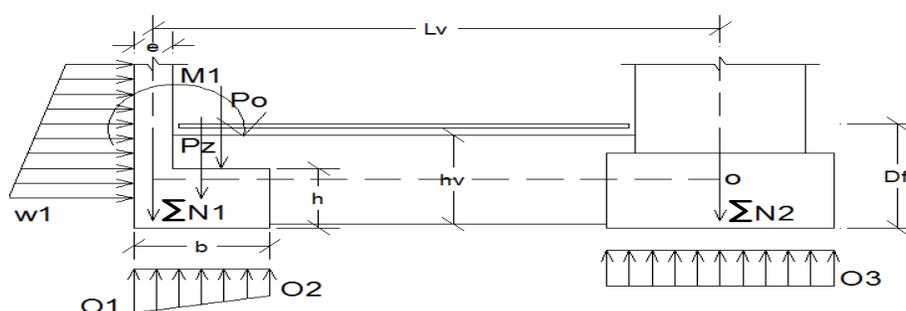


Figura 4.14 Dimensiones y cargas actuantes en una zapata conectada.

De manera similar al cálculo de los esfuerzos en la cimentación sin viga de conexión, se plantea el sistema de ecuaciones de acuerdo con el método de rigidez y de acuerdo al sistema Q-D escogido.

$$\{Q\} = [K]\{D\}$$

En este caso cambia el primer término de la matriz de rigidez, pues se tiene que agregar la rigidez de la viga de cimentación.

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L_1} + K_v & \frac{2EI}{L_1} & 0 \\ \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ 0 & \frac{2EI}{L} & \frac{7EI}{L} \end{bmatrix}$$

La modelización del tramo de la viga con el brazo rígido es el siguiente:

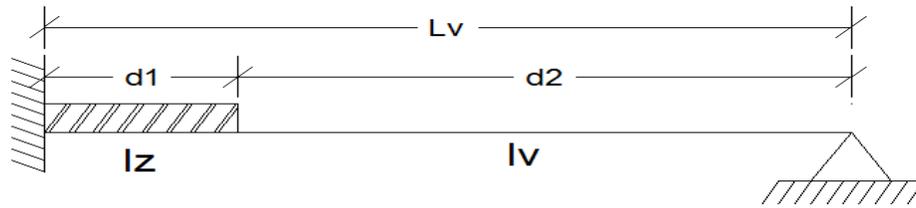


Figura 4.15 Modelización de la viga de cimentación.

Donde I_z e I_v son las inercias de la cimentación y la viga de conexión respectivamente, y además:

$$d_1 = b \quad d_2 = L_v - b$$

La rigidez de la viga, K_v , se calcula con la siguiente expresión:

$$K_v = \frac{3EI_z I_v}{I_v d_1 \left(1 + \left(\frac{d_2}{d_1 + d_2} \right)^2 + \frac{d_2}{d_1 + d_2} \right) + I_z d_2 \left(\frac{d_2}{d_1 + d_2} \right)^2}$$

El vector de cargas también varía

$$\{Q\} = \{-R\} = \begin{Bmatrix} -R_1 + M_z \\ -R_2 \\ -R_3 \end{Bmatrix}$$

El momento $-R_1 + M_z$ necesario para que no se produzcan giros en la cimentación es la suma del momento de empotramiento del muro bajo las cargas del empuje de suelo y el momento de empotramiento de la viga de cimentación sometida a los esfuerzos en la cimentación. Cabe resaltar que se está despreciando el momento que produce el peso de la zapata y el peso del suelo encima de esta con la finalidad de simplificar el cálculo.

$$\{-R\} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{w_2 L_i L_1^2}{12} + \frac{(w_1 - w_2) L_i L_1^2}{20} - (L_i C_1 \sigma_1 + L_i C_2 \sigma_2) \\ \frac{w_3 L_i L^2}{12} + \frac{(w_2 - w_3) L_i L^2}{20} - \frac{w_2 L_i L_1^2}{12} - \frac{(w_1 - w_2) L_i L_1^2}{30} \\ \frac{w_3 L_i L^2}{15} - \frac{w_3 L_i L^2}{12} - \frac{(w_2 - w_3) L_i L^2}{30} \end{array} \right\}$$

Los coeficientes C_1 y C_2 se obtienen con las siguientes expresiones:

$$C_1 = \left(\frac{d_1^2 d_2^3}{18EI_v (d_1 + d_2)^2} + \frac{d_1^3}{720EI_v} \left(\frac{5(9d_2^2 - d_1^2)}{(d_1 + d_2)^2} - \frac{12d_1^2}{d_1 + d_2} + 15(d_1 + 1) \right) \right) / f_v$$

$$C_2 = \left(\frac{d_1^2 d_2^3}{9EI_v (d_1 + d_2)^2} + \frac{d_1^3}{720EI_v} \left(\frac{5(9d_2^2 - d_1^2)}{(d_1 + d_2)^2} - \frac{12d_1^2}{d_1 + d_2} + 15(d_1 + 1) \right) \right) / f_v$$

La carga distribuida del empuje lateral del suelo (w_1, w_2, w_3) y los esfuerzos en la cimentación (σ_1 y σ_2) son valores por metro lineal de muro. Ya que la estructura tiene una longitud de influencia, L_i , se debe multiplicar a estos valores por la longitud de influencia. Además, f_v es la inversa de la rigidez de la viga, K_v .

Nuevamente se necesitan dos ecuaciones más para resolver el sistema. La primera relaciona el giro y los esfuerzos en la cimentación con el coeficiente de balasto.

$$0 = -\sigma_1 + \sigma_2 - \theta_1 K_c b$$

La segunda se obtiene al tomar momentos respecto del punto o (ver Figura 4.13).

$$\begin{aligned}
L_v \Sigma N_1 + P_z \left(L_v - \frac{b}{2} + \frac{e}{2} \right) + P_o \left(L_v - \frac{b}{2} \right) \\
= M_1 + L_i \sigma_2 b \left(L_v - \frac{b}{2} + \frac{e}{2} \right) + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) L_i b}{2} \left(L_v - \frac{b}{3} + \frac{e}{2} \right)
\end{aligned}$$

M_1 es el momento que transmite el muro a la zapata, el cual, según el método de pendiente deflexión, es igual a la suma del momento de empotramiento (estado primario, μ) y la rigidez por los giros.

$$M_1 = \mu + [K]\{\theta\}$$

$$M_1 = \frac{w_2 L_i L_1^2}{12} + \frac{(w_1 - w_2) L_i L_1^2}{20} - \frac{4EI}{L_1} \theta_1 - \frac{2EI}{L_1} \theta_2$$

Se reemplaza M_1 en la ecuación anterior y se acomodan los términos para acoplar las ecuaciones al sistema de ecuaciones.

$$\begin{aligned}
L_v \Sigma N_1 + P_z \left(L_v - \frac{b}{2} + \frac{e}{2} \right) + P_o \left(L_v - \frac{b}{2} \right) - \frac{w_2 L_i L_1^2}{12} - \frac{(w_1 - w_2) L_i L_1^2}{20} = R_0 \\
= \frac{\sigma_1 L_i b}{2} \left(L_v - \frac{b}{3} + \frac{e}{2} \right) + \sigma_2 L_i b \left(\frac{L_v}{2} - \frac{b}{3} + \frac{e}{4} \right) - \frac{4EI}{L_1} \theta_1 - \frac{2EI}{L_1} \theta_2
\end{aligned}$$

Finalmente, el sistema de ecuaciones queda de la siguiente manera:

$$\begin{Bmatrix} R_0 \\ 0 \\ -R_1 \\ -R_2 \\ -R_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{bL_i}{2} \left(L_v - \frac{b}{3} + \frac{e}{2} \right) & bL_i \left(\frac{L_v}{2} - \frac{b}{3} + \frac{e}{4} \right) & -\frac{4EI}{L_1} & -\frac{2EI}{L_1} & 0 \\ -1 & 1 & -K_c b & 0 & 0 \\ C_1 & C_2 & \frac{4EI}{L_1} + K_v & \frac{2EI}{L_1} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2EI}{L_1} & \frac{4EI}{L_1} + \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2EI}{L} & \frac{7EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \theta_1 \\ \theta_2 \\ \theta_3 \end{Bmatrix}$$

Si hubiera una cantidad diferente de sótanos, el procedimiento es el mismo. Lo único que cambia es la matriz de rigidez de la estructura y el vector de cargas de acuerdo al número de grados de libertad.

4.3. Cálculo de momentos en la zapata y el muro

En cualquiera de los métodos tratados en la sección 4.2, los momentos en los ejes de la estructura se hallan con el método de pendiente deflexión:

$$M = \mu + [K]\{\theta\}$$

$$M_1 = \frac{w_2 L_1^2}{12} + \frac{(w_1 - w_2) L_1^2}{20} - \frac{4EI}{L_1} \theta_1 - \frac{2EI}{L_1} \theta_2$$

Este resultado corresponde al momento en el punto común entre la zapata y el muro del último sótano. El momento debe ser reducido a la cara de la zapata y a la cara del muro como se muestra en la Figura 4.16. Cabe resaltar que las solicitaciones deben ser amplificadas, pues el análisis es para un estado último.

Además, el cálculo del momento en la zapata, como se trató en la sección 4.1.2, se hace asumiendo a la zapata como volado sometida a las presiones en la base de la cimentación. Este es un método conservador, como se demostró en la sección 4.1.2.

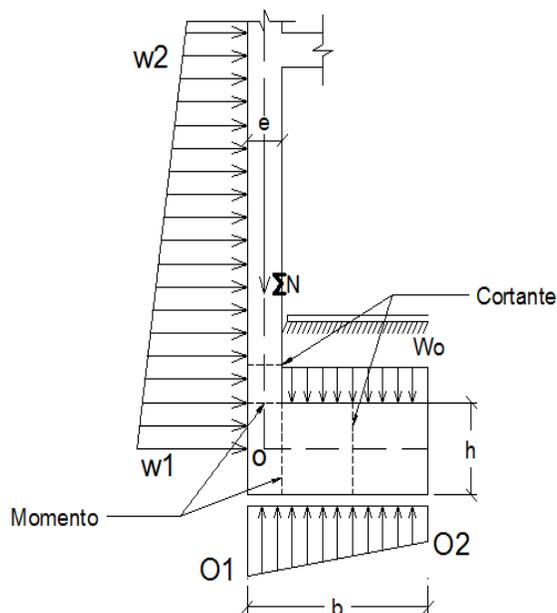


Figura 4.16 Secciones de análisis de momento y cortante último

La siguiente expresión sirve para calcular el momento en la zapata a la cara del muro. La distribución de esfuerzos w_0 corresponde al peso de la cimentación y el peso del suelo encima de esta.

$$M_{zapata} = \frac{\sigma_2(b-e)^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)(b-e)(b-e)^2}{6} - \frac{w_0(b-e)^2}{2}$$

Por otro lado, la siguiente expresión es para hallar el momento del muro en la cara de la cimentación. V_1 se obtiene tomando momentos en el techo del último sótano.

$$M_{muro} = M_1 - V_1 \frac{h}{2} + \left(\frac{h}{2}\right)^2 \left(w_1 - \frac{w_1 - w_2}{L_1} \frac{h}{2}\right) + \frac{w_1 - w_2}{L_1} \frac{h^3}{24}$$

4.4. Análisis de fuerza cortante en la zapata y el muro

Este análisis corresponde a un estado último de rotura, por ende, las cargas deben ser amplificadas. Asimismo, la sección de comprobación se establece a una distancia “d” de la cara del muro o de la cara de la cimentación. Al igual que en el cálculo de las cargas por flexión, se

analizará la fuerza cortante asumiendo a la cimentación como flexible, ya que conduce a resultados más conservadores. Por tanto, la expresión que permite calcular la fuerza cortante en la zapata es la siguiente:

$$V_{zapata} = \left(\sigma_2 + \left(\sigma_2 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)(b - e - d)}{b} \right) \right) \frac{b - e - d}{2} - w_o \frac{b - e - d}{2}$$

En zapatas normalmente no se coloca estribos, por lo cual el concreto debe cubrir la demanda de fuerza cortante. La resistencia al corte en una zapata se calcula con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd$$

Donde b_w es igual a 1m, ya que el análisis se realiza por metro de ancho en una dirección.

En el caso de cimentaciones corridas, no es necesario el análisis del cortante en dos direcciones, es decir, el punzonamiento. Esto se debe principalmente a que el análisis se hace por metro de ancho, ya que una de las dimensiones en planta es mucho más larga que la otra.

La siguiente expresión sirve para calcular la fuerza cortante en el muro a una distancia “d” de la cara.

$$V_{muro} = V_1 - \frac{h/2 + (e - 0.05)}{2} \left(w_1 + \left(w_1 - \frac{(w_1 - w_2)(h/2 + (e - 0.05))}{L_1} \right) \right)$$

Capítulo 5 Evaluación y discusión de resultados

Los resultados obtenidos en este capítulo fueron calculados con los datos de la Tabla 5.1 con la finalidad de mantener constante las variables que participan en el análisis mientras se observa el comportamiento de la estructura al variar solo una variable. En otras palabras, se trabajará con edificaciones ideales cuyos elementos estructurales tienen las mismas dimensiones para que puedan ser comparadas. Además, El análisis se está haciendo solo para un tipo de suelo gravoso con limos y semicompactado de origen fluvio – aluvional típico del subsuelo de Lima.

Tabla 5.1 Datos para el análisis.

Parámetro	Valor	Unidad
Dimensiones del cimiento		
Base	1.2	m
Altura	0.8	m
Dimensiones de la viga		
Ancho	0.4	m
Peralte	1.2	m
Longitud	5.0	m
Dimensiones del muro		
Espesor del muro	0.35	m
Longitud de influencia (ver Figura 4.12)	5	m
Datos generales		
Peso específico	2	ton/m ³
Coefficiente de empuje en reposo (k_0)	0.35	
Coefficiente de balasto	8000	ton/m ³
Resistencia del concreto (f'_c)	280	kg/cm ²

Se realizará el análisis variando la magnitud de la carga axial excéntrica que llega a la cimentación, es decir, se modificará el número de pisos y de sótanos. También, se analizará el aporte del empuje lateral del suelo, para lo cual se modificará la cantidad de pisos y de sótanos del edificio contiguo. Finalmente, se evaluará el comportamiento de los esfuerzos en la cimentación al modificar las dimensiones del muro y de la cimentación. En la Tabla 5.2, se muestra un resumen de los parámetros que varían durante el análisis.

Tabla 5.2 Parámetros que varían en el análisis.

Parámetro	Valor	Unidad
Espesor del muro	0.20 – 0.65	m
Base de la cimentación	1.10 – 2.00	m
Nº de pisos	1 – 20	Pisos
Nº de sótanos	1 – 10	Sótanos
Nº de pisos del edificio aledaño	1 – 20	Pisos
Nº de sótanos del edificio aledaño	1 - 10	Sótanos

5.1. Verificación de resultados con el software SAP2000

El análisis para comprobar los resultados corresponde a un edificio de 10 pisos y 10 sótanos. En el software SAP2000, se modeló el muro sometido al empuje lateral último del suelo. Además, las cargas que actúan sobre la cimentación se modelaron como un momento equivalente al momento generado en la cimentación al considerarla como un volado sometido a las presiones del suelo, su propio peso y el peso del suelo sobre esta. El momento se calcula con la siguiente expresión, el cual se calcula respecto al punto O (ver Figura 4.9):

$$M = \frac{b\sigma_1}{2} \left(\frac{b}{3} - \frac{e}{2} \right) + \frac{b\sigma_2}{2} \left(\frac{2b}{3} - \frac{e}{2} \right) - P_z \left(\frac{b-e}{2} \right) - \frac{bP_o}{2}$$

El modelo en SAP2000 se muestra en la Figura 5.1. La distancia entre apoyos es 2,8 m, excepto para el último sótano, pues se considera la distancia de la profundidad de cimentación. La sección que se utilizó para el modelo corresponde al espesor del muro de sótano por 1 m.

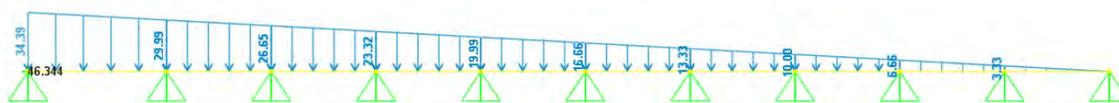


Figura 5.1 Modelamiento del muro de sótano con cimentación sin viga

Bajo estas solicitaciones los momentos últimos obtenidos en el muro con el software se muestra en la Figura 5.2. Se aprecia que el momento en la base del muro del último sótano es grande en comparación del resto. Cabe aclarar que los momentos que se muestran son al eje del apoyo y deben ser reducidos a la cara de la cimentación y a la cara de las losas.

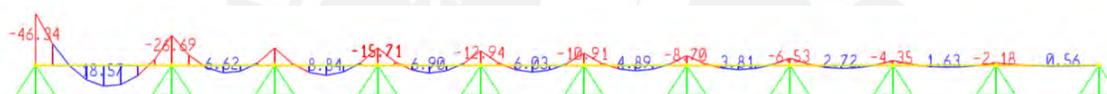


Figura 5.2 Momentos en muro de sótano con cimentación sin viga (ton-m)

La siguiente tabla muestra una comparación de los momentos obtenidos con las ecuaciones de la sección 4.2.1.2 y los obtenidos con el software. Los resultados en ambos casos son muy parecidos con variaciones menores al 0.25% en los últimos sótanos y completamente iguales en los primeros sótanos.

Tabla 5.3 Comparación de momentos ecuaciones Sec. 4.2.1.2 y SAP2000

Nº de sótanos	Momentos últimos (Ton-m)									
	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Ecuaciones Sec 4.2.1.2.	46.34	26.68	15.51	15.75	12.93	10.92	8.70	6.53	4.35	2.18
SAP 2000	46.24	26.69	15.58	15.71	12.94	10.91	8.70	6.53	4.35	2.18

El modelo del muro de sótano, la cimentación y la viga de cimentación se muestra en la Figura 5.3. Se ha modelado un muro con sección transversal de 5 m x 0.35 m bajo la distribución de cargas del empuje lateral del suelo. También se ha modelado la cimentación y la viga en el

último elemento “frame” que aparece a la izquierda en la Figura 5.3. Por un lado, la cimentación tiene una sección transversal equivalente a la de la Figura 4.13 y está sometida a la distribución de presiones de la base de la zapata y a las cargas puntuales de su peso y el peso del suelo que esta sobre la zapata. Por otro lado, la viga tiene una sección transversal de 0.4 m x 1.2 m y se ha despreciado su peso propio en este modelo.



Figura 5.3 Modelamiento de muro de sótano con cimentación con viga

Bajo las solicitaciones ya descritas en el párrafo anterior, los momentos obtenidos en el modelo se muestran en la Figura 5.4. Los momentos en el muro corresponden a una sección de 5 m de ancho ya que esa es su longitud de influencia (ver Figura 4.12). Por tanto, para realizar el diseño por metro lineal se dividirá el momento obtenido entre 5. Además, cabe aclarar que los momentos últimos que se muestran fueron calculados al eje del apoyo y se deben reducir a la cara de la cimentación o a la cara de las losas,



Figura 5.4 Momentos en muro de sótano con cimentación con viga (ton-m)

En la Tabla 5.4, se muestra una comparación de los momentos obtenidos con las ecuaciones de la sección 4.2.2.2 y los obtenidos con SAP2000. En este caso, los resultados también son muy parecidos con variaciones menores al 0.50% en los últimos sótanos y completamente iguales en los primeros sótanos.

Tabla 5.4 Comparación de momentos ecuaciones Sec. 4.2.2.2 y SAP2000

Nº de sótanos	Momentos últimos (Ton-m)									
	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Ecuaciones Sec 4.2.2.2.	41.55	23.55	16.35	15.52	12.99	10.90	8.70	6.53	4.35	2.18
SAP 2000	41.75	23.50	16.37	15.52	12.99	10.90	8.70	6.53	4.35	2.18

Finalmente, se muestra la Tabla 5.5 en la cual está la comparación entre los resultados obtenidos en el modelo con viga de cimentación y sin esta. En los primeros sótanos, los resultados obtenidos son prácticamente iguales, mientras que en los últimos sótanos la diferencia es mayor. Esto demuestra que las alteraciones en los últimos sótanos no afectan a los primeros sótanos. Cabe aclarar que los momentos últimos que se muestran corresponden al eje del apoyo.

Tabla 5.5 Comparación de momentos en el muro – cimentación sin viga vs cimentación con viga

	Momentos últimos (Ton-m)									
Nº de sótanos	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Sin viga de cimentación	46.24	26.69	15.58	15.71	12.94	10.91	8.70	6.53	4.35	2.18
Con viga de cimentación	41.75	23.50	16.37	15.52	12.99	10.90	8.70	6.53	4.35	2.18

5.2. Análisis variando la cantidad de pisos

Los resultados obtenidos fueron calculados con los datos de la Tabla 5.1 para poder apreciar la variación de los resultados a medida que se aumenta la cantidad de pisos. Se utilizaron las ecuaciones de las secciones 4.2.1.2 y 4.2.2.2. En esta sección, se analizará la cimentación variando la cantidad de pisos mientras la cantidad de sótanos permanece constante. Además, se mostrará los momentos máximos en el muro y la zapata. Asimismo, se desarrollará la comparación de los resultados para una cimentación con viga de conexión y sin esta.

A continuación, se muestran resultados obtenidos para edificios con 5 sótanos y con una diferente cantidad de pisos típicos. Se puede observar que, tanto los esfuerzos en servicio (σ_1 y σ_2 son el esfuerzo máximo y mínimo respectivamente de la distribución lineal de esfuerzos sobre la cimentación), los momentos últimos y las fuerzas cortantes últimas, tienen un comportamiento lineal. Estos aumentan proporcionalmente a la cantidad de pisos, es decir, conforme aumenta la carga axial.

En la Figura 5.5, se compara los esfuerzos en servicio en la cimentación para edificios de 5 sótanos con viga de conexión en la cimentación y sin esta. Los esfuerzos en los extremos de la cimentación, σ_1 y σ_2 , tienen una diferencia menor al 40% cuando no se usa viga y menor al 15% cuando si se usa. Por tanto, se puede suponer que cuando se usa viga la distribución de esfuerzos es uniforme y, también, que el empuje lateral y la rigidez del muro reducen el giro de la cimentación y la mantiene en contacto con el suelo. Además, se observa que los esfuerzos aumentan a razón de 3.3 ton/m² y 3 ton/m² por piso sin viga y con esta respectivamente.

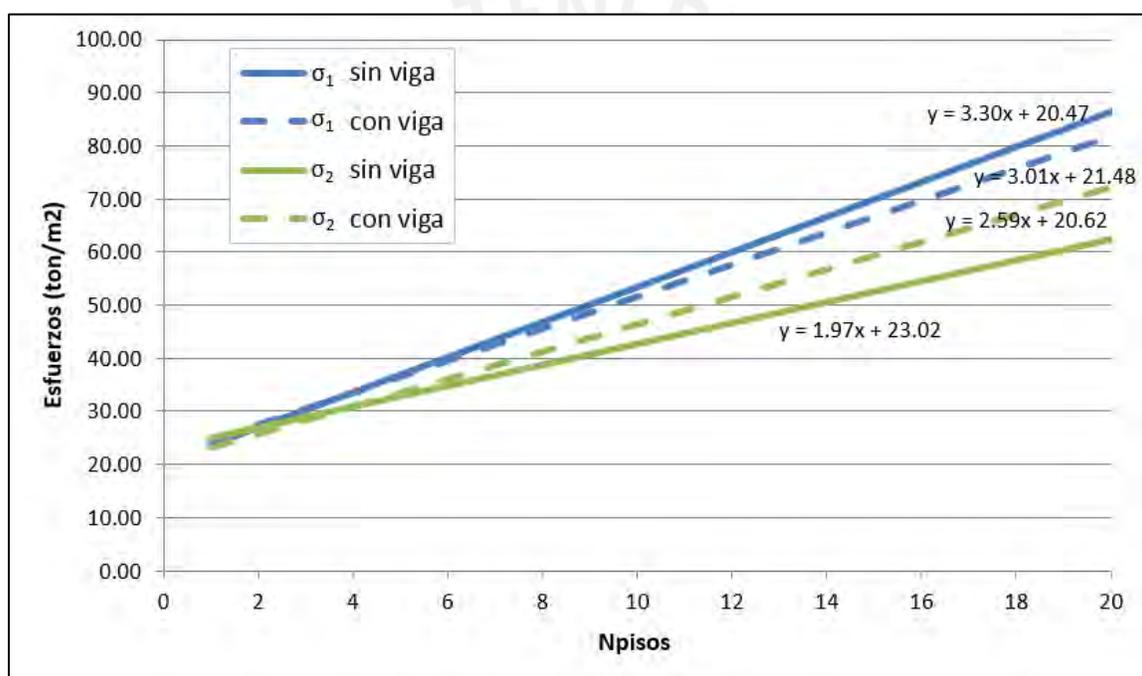


Figura 5.5 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 5 sótanos.

Asimismo, se puede afirmar que el máximo esfuerzo en la cimentación, σ_1 , se reduce cuando se coloca una viga de cimentación. Sin embargo, cuando la carga axial del muro que llega a la cimentación es baja, el esfuerzo σ_1 es mayor cuando se usa viga. Esto se debe principalmente a dos razones. Por un lado, el giro que produce el empuje lateral del suelo es mayor que el que produce la carga excéntrica, por lo que el giro resultante es hacia adentro de la edificación. En otras palabras, el esfuerzo en el extremo interno de la cimentación, σ_2 , es mayor que el esfuerzo

σ_1 . Por otro lado, una viga de conexión ayuda a controlar el giro en la cimentación tanto hacia adentro como hacia afuera de la edificación.

En la Figura 5.6, se observa que los momentos últimos en el muro se reducen significativamente al colocar una viga, sobre todo cuando hay un mayor número de pisos. De manera similar, los momentos últimos en la zapata se reducen al colocar una viga, pero la reducción es menor cuando aumenta la cantidad de pisos. Cabe resaltar los momentos fueron reducidos a la cara del muro y de la zapata.

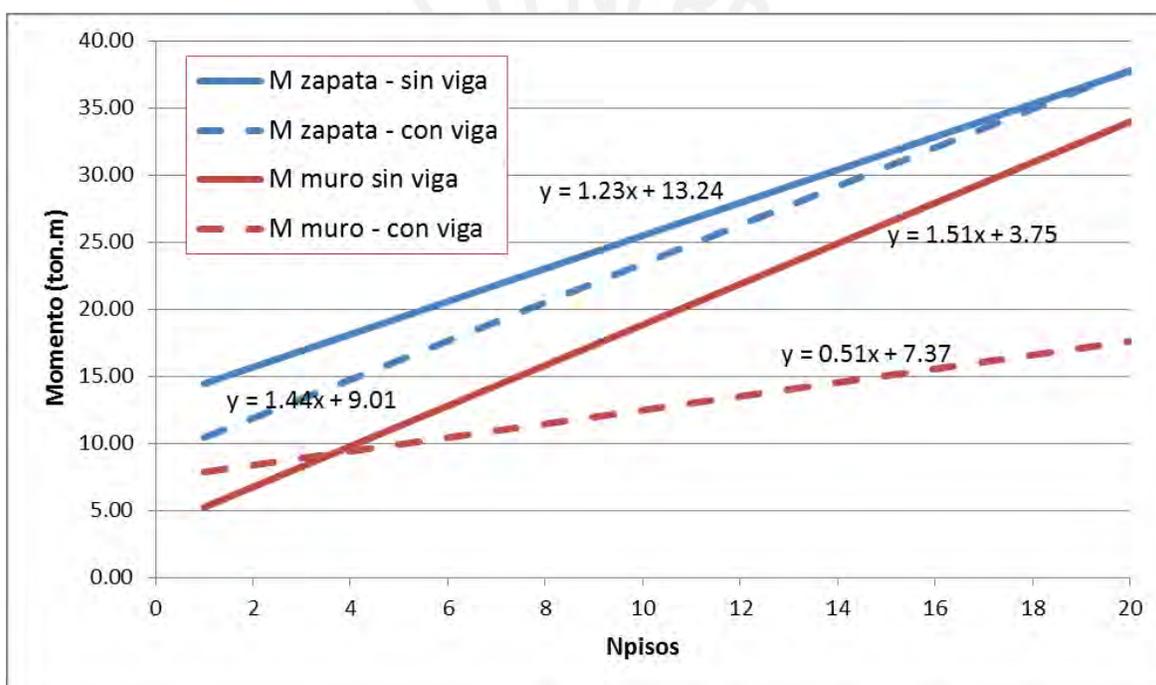


Figura 5.6 Momentos máximos en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos.

En la Figura 5.7, se observa que la fuerza cortante última en la zapata no varía significativamente al colocar una viga de cimentación. En el caso del muro, al colocar una viga la fuerza cortante se reduce significativamente y esta reducción es mayor cuando se incrementa la carga axial del muro, es decir cuando se incrementa la cantidad de pisos típicos. Cabe resaltar que la fuerza cortante se halló a una distancia igual al peralte efectivo de la cara del muro o de la cimentación.

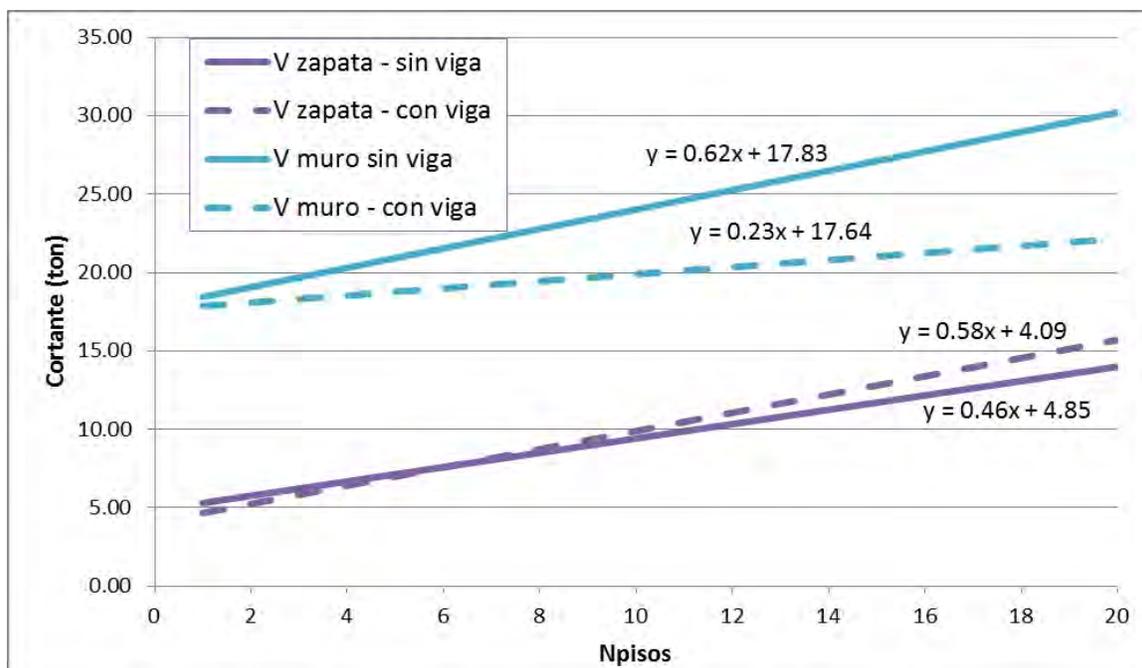


Figura 5.7 Fuerza cortante máxima en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos.

Con el gráfico de la Figura 5.8, se comprueba que, para edificios con las dimensiones y características de este análisis, los esfuerzos aumentan a razón de 3.3 ton/m² y 3 ton/m² por piso cuando no se usa viga y cuando se usa respectivamente. Además, se puede afirmar que estos ratios son independientes a la cantidad de sótanos. Asimismo, cuando se aumenta el número de sótanos y el número de pisos es bajo, los esfuerzos en cimentaciones con viga son mayores que las cimentaciones que no la tienen. Esto se debe a que el giro producido por el empuje lateral del suelo es mayor al giro producido por la carga excéntrica y por la presencia de la viga que ayuda a controlar el giro en la cimentación.

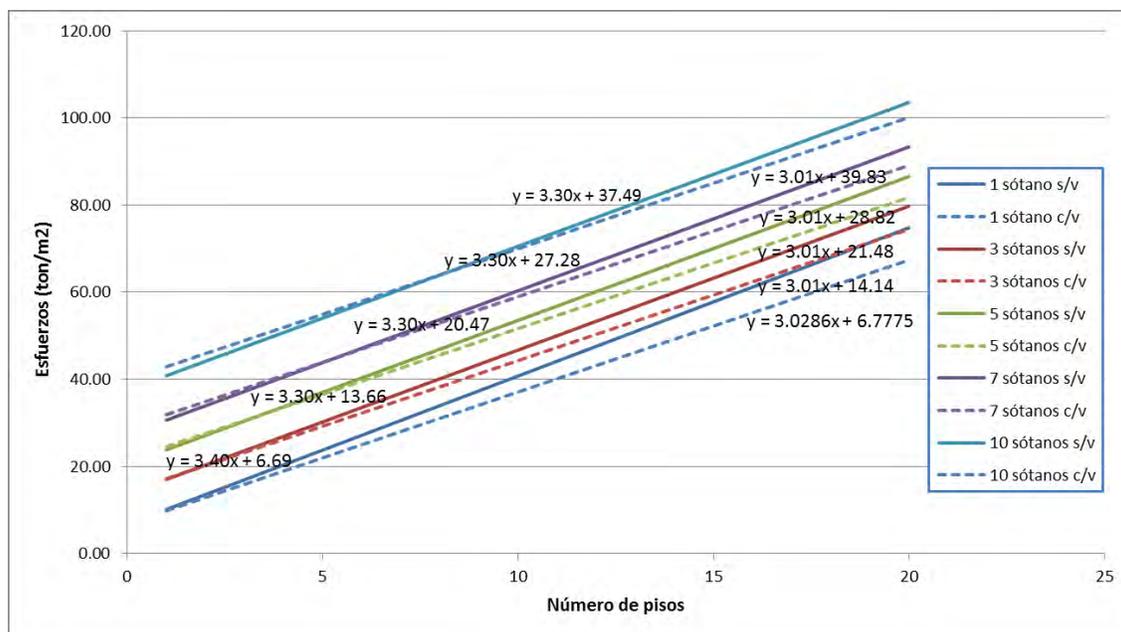


Figura 5.8 Esfuerzos máximos (σ_1) en la cimentación variando la cantidad de pisos.

5.3. Análisis variando la cantidad de sótanos

En este caso se hará el análisis de la cimentación variando la cantidad de sótanos mientras el número de pisos permanece constante. De manera similar a la anterior sección, se evaluará la cimentación para un determinado número de pisos: 0, 5, 10, 15 y 20. Cabe resaltar que los valores obtenidos fueron calculados con los datos de la Tabla 5.1 y las ecuaciones de la sección 4.2.

A continuación, en la siguiente figura se muestra los esfuerzos en servicio obtenidos para la cimentación de edificios de 10 pisos con y sin viga de cimentación. Los esfuerzos se reducen al usar una viga, pero al incrementar la cantidad de sótanos la reducción disminuye. Además, con la viga de cimentación disminuye la diferencia entre los esfuerzos a los extremos de la cimentación, por lo que se puede suponer que la distribución es uniforme. La razón con la que aumenta los esfuerzos en los extremos de la cimentación cuando se usa viga es 3.66 ton/m² (σ_1) y 3.60 ton/m² (σ_2) por sótano. Cuando no se usa viga la razón es 3.36 ton/m² (σ_1) y 4.02 ton/m² (σ_2).

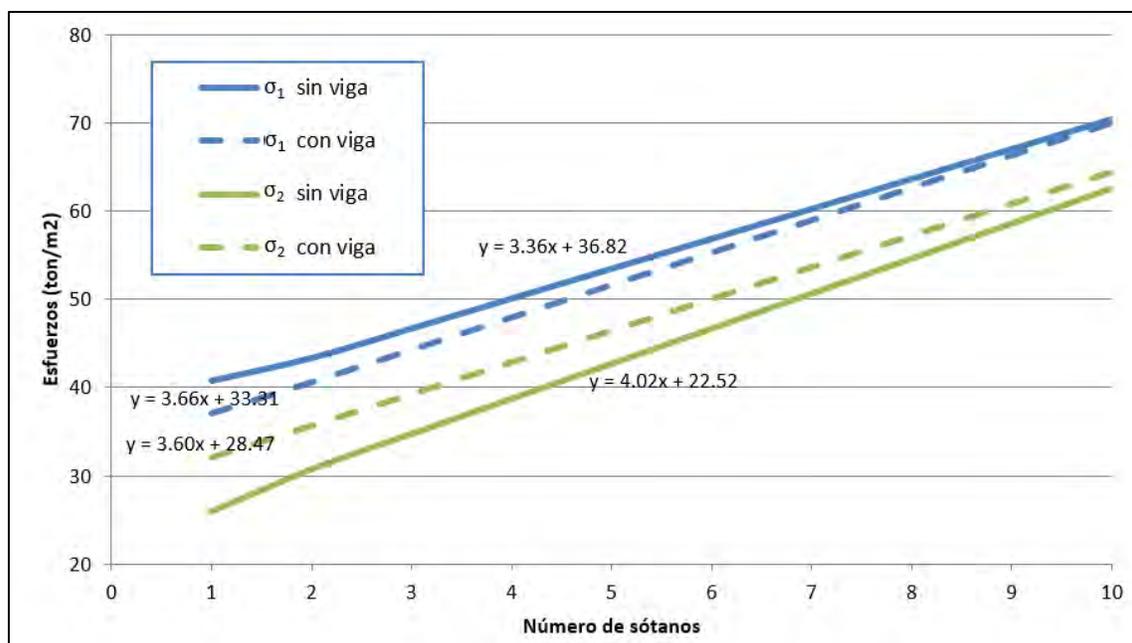


Figura 5.9 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 10 pisos.

Los momentos últimos en el muro se reducen significativamente al colocar una viga de cimentación. La reducción varía entre un 60% cuando la cantidad de sótanos es baja hasta un 15% cuando hay diez sótanos. De manera similar, el momento último en la zapata se reduce ligeramente, pero en este caso en menos del 10%.

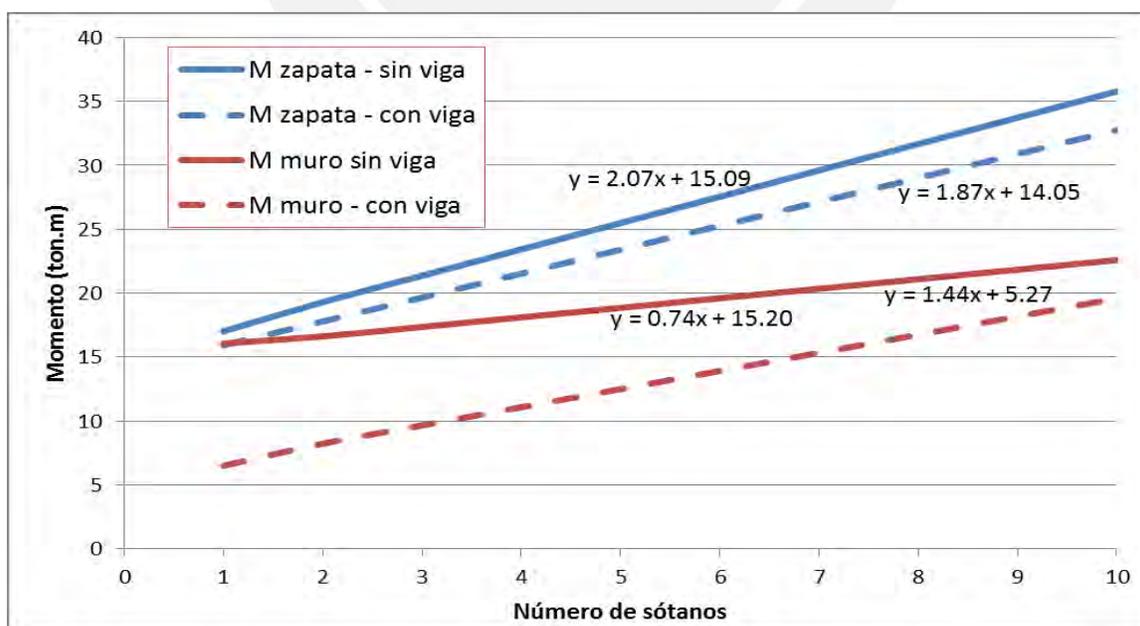


Figura 5.10 Momentos máximos en el muro y la zapata para edificios de 10 pisos.

Si se usa viga, la fuerza cortante última en el muro es menor significativamente en 4 ton. Por otro lado, la fuerza cortante en la zapata no tiene una variación significativa si se usa o no una viga de cimentación. Se observa que la fuerza cortante en la zapata es ligeramente mayor cuando se usa viga.

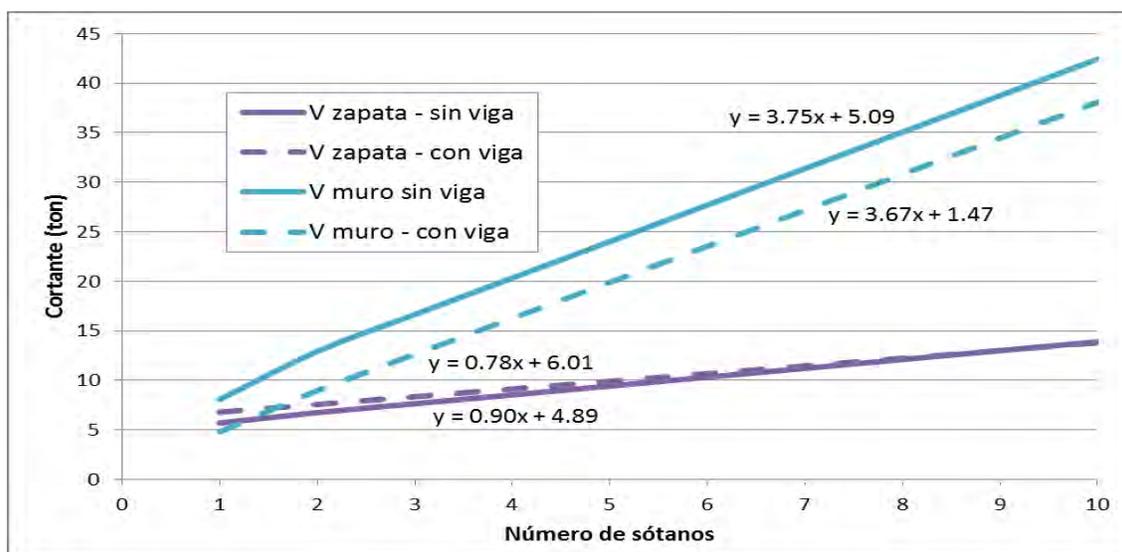


Figura 5.11 Cortantes máximas en el muro y la zapata para edificios de 10 pisos.

En seguida, en la Figura 5.12, se muestra una comparación del aumento del esfuerzo en servicio mientras se incrementa la cantidad de sótanos para edificios de una cierta cantidad de pisos. Se aprecia que los esfuerzos se incrementan a una razón que varía ligeramente dependiendo de la cantidad de pisos del edificio. Esta razón en promedio es de 3.66 ton/m² y 3.36 ton/m² por sótano cuando se usa viga y cuando no respectivamente.

Los esfuerzos se reducen al usar una viga de cimentación, pero cuando la cantidad de pisos es baja, al incrementar la cantidad de sótanos la reducción disminuye. En el caso de la cimentación sin viga, al incrementar la cantidad de sótanos el empuje lateral se incrementa también. Este reduce el giro producido por la carga excéntrica, lo cual reduce el máximo esfuerzo en la

cimentación. Por otro lado, en una cimentación con viga, el giro en la cimentación es controlado por la viga, tanto el giro producido por la carga axial como el producido por el empuje lateral.

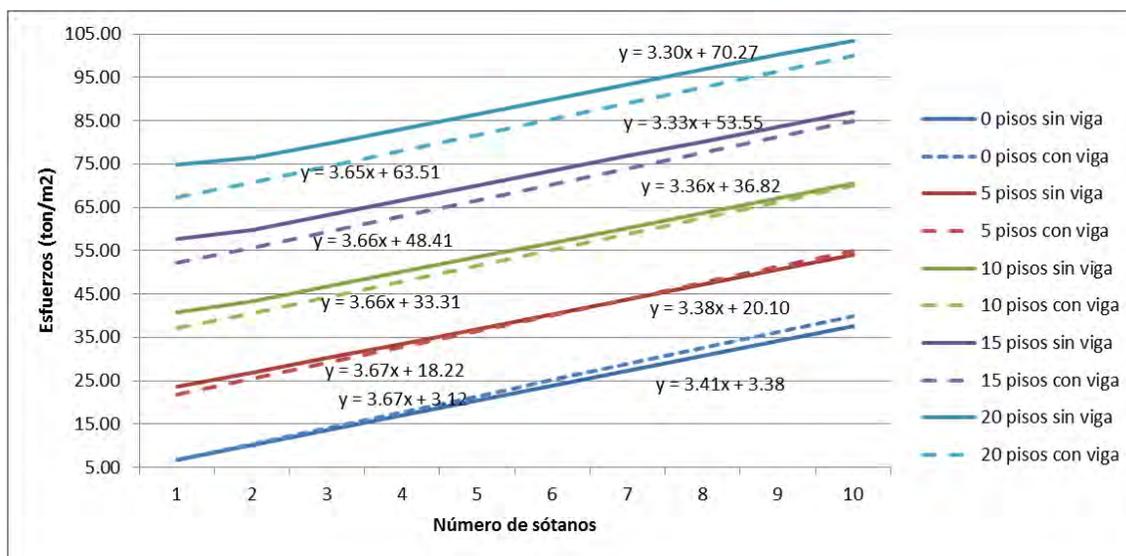


Figura 5.12 Esfuerzos en la cimentación (σ_1) para edificios de 10 pisos variando la cantidad de sótanos.

5.4. Análisis variando la cantidad de pisos del edificio aledaño

En esta sección se efectuará el análisis de la cimentación variando la cantidad de pisos del edificio contiguo mientras la cantidad de sótanos de este es cero. Conforme se aumenta la cantidad de pisos del edificio vecino, la sobrecarga se incrementa y a la vez se incrementa el empuje lateral del suelo. El análisis se hizo con los datos de la Tabla 5.1 y con las ecuaciones de las secciones 4.2.1.2 y 4.2.2.2.

En el Figura 5.13, se aprecia que los esfuerzos en servicio han decrecido al incrementarse el número de pisos del edificio aledaño, ya que el aporte del empuje lateral del suelo aumenta, pero este no es significativo. Cuando no se coloca una viga en la cimentación, los esfuerzos decrecen a penas a razón de 0.2 ton/m² por piso del edificio contiguo y cuando se coloca una viga de cimentación los esfuerzos se reducen en 0.1 ton/m² por piso del edificio contiguo. Cabe resaltar

que estos ratios no dependen de la cantidad de pisos o de sótanos del edificio del cual se analiza la cimentación. También, es importante resaltar que el aporte del empuje lateral del suelo es mayor cuando no hay viga de cimentación.

Además, se observa que cuando el número de pisos es bajo los esfuerzos al usar una viga de cimentación son mayores. Como ya se mencionó, esto se debe a que el giro que produce la carga excéntrica es menor que el que produce el empuje lateral y, además, por la rigidez de la viga que controla el giro en la cimentación.

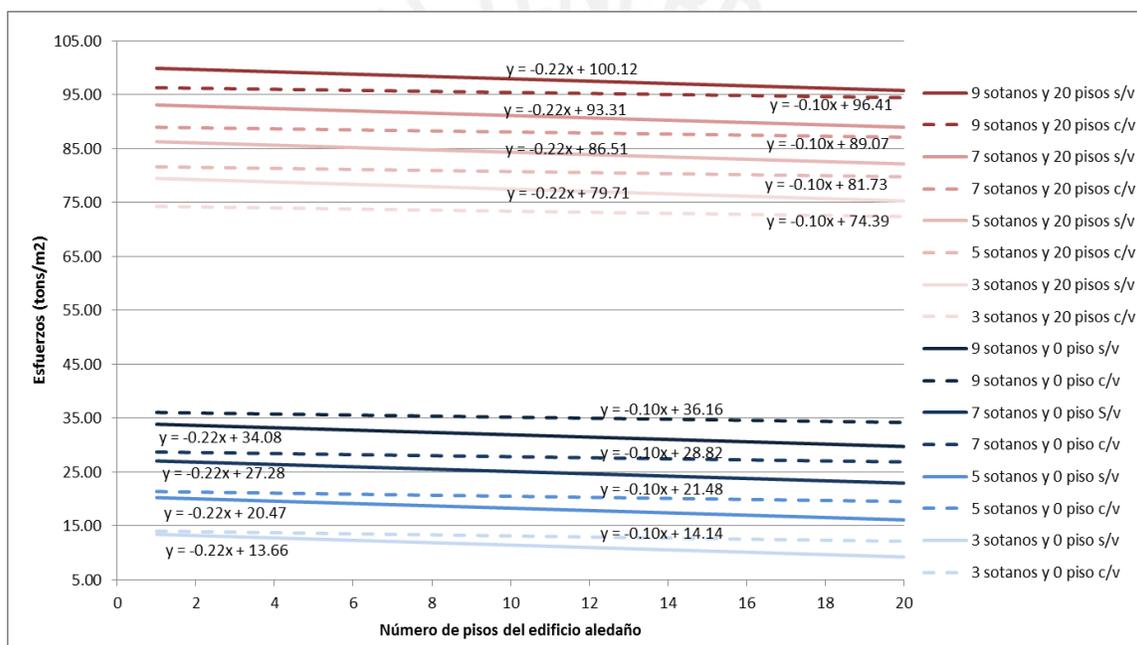


Figura 5.13 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 0 y 20 pisos variando la cantidad de pisos del edificio aledaño.

5.5. Análisis variando la cantidad de sótanos del edificio aledaño

Finalmente, en esta sección, se muestra el comportamiento de los esfuerzos en servicio en una cimentación con y sin viga cuando se varía el número de sótanos del edificio contiguo. Es evidente que cuando hay más sótanos en el edificio contiguo no hay empuje lateral del suelo. El

análisis se hizo con los datos de la Tabla 5.1 y con las ecuaciones de las secciones 4.2.1.2 y 4.2.2.2.

La razón a la cual decrecen los esfuerzos cuando se varían los sótanos del edificio contiguo es la misma que cuando se varía la cantidad de pisos del edificio contiguo. Esta última observación se cumple tanto para una cimentación con o sin viga de cimentación. Nuevamente se observa que el número de pisos o de sótanos del edificio aledaño no reducen significativamente los esfuerzos en la cimentación.

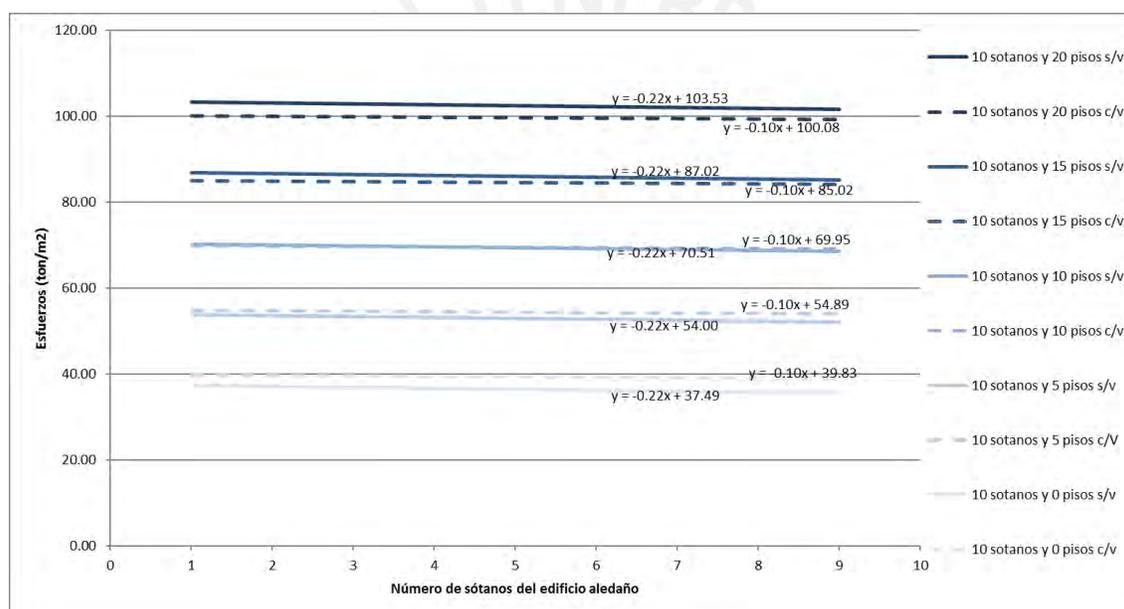


Figura 5.14 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 10 sótanos variando la cantidad de sótanos del edificio aledaño.

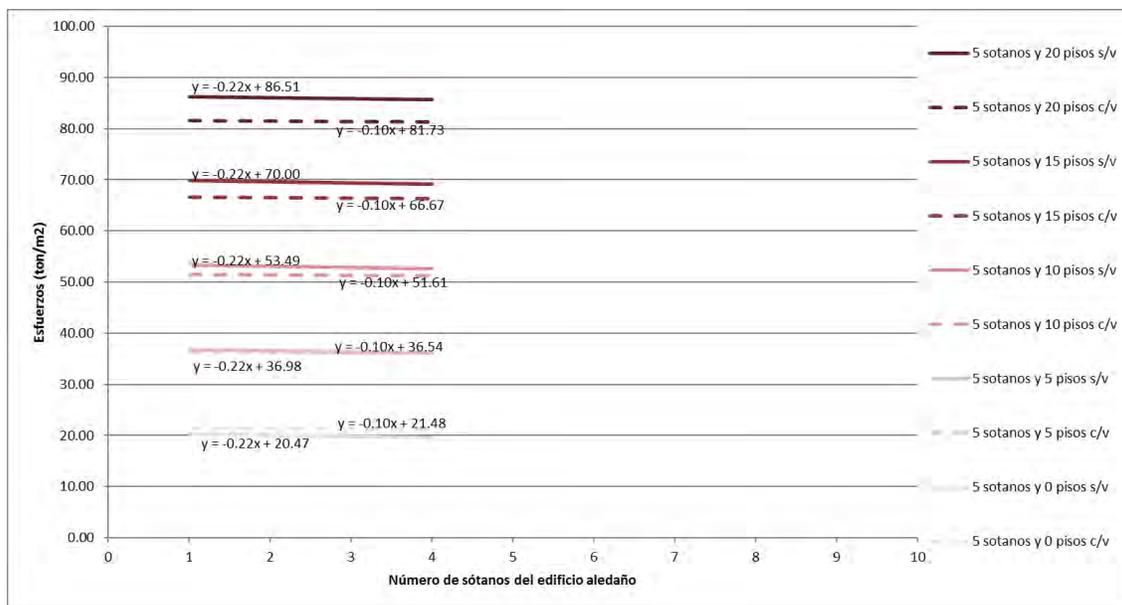


Figura 5.15 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 5 sótanos variando la cantidad de sótanos del edificio aledaño

5.6. Análisis del aporte de la viga de cimentación

A continuación, en la Figura 5.16, se muestra una gráfica que compara los esfuerzos en servicio máximos en la cimentación con viga y sin la misma. Se puede apreciar que conforme aumenta el número de pisos, es decir la carga axial, también se incrementan los esfuerzos. Asimismo, se aprecia que no hay una reducción significativa de los esfuerzos al utilizar una viga.



Figura 5.16 Esfuerzo en la cimentación para edificios de 5 sótanos con y sin viga de conexión.

En la Figura 5.17, se observa que, si no se coloca una viga de cimentación (ecuaciones de la sección 4.2.1.2), los esfuerzos en la cimentación son, inclusive, menores que cuando se coloca una viga y no se considera el aporte del empuje lateral del suelo y de la rigidez del muro (ecuaciones de la sección 4.2.2.1). Cabe resaltar que si no se coloca la viga se debe considerar la rigidez del muro y el aporte del empuje lateral del suelo para reducir el giro producido por la carga excéntrica. En otras palabras, se podría prescindir de una viga de cimentación, solo si se coloca el refuerzo necesario en el muro para resistir el momento generado en el muro.

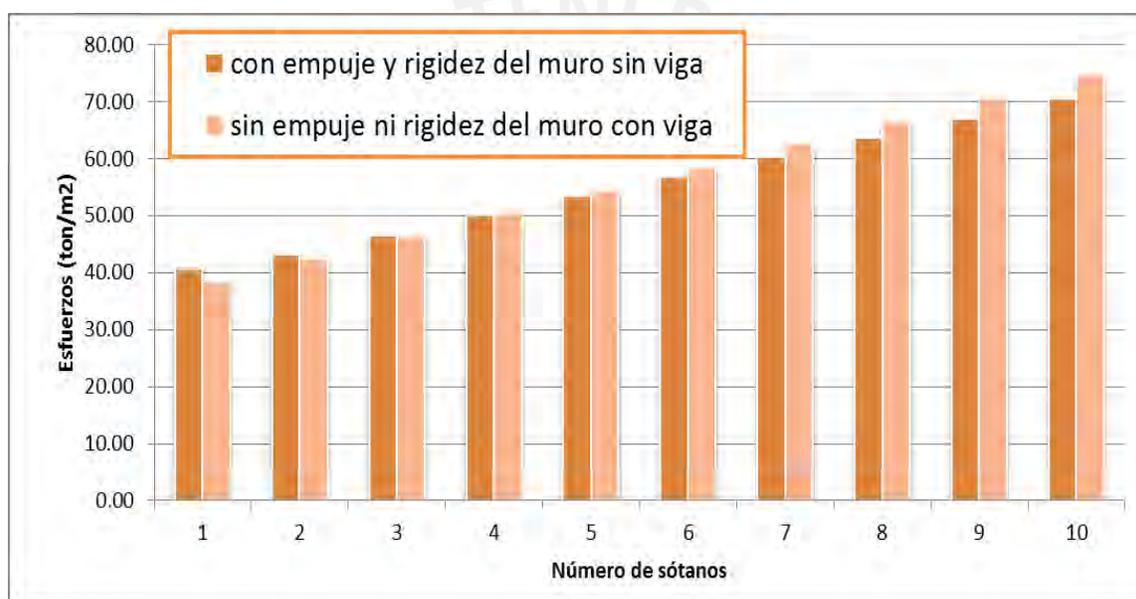


Figura 5.17 Esfuerzos (σ_1) en la cimentación para edificios de 10 pisos.

En la Figura 5.18, se muestra el porcentaje de reducción del esfuerzo en servicio máximo producido en una cimentación con viga respecto de una similar sin viga de conexión. El porcentaje de reducción no pasa del 10% y en algunos casos se produce un aumento. Se aprecia que cuando la cantidad de pisos típicos es baja y el número de sótanos es alto no hay una reducción sino un aumento, es decir el esfuerzo con la viga de cimentación es mayor. Como ya se comentó, esto se debe a que el giro en la viga de cimentación producido por el empuje lateral es mayor al producido por la carga excéntrica. En general, el aporte del empuje lateral del suelo

es mayor para edificios con más sótanos, pues este se incrementa conforme aumenta la profundidad. Esto se verá con mayor claridad en la siguiente sección cuando se analice la cimentación variando la cantidad de sótanos.

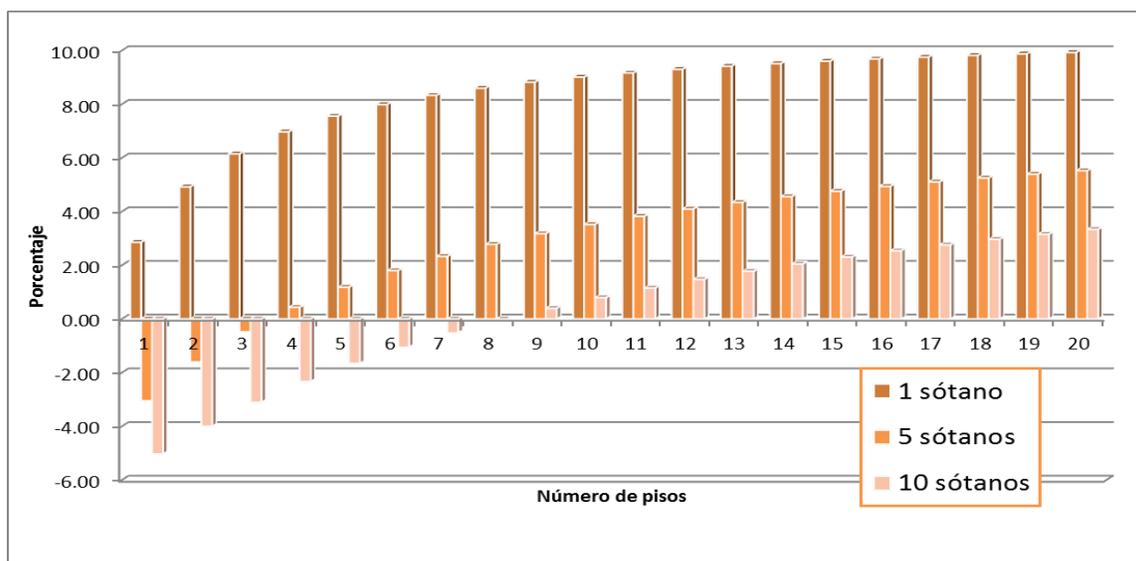


Figura 5.18 Porcentaje de reducción del esfuerzo respecto del esfuerzo de una cimentación sin viga de conexión.

5.7. Análisis variando la rigidez del muro

En esta sección, el análisis se hizo con las ecuaciones de las secciones 4.2.1.2 y 4.2.2.2. Además, se utilizaron los valores de la Tabla 5.1, los cuales se mantuvieron constantes en todo el análisis excepto el espesor del muro que varía desde 0.2 m hasta 0.65 m; es decir, se hará el análisis variando la rigidez del muro.

A continuación, en la Figura 5.19, se muestra los esfuerzos en servicio obtenidos para la cimentación de edificios de 10 pisos y 5 sótanos con el uso de viga de cimentación y sin esta.

Por un lado, cuando no se usa viga de cimentación, el máximo esfuerzo, σ_1 , se reduce al aumentar el espesor del muro o en otras palabras la rigidez de este. También se ve que el esfuerzo σ_2 se incrementa al aumentar el espesor del muro acercándose al valor del esfuerzo σ_1 ,

lo cual significa que la rigidez del muro controla el giro en la cimentación. Como se vio en la sección 4.2.1.3, σ_1 y σ_2 tienden al valor de la carga axial del muro dividida entre el área.

Además, es importante notar que, cuando se incrementa el espesor del muro, el esfuerzo σ_1 se reduce hasta que el espesor del muro sea aproximadamente de 0.4 m y luego empieza a incrementarse. Esto se debe a que el peso del muro incrementa la carga axial que llega a la cimentación.

Por otro lado, cuando se usa viga de cimentación, la rigidez del muro controla ligeramente el giro en la cimentación, pues los esfuerzos σ_1 y σ_2 se acercan ligeramente al aumentar el espesor del muro. En este caso, la viga de cimentación toma un papel importante en el control de giros.

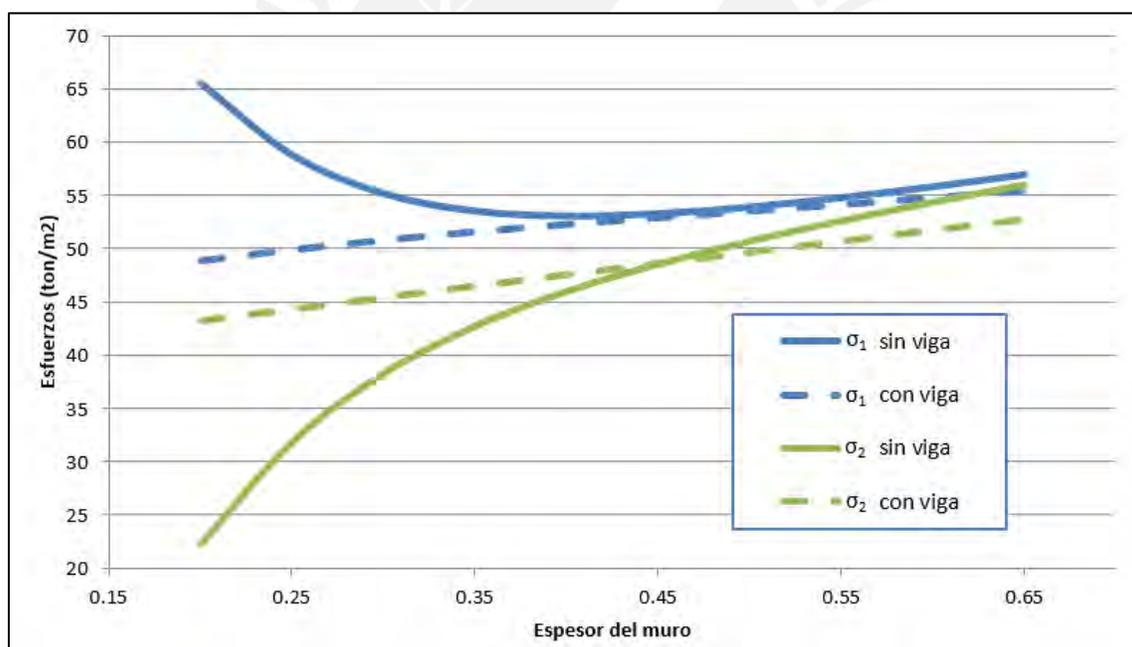


Figura 5.19 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el espesor del muro

En la siguiente figura, se observa el comportamiento de los momentos últimos en el muro y la zapata cuando se varía el espesor del muro. Los momentos en la zapata se reducen al incrementar el espesor del muro, ya que el volado de la zapata disminuye también. En cuanto a los momentos en el muro, cuando no se usa viga, estos se incrementan y luego disminuyen conforme aumenta

el espesor del muro. Se debe a la distribución de esfuerzos en la base de la cimentación y al desplazamiento del eje central del muro que sucede al incrementarse el espesor de muro. Cuando hay viga de cimentación, los momentos en el muro aumentan al incrementar espesor del muro. Cabe resaltar que los momentos presentados en la siguiente figura fueron reducidos a la cara de la cimentación y a la cara del muro como se muestra en la Figura 4.16.

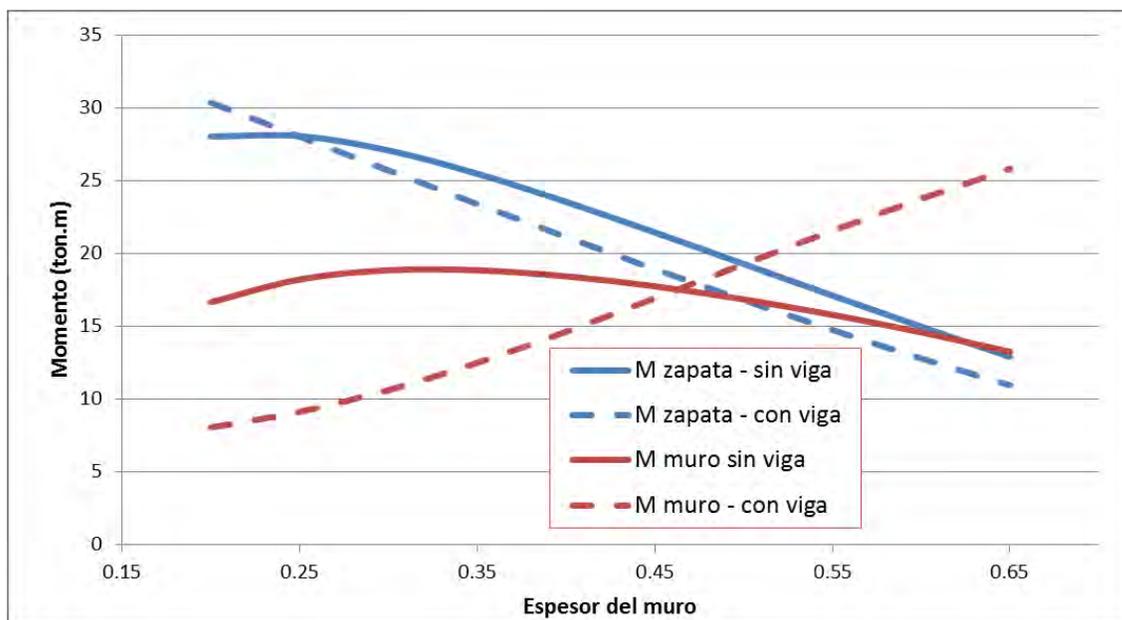


Figura 5.20 Momentos máximos en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el espesor del muro

En la Figura 5.21, se muestra los resultados de la fuerza cortante última para edificios de 5 sótanos y 10 pisos mientras varía el espesor del muro. Por un lado, la cortante en la cimentación disminuye ya que al aumentar el espesor el volado se reduce. En cuanto al muro, la cortante disminuye cuando no se usa viga mientras que no varía significativamente cuando se usa viga.

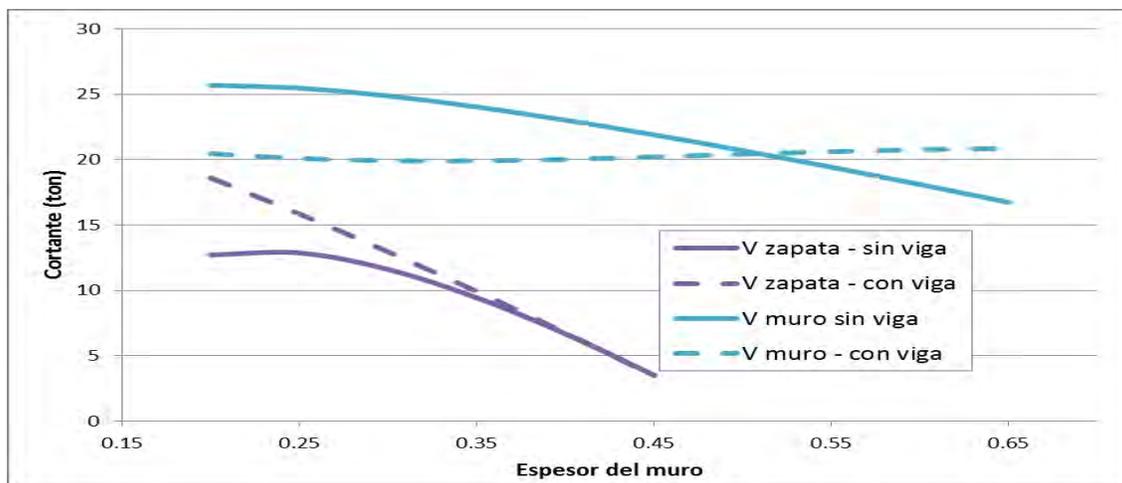


Figura 5.21 Cortante máximos en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el espesor del muro

En la Figura 5.22, se muestra el máximo esfuerzo en servicio obtenido para edificios de 5 sótanos. Se observa en todos los casos que cuando no se usa viga de cimentación los esfuerzos disminuyen conforme aumenta el espesor del muro y se acercan al valor del esfuerzo obtenido con viga de cimentación. También se ve que cuando la carga axial es mayor, es decir cuando aumenta el número de pisos, la diferencia de esfuerzos al usar viga y sin esta es mayor para espesores de muro menores. Además, cuando se usa viga, el incremento del esfuerzo al aumentar la rigidez del muro tiene un comportamiento lineal.

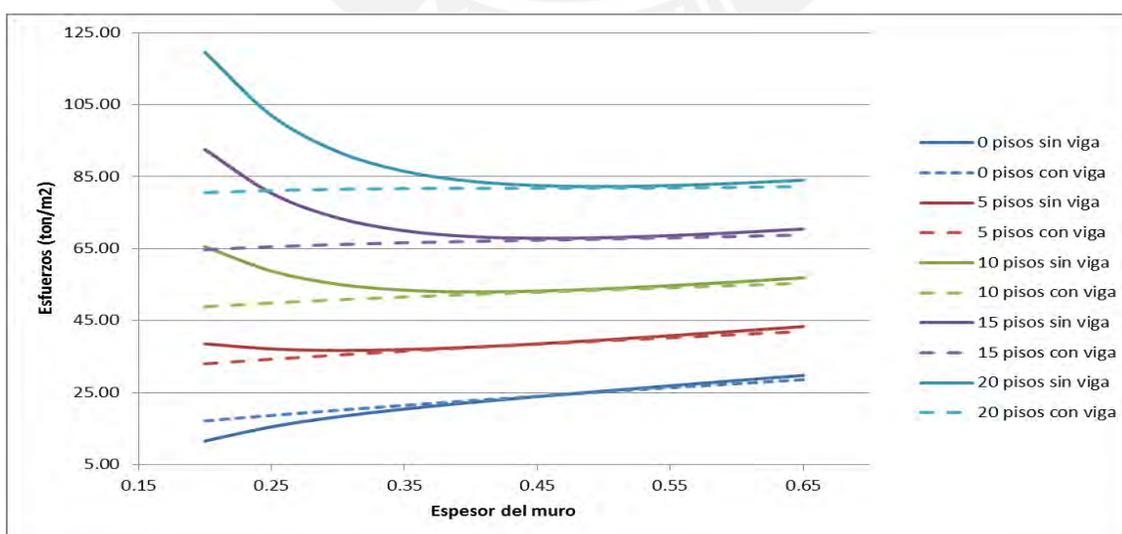


Figura 5.22 Esfuerzos en la cimentación para edificio de 5 sótanos variando el espesor del muro

5.8. Análisis del aporte del empuje lateral del suelo

En esta parte, se realizará el análisis del aporte del empuje lateral del suelo. En primer lugar, se muestra, en la Figura 5.23, la comparación de los esfuerzos en servicio en la base de la cimentación producidos para una cimentación incluyendo la rigidez del muro y sin contar con esta. Se aprecia que los resultados obtenidos al no considerar la rigidez del muro son muy elevados, los cuales se hallaron con las ecuaciones de la sección 4.2.1.1 y suponiendo una distribución rectangular de presiones. Se ve también que al considerar la rigidez del muro y el empuje del suelo los esfuerzos se reducen significativamente alrededor de un 60% aproximadamente. Para considerar la rigidez del muro y el aporte del empuje lateral del suelo se utilizaron las ecuaciones de la sección 4.2.1.2. Además, cabe resaltar que el análisis corresponde a una cimentación sin viga de cimentación y con los datos de la Tabla 5.1.

En cuanto al empuje lateral del suelo, se hizo el análisis considerando la rigidez del muro y el aporte del empuje lateral del suelo en su totalidad, al 50 % y sin contar con este. Se aprecia que la reducción de los esfuerzos, gracias al empuje del suelo, es mayor cuando se incrementa el número de sótanos. Cuando solo hay un sótano, la reducción es del 3% aproximadamente y cuando el número de sótanos incrementa, la reducción llega apenas hasta un 9%. En síntesis, el factor que controla principalmente el giro en la cimentación y la reducción de los esfuerzos en la base de esta es la rigidez del muro.

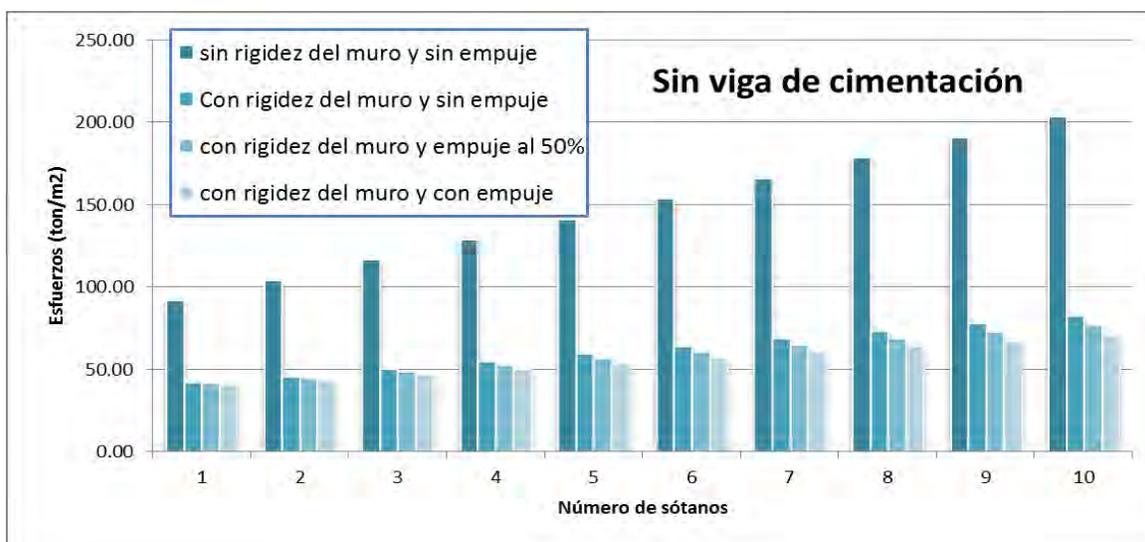


Figura 5.23 Comparación de esfuerzos (σ_1) para un edificio de 10 pisos considerando el aporte del empuje lateral del suelo y sin viga de cimentación.

Por otro lado, en la Figura 5.24, se muestra la comparación de los esfuerzos en servicio entre una cimentación con viga de conexión considerando empuje lateral de suelo y la rigidez del muro (ecuaciones de la sección 4.2.2.2), y de la misma sin considerarlos (ecuaciones de la sección 4.2.2.1). Se aprecia una reducción de apenas el 5% aproximadamente. Es decir, el aporte de la rigidez del muro y del empuje lateral del suelo no es significativo cuando se usa una viga de cimentación.

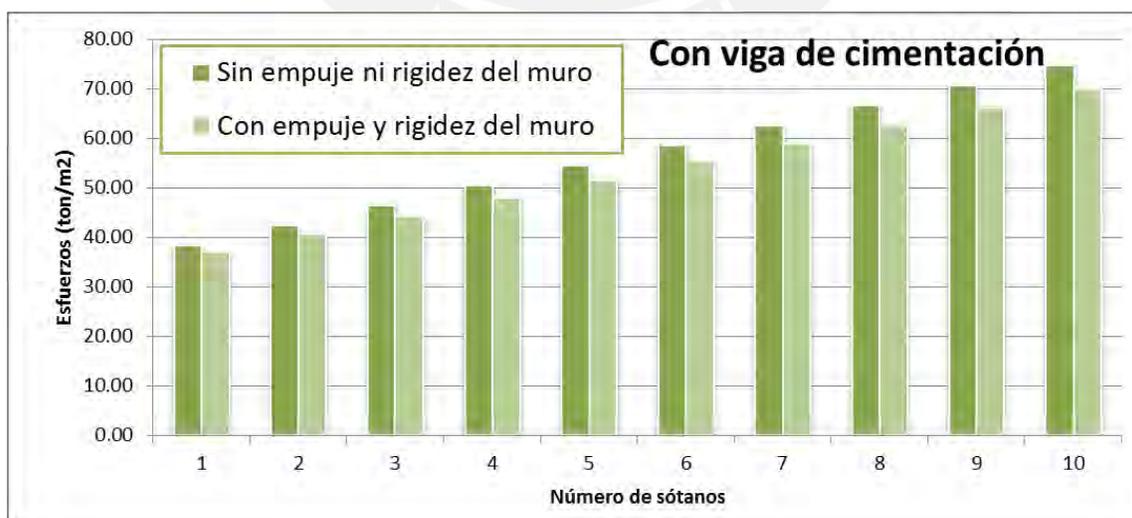


Figura 5.24 Comparación de esfuerzos (σ_1) considerando el aporte del empuje lateral del suelo para una cimentación con viga de conexión.

5.9. Análisis variando el ancho de la cimentación

En toda esta sección, el análisis se hizo con las ecuaciones de las secciones 4.2.1.2 y 4.2.2.2.

Además, se utilizaron los valores de la Tabla 5.1, los cuales se mantuvieron constantes en todo el análisis excepto el ancho de la cimentación que varía desde 1.1 m hasta 2.0 m.

A continuación, en la Figura 5.25, se muestra los esfuerzos en servicio obtenidos para la cimentación de edificios de 10 pisos y 5 sótanos con el uso de viga de cimentación y sin esta. Se observa que al incrementar el ancho de la cimentación los esfuerzos se reducen. La reducción del esfuerzo máximo, σ_1 , es mayor cuando se coloca una viga de cimentación. Además, la diferencia de esfuerzos, σ_1 y σ_2 , es mayor al no usar una viga.

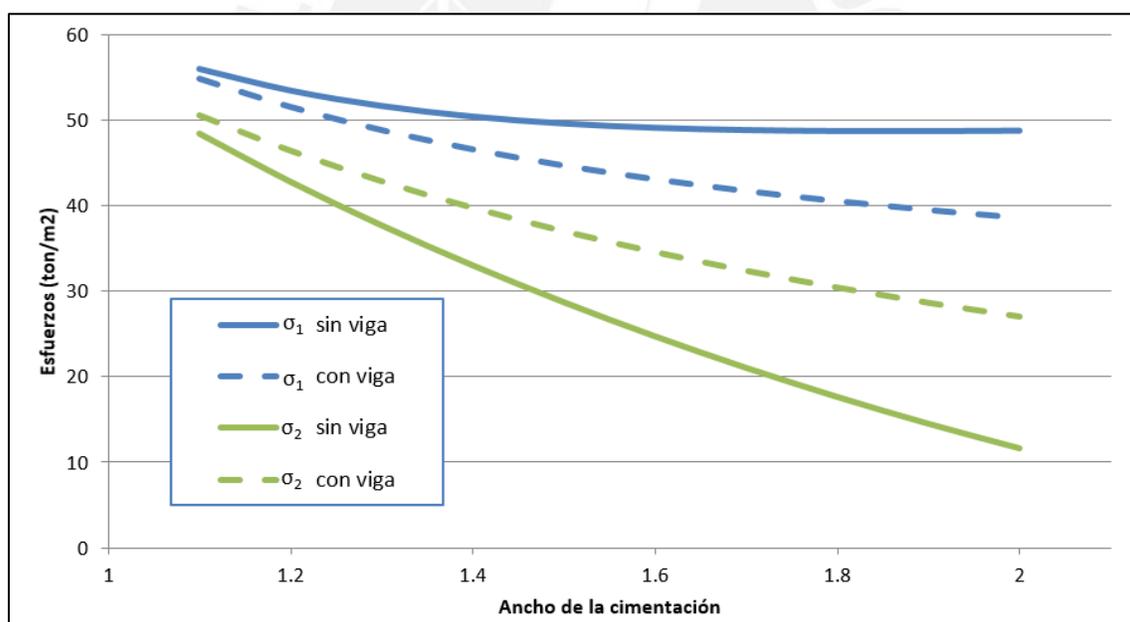


Figura 5.25 Esfuerzos en la cimentación para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el ancho de la cimentación

La desventaja de aumentar el ancho del cimientto es que los momentos últimos se incrementan como se ve en la Figura 5.26, lo cual se debe a que el volado de la cimentación se incrementa.

Sin embargo, cuando se usa viga de cimentación los momentos en el muro se incrementan

ligeramente, gracias a la rigidez de la viga que controla el giro en la cimentación. Por tanto, no se debe incrementar mucho el ancho de la cimentación, pues sería necesario incrementar el refuerzo en el muro.

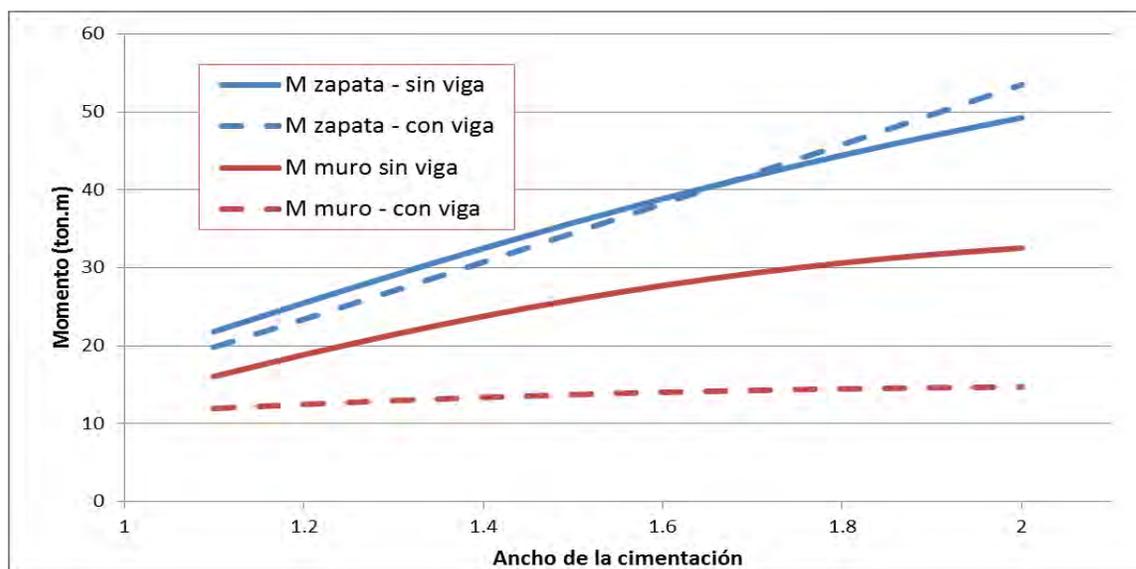


Figura 5.26 Momentos máximos en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el ancho de la cimentación

En el caso de la fuerza cortante última, el comportamiento es similar al de los momentos como se aprecia en la Figura 5.27, lo cual se debe al incremento del volado de la cimentación.

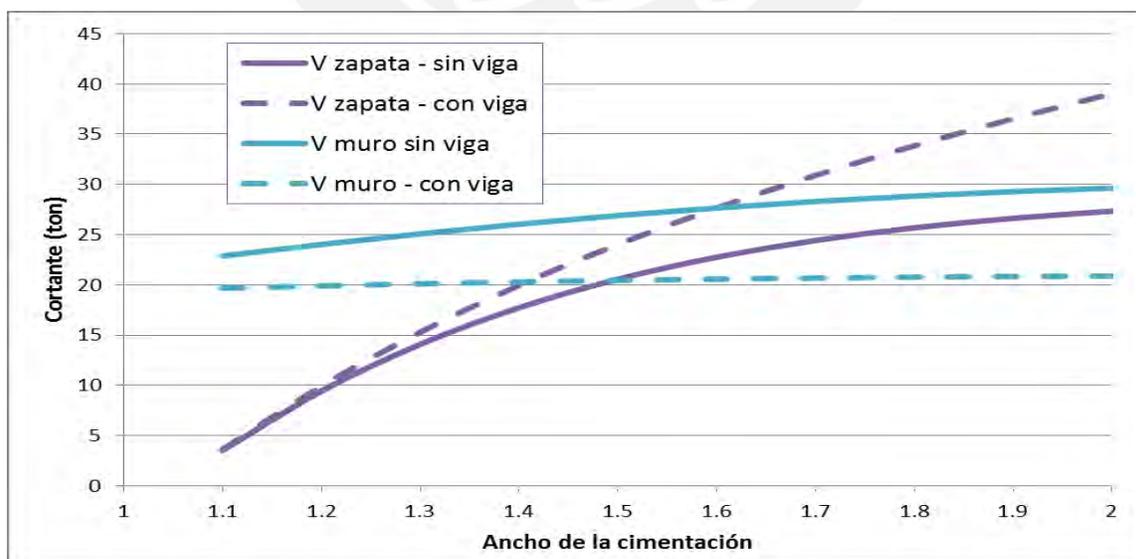


Figura 5.27 Fuerza cortante máxima en el muro y la zapata para edificios de 5 sótanos y 10 pisos variando el ancho de la cimentación

Finalmente, en la Figura 5.28, se muestra el máximo esfuerzo en servicio obtenido para edificios de 5 sótanos. Por un lado, se observa en todos los casos que cuando no se usa viga de cimentación los esfuerzos disminuyen conforme aumenta el ancho de la cimentación y tiende a un valor constante formando una plataforma en la curva. Por otro lado, cuando se usa viga de cimentación se observa que hay una mayor tasa de reducción de los esfuerzos y, a la vez, esta tasa es mayor si el número de pisos es mayor.

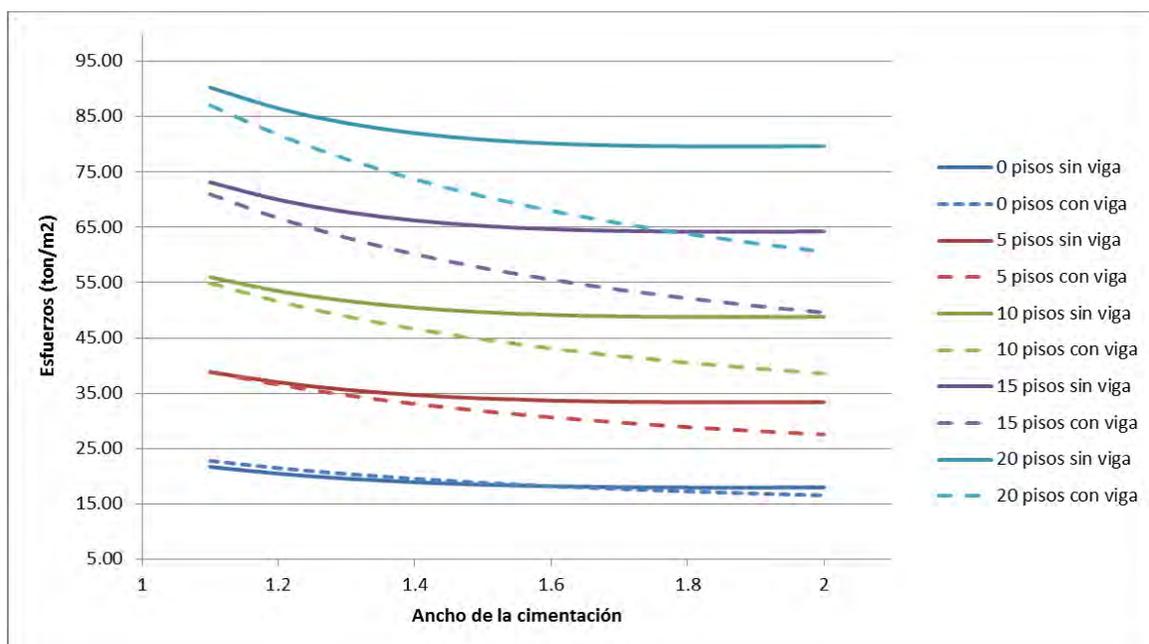


Figura 5.28 Esfuerzos en la cimentación para edificio de 5 sótanos variando el ancho de la cimentación

5.10. Dimensiones de las estructuras y refuerzo requerido

Finalmente, en la Tabla 5.6 se muestran las dimensiones, la cantidad de refuerzo y la resistencia del concreto necesarias para que los elementos resistan las sollicitaciones impuestas por el empuje lateral del suelo y las cargas de gravedad del edificio. Cabe resaltar que estos datos son solo una sugerencia para las condiciones dadas, ya que los resultados son influenciados por diversos parámetros como el tipo de suelo que no fueron considerados en el análisis. Sin

embargo, los valores de esta tabla se pueden usar como referencia, pues en el análisis se abarca una gran cantidad de edificios.

El ancho de 1.6 y 2.1 m de la cimentación es necesario para que los esfuerzos en su base no sean mayores a los admisibles por el suelo. Por otro lado, el ancho y el peralte de la viga necesitan esas dimensiones para que el refuerzo requerido por flexión no sea excesivo; en este caso, bastará con 8 o 7 fierro de 1 3/8". Asimismo, el peralte de la viga y el espesor del muro ayudan a controlar los esfuerzos en la cimentación.

Además, se puede notar que el espesor del muro, la cantidad de refuerzo en la cimentación y el muro, la altura de la cimentación y la resistencia del concreto ($f'c$) varían. En primer lugar, la resistencia de 350 kg/cm² es necesaria cuando hay diez sótanos para que el muro pueda resistir la fuerza cortante. Por otro lado, la altura de la cimentación es de un metro u ochenta centímetros para resistir la fuerza cortante en la cimentación. Asimismo, se ha considerado un espesor de muro de 45 cm con la finalidad de resistir la fuerza cortante en el muro y aportar con rigidez para reducir el giro en la zapata. Finalmente, también se puede apreciar que la cantidad de acero en el muro y en la zapata disminuye conforme disminuye la cantidad de sótanos, ya que la magnitud de la carga axial y del empuje lateral del suelo disminuye.

Cabe resaltar que los momentos fueron reducidos a la cara. Asimismo, las fuerzas cortantes fueron reducidas a una distancia de la cara igual al peralte efectivo. En el caso de la viga, se trabajó con los valores al borde de la cimentación.

Tabla 5.6 Dimensiones obtenidas para cimentaciones con viga.

Número de sótanos	Número de pisos	Cimentación			muro			viga		
		b (m)	h (m)	As (cm ² /m)	e (m)	f'c (kg/cm ²)	As (cm ² /m)	b (m)	h (m)	As (cm ² /m)
1	20	2.10	0.80	27.33	0.45	280	9.24	0.40	1.60	59.89
2	20	2.00	0.80	26.92	0.45	280	10.89	0.40	1.60	59.50
3	20	1.90	0.80	26.27	0.45	280	11.88	0.40	1.60	59.55
4	20	1.80	0.80	25.07	0.45	280	14.21	0.40	1.50	60.97
5	20	1.75	0.80	25.26	0.45	280	15.23	0.40	1.50	61.71
6	20	1.70	0.80	25.02	0.45	280	17.99	0.40	1.40	63.94
7	20	1.65	0.80	24.96	0.45	280	19.00	0.40	1.40	64.09
8	20	1.65	1.00	20.23	0.45	280	16.74	0.40	1.40	66.75
9	20	1.60	1.00	20.02	0.45	280	17.42	0.40	1.40	66.41
10	20	1.60	1.00	20.93	0.45	350	18.18	0.40	1.40	68.06

Los valores obtenidos en esta tabla son hallados para 20 pisos típicos y una determinada cantidad de sótanos. En otras palabras, si se tiene un edificio con menor cantidad de pisos, podría ser diseñado con dimensiones y cantidades de refuerzos menores a las presentadas en la Tabla 5.6; inclusive, sin el uso de viga de cimentación. Se puede obtener resultados diferentes dependiendo del criterio del diseñador.

En la siguiente tabla, se muestran las dimensiones y el refuerzo necesario en la cimentación y el muro para resistir las cargas y sobre todo no exceder el esfuerzo admisible del suelo. Cuando hay un gran número de sótanos, la fuerza cortante es alta, por lo que es necesario incrementar la resistencia del concreto, $f'c$, o el ancho del muro. Cabe aclarar que al incrementar el $f'c$ la rigidez del muro aumenta y por ende el giro en la cimentación y el máximo esfuerzo se reducen.

También, con la finalidad de no exceder el esfuerzo admisible se puede incrementar el ancho de la base de la cimentación; no obstante, al incrementar esta dimensión el momento en el muro se incrementa. Por tanto, se debe llegar a un equilibrio para no tener un momento excesivo en el muro y a la vez el suelo pueda resistir los esfuerzos que le transmite la estructura.

Conforme la cantidad de sótanos disminuye, para no superar el esfuerzo admisible en el suelo es necesario incrementar el ancho de la base e , incluso, incrementar el ancho del muro para darle más rigidez a este con el objetivo de controlar el giro producido por la carga excéntrica. El momento y la fuerza cortante en el muro ya no son una condición crítica cuando hay pocos sótanos.

Tabla 5.7 Dimensiones obtenidas para cimentaciones sin viga.

Número de sótanos	Número de pisos	Cimentación			Muro		
		b (m)	h (m)	As (cm ² /m)	e (m)	f'c (kg/cm ²)	As (cm ² /m)
1	20	2.20	1.00	17.32	0.65	280	26.65
2	20	2.10	1.00	18.23	0.60	280	28.69
3	20	2.00	1.00	18.67	0.55	280	31.51
4	20	1.90	1.00	18.37	0.55	280	31.01
5	20	1.80	1.00	17.83	0.55	280	30.05
6	20	1.75	1.00	18.04	0.55	350	29.90
7	20	1.70	1.00	18.07	0.55	350	29.59
8	20	1.70	1.00	19.02	0.55	350	30.65
9	20	1.70	1.00	19.98	0.55	350	31.71
10	20	1.70	1.00	20.98	0.55	420	32.69

Nuevamente, es importante resaltar que, si no se quiere colocar una viga de cimentación, se debe colocar el refuerzo necesario en el muro para resistir el momento que generan los esfuerzos en la base de la cimentación.

Capítulo 6 Conclusiones y recomendaciones

1. Para considerar el aporte del empuje lateral del suelo en la reducción de los esfuerzos en la cimentación, se debe analizar el estado de las edificaciones contiguas. Si no hay un edificio construido, si la edificación es antigua, o si existe la posibilidad de que el edificio del costado se modifique, no se recomienda considerar el aporte del empuje lateral del suelo. Sin embargo, si se puede considerar el aporte de la rigidez del muro.
2. Se puede prescindir de viga de cimentación si se coloca el refuerzo necesario para resistir el momento en el muro y las dimensiones de la cimentación del muro son las necesarias para que los esfuerzos que transmite la estructura al suelo no superen los esfuerzos admisibles del suelo.
3. La rigidez del muro y el empuje lateral del suelo contribuyen en la reducción de los esfuerzos en la cimentación. Para considerar este aporte, como ya se mencionó, se debe asegurar la transmisión de momentos entre el muro y la cimentación y, además, la compatibilidad del giro del muro y la cimentación.
4. Los esfuerzos, momentos y fuerzas cortantes son proporcionales al número de pisos o sótanos, lo cual sugiere que se puede establecer ecuaciones lineales que permitan obtener fácilmente los esfuerzos en la cimentación. Del análisis que se hizo con los datos de la Tabla 5.1, se puede concluir que los esfuerzos aumentan a razón de 3.3 ton/m² por cada piso que se aumente y a razón de 3.35 ton/m² por cada sótano aproximadamente. Cabe resaltar que esos ratios corresponden a cimentaciones sin viga de conexión. En el caso de tener viga, los ratios son 3 ton/m² y 3.65 ton/m² aproximadamente por piso o por sótano respectivamente.

5. Cuando se utiliza una viga de cimentación, se puede observar que los esfuerzos en los extremos de la cimentación (σ_1 y σ_2) no varían mucho (ver Figura 5.9). Por tanto, hacer la suposición de que la distribución de esfuerzos es constante cuando se usa una viga de conexión es factible.
6. Los momentos y las fuerzas cortantes en el muro se reducen significativamente al usar viga de cimentación. De manera similar, los momentos y la fuerza cortante en la cimentación se reducen, pero se reducen ligeramente.
7. De acuerdo con las Figura 5.16 y Figura 5.20, cuando se coloca una viga de cimentación los esfuerzos se reducen en apenas un 10% e, inclusive, hay casos en los que los esfuerzos en la cimentación son menores sin el uso de la viga. Cabe resaltar que esta comparación se hizo considerando el aporte de la rigidez del muro y del empuje lateral del suelo.
8. En algunos casos el giro de la cimentación se puede producir hacia adentro. Esto se debe principalmente al aporte del empuje lateral. Es decir, el giro que produce el empuje lateral es mayor que el producido por la carga excéntrica. Esto suele ocurrir cuando la cantidad de sótanos es mayor a la cantidad de pisos del edificio y se usa una viga de cimentación. También, este caso suele presentarse cuando el edificio contiguo tiene una gran cantidad de pisos. Esta última condición favorece al incremento del empuje lateral.
9. El factor que controla principalmente el giro en la cimentación y la reducción de los esfuerzos en la base de esta es la rigidez del muro. El empuje lateral del suelo también reduce los esfuerzos, pero en apenas un 7 % en promedio, mientras que el resto es controlado por la rigidez del muro.

10. La rigidez del muro y el empuje lateral del suelo reducen en aproximadamente un 60% los esfuerzos en una cimentación sin viga. Si se añade una viga, la reducción de los esfuerzos en la cimentación también están alrededor del 60% (ver Figura 5.17). En otras palabras, como ya se mencionó, se puede prescindir de una viga de cimentación si se coloca el refuerzo necesario en el muro y las dimensiones adecuadas en la cimentación y el muro.
11. Al considerar en el cálculo las condiciones del edificio contiguo, se puede concluir que los esfuerzos se reducen conforme aumente la cantidad de pisos y la cantidad de sótanos del edificio contiguo. La reducción es baja alrededor de 0.2 ton/m² y 0.1 ton/m² por piso cuando no se usa viga y cuando se usa respectivamente (ver Figura 5.13).
12. De los resultados de las Tabla 5.6 y Tabla 5.7, se deduce que cuando hay un gran número de sótanos, la fuerza cortante es una condición crítica, la cual se puede superar incrementando el espesor del muro o la resistencia del concreto. Además, el espesor del muro también ayuda a controlar la cantidad de refuerzo en el muro
13. El espesor del muro también ayuda a controlar el giro en la cimentación ya que se aumenta la rigidez del muro. Por tanto, si se quiere reducir el máximo esfuerzo en la cimentación, se puede aumentar el espesor del muro. Cabe resaltar que los esfuerzos en la cimentación tienden a un valor equivalente a la carga axial sobre el área de la zapata. La viga de cimentación es otro elemento estructural que, gracias a su rigidez, controla el giro en la cimentación. En este caso, el peralte de la viga incrementa la rigidez de esta.
14. Al aumentar el espesor del muro, también se reducen los momentos en la zapata y en el muro. De la misma manera, la fuerza cortante también se reduce en ambos casos.

15. Al incrementar la dimensión de la base de la cimentación, se reducen significativamente los esfuerzos en el suelo. Sin embargo, el momento y la fuerza cortante en el muro y la zapata se incrementan.
16. El estudio queda abierto para realizar una comparación del costo y el proceso constructivo al colocar o no una viga de cimentación. También se puede analizar el efecto de cargas excéntricas en edificaciones con sótanos con otros métodos, como el método general de interacción suelo – estructura desarrollado en el acápite 2.2.3.



Referencias

- Braja M. Das
2010 *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. Traducción de José de la Cera. 2da edición. México: Thomson Editores.
- Braja M. Das
2001 *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Traducción de José de la Cera. 4ta edición. México: Thomson Editores.
- Karl Terzaghi, Ralph B. Peck, Gholamreza Mesri
1996 *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3ra edición. Canadá: Jhon Wiley and Sons.
- Carlos Crespo Taibo
2002 *Confiabilidad del Diseño en Geotecnia*. 1ra edición. Venezuela: Sartenejas.
- Joseph E. Bowles
1997 *Foundation Analysis and Design*. 1ra edición. Illinois: The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Luis Garza Vásquez
-- *Diseño de Estructuras de Cimentación*. 1ra edición. Medellín: Editorial de la Universidad Nacional de Colombia.

- José Calavera Ruiz
1982 *Cálculo de Estructuras de Cimentación*. 4ta edición. Madrid:
Intemac.
- José Calavera Ruiz
1987 *Muros de Contención y Muros de Sótano*. 2ta edición. Madrid:
Intemac.
- Jesus A. Lopez, Luis Lopez, Amparo Moreno
1999 *Muros de contención y de sótano*. 4ta edición. Albacete:
Universidad de Castilla – La Mancha.
- Zienkiewics y Taylor
1993 *El Método de los Elementos Finitos*. 4ta edición. Barcelona: The
McGraw-Hill Companies, Inc.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
2006 *Norma Técnica de Edificaciones E050 Suelos y Cimentaciones*.
Lima, Perú.