

**UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID**

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS.**



**PROYECTO DE MUROS DE SÓTANO, SOMETIDOS A CARGAS  
VERTICALES ORIGINADAS POR PILARES DE FACHADA.**

**TESIS DOCTORAL LIBRO EXCLUIDO  
DE PRESTAMO**

UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID
ESC. TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
BIBLIOTECA
INTR. D. C. A. / R. 59.527
N.º DE LIBRO
N.º DE VOLUMEN
SIGNATURA 113 C 547

**ALVARO RODRIGO PEÑA FRITZ**

Ingeniero en Construcción, PUCV - Chile

*MADRID, 2004*

**UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID**

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS,  
CANALES Y PUERTOS.**

**DEPARTAMENTO: INGENIERIA CIVIL - CONSTRUCCION**

**PROYECTO DE MUROS DE SÓTANO, SOMETIDOS A CARGAS  
VERTICALES ORIGINADAS POR PILARES DE FACHADA.**

**TESIS DOCTORAL**

Por

**ALVARO RODRIGO PEÑA FRITZ**

Ingeniero en Construcción, PUCV - Chile

**Director: Prof. José Calavera Ruiz**

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

*MADRID, 2004*

TESIS DOCTORAL

PROYECTO DE MUROS DE SÓTANO, SOMETIDOS A CARGAS  
VERTICALES ORIGINADAS POR PILARES DE FACHADA.

AUTOR: Alvaro Rodrigo Peña Fritz

DIRECTOR DE TESIS: Prof. José Calavera Ruiz

Tribunal nombrado por el Mgtco. y Exmo. Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día 13 de Septiembre de 2004 .

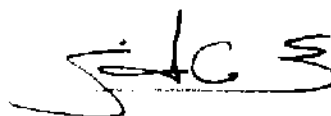
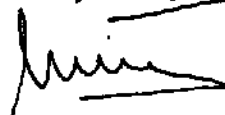
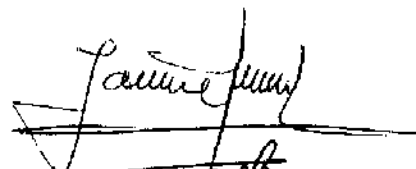
PRESIDENTE: JAIME FERNÁNDEZ GÓMEZ  
DNI 9724262

VOCAL: WIS FORT LOPEZ TELLO  
DNI 103324

VOCAL: LUIS VILLEGAS CARRERO  
DNI 13686084

VOCAL: JORGE CAFFARENA STAMBUK  
5.886.162-6

VOCAL SECRETARIO: ENRIQUE GONZÁLEZ VÁZQUEZ  
3.777.052E



Acuerda otorgarle la calificación de: SOBRESALIENTE CON LAUDE

Madrid, 30 de SEPTIEMBRE de 2004.

*Los edificios espléndidos y los  
costosos laboratorios nunca podrán  
hacer una gran universidad;  
los grandes profesores sí.*

*H. Cross*



## AGRADECIMIENTOS

En esta que será una de mis mejores etapas de mi vida, debo agradecer a un sin número de instituciones y personas de las que estaré eternamente agradecido.

En primer lugar debo agradecer el gran apoyo brindado por parte de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, en especial a la Escuela de Ingeniería en Construcción que me han dado todo el apoyo tanto económico como personal para poder seguir mis estudios de perfeccionamiento y Postgrado, en especial a mi gran profesor y amigo Raúl Espinace que creyó siempre en mis aptitudes y compromiso con la Escuela y Universidad. También agradecer a aquellos profesores y amigos que desde la distancia siempre me han brindado su apoyo y confianza.

Agradecer en forma particular a José Calavera Ruiz, director de esta tesis, que gracias a su gran apoyo humano y técnico he logrado formarme como un profesional de bien y para mí lo más importante crecer como persona. Gracias por su paciencia y ayuda.

Agradecer a los profesores de la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, formados por José Calavera Ruiz, Jaime Fernández, Enrique González Valle y Federico Valenciano la formación y amistad brindada, y a mis grandes compañeros y amigos Benjamín Navarrete, Claudia Garavito y Alexandre da Silva. Agradecer en forma especial a Manuel Fernández Cánovas su gran apoyo, amistad.

A la Empresa Necso Entrecanales Cubiertas, que me brindó la oportunidad de complementar mis estudios teóricos con la práctica, en forma muy especial a mis dos grandes amigos y mentores como lo son Manuel Llorens y Juan Carlos Llorens, les estaré eternamente agradecido a los dos y no los olvidaré nunca.

Quiero agradecer a mi familia, por apoyarme siempre en los momentos difíciles que es cuando uno más lo necesita, a mis padres Ramón y Mónica y a mis hermanos Jaime y Claudia. A mi novia Marga de manera especial, que gracias a España he conocido. Gracias por tu paciencia y comprensión.

Finalmente quiero agradecer a todas aquellas personas que de una u otra forma han colaborado en el desarrollo de esta tesis y gracias a toda la gente maravillosa que he conocido en España, que seguramente sin su ayuda y amistad todo hubiese resultado mucho más difícil.

# RESUMEN

---

En el proyecto de los muros de sótano de los edificios, suele ser usual justificar tan solo las armaduras verticales del trasdós y del intradós, mediante el cálculo elástico de los esfuerzos generados por la acción de los empujes de tierras, sobrecargas externas y empujes de agua exteriores al edificio.

El análisis de los muros en su plano longitudinal recogiendo las cargas en su coronación y transmitiéndolas al terreno a través de la cimentación del muro, en el que la separación de juntas de dilatación supere los 20 m, no suele ser apenas tratado en la literatura técnica y consecuentemente tampoco justificado en los anejos de cálculo de los proyectos.

Otro tanto puede decirse del efecto local del apoyo de los pilares en los muros y de la interacción en función de sus rigideces respectivas de los distintos elementos que intervienen en el problema, como lo son la superestructura, el muro de sótano, el cimiento y el terreno, efectos que tampoco suelen ser considerados específicamente en los cálculos.

Todos estos tipos de análisis pueden dar lugar a armaduras suplementarias no contempladas en los proyectos, siendo las armaduras de retracción y temperatura, dispuestas por razones constructivas, las encargadas en la gran mayoría de los casos de absorber estos esfuerzos no analizados convencionalmente en los proyectos.

Con objeto de llenar este vacío existente para el diseño de muros de sótano, se ha planteado esta investigación, observando la sensibilidad de dichos muros de sótano frente a la variación de rigidez de la superestructura, muro de sótano y terreno, obteniendo con ellos tablas y recomendaciones prácticas para el armado.

# SUMMARY

---

When designing building basement walls, the usual practice is to justify only the vertical reinforcement of the intrados and extrados, through the elastic calculation of the strains generated by the thrust of the ground, external overloads and water thrusts from outside the building.

The analysis of the walls along their longitudinal plane, grouping the loads at the top and transmitting them to the ground through the wall foundations, where the distance between expansion joints exceed 20 m, is hardly touched upon in technical papers and, consequently, not justified in the calculation reports attached to the projects.

The same holds true for the local effects of column supports on walls and for the interaction, as a function of their respective rigidities, of the different factors that go into the problem, such as the superstructure, the basement wall, the foundations and the ground, which are not specifically taken into account in the calculations either.

All these types of analyses may result in supplementary reinforcement, not contemplated in the design, where the shrinkage and temperature reinforcement, installed for construction reasons, have to withstand, in most cases, these strains which are not taken into account in the conventional design either.

In order to fill this vacuum in the design of basement walls, we have conducted this research with a view to assessing the sensitivity of said basement walls, with relation to the rigidity variations of the superstructure, basement wall and soil and we have arrived, in this way, to tables and practical recommendations for reinforcement purposes.

# Introducción.

---

En cualquier tipo de obra civil intervienen tres elementos que resultan fundamentales para el buen comportamiento de la obra, como son la superestructura, la cimentación y el terreno, siendo este último el que suele ser el más deformable de los tres. Como consecuencia de la acción ejercida por el cimiento, se generan en el terreno tensiones y deformaciones que inducen a su vez otras en la superestructura, las cuales deben quedar dentro de los límites tolerables para garantizar un buen funcionamiento de la misma.

En el caso de los muros de los sótanos, la superestructura está constituida por el propio muro y por el entramado de vigas y pilares que se apoyan sobre él. A su vez el muro de sótano y su cimiento son los encargados de transferir al terreno las cargas del edificio y actúan por tanto de elementos de transmisión de acciones y reacciones entre estructura y terreno. De esta forma, los muros de sótano son una parte de la estructura de los edificios que, por quedar enterrada y en contacto con el terreno, se encuentra solicitada a muy distintos tipos de acciones.

## **1. PLANTEAMIENTO Y OBJETIVOS GENERALES DE LA TESIS.**

Según las consideraciones planteadas en el apartado anterior, se han propuesto los siguientes objetivos.

- Analizar los distintos procedimientos y métodos de cálculo existentes para el caso de un muro de sótano que recibe en su coronación las cargas verticales de los pilares de fachada.
- Analizar la sensibilidad de estos métodos de cálculo en función de las rigideces de la superestructura y cimentación y de la propia rigidez del terreno, estudiando las combinaciones más desfavorables a efectos de los esfuerzos generados en los muros.

- Analizar la influencia de las longitudes de los muros en la generación de los esfuerzos, estudiándose para ellos tres casos con separaciones entre juntas de dilatación de 20, 40 y 100 metros.
- Cuantificar el efecto de la variación de las rigideces de estos tres elementos principales que componen una estructura en el diseño de un muro de sótano.
- Analizar localmente la influencia de la acción vertical de los pilares de fachada, en un muro de sótano, estudiando especialmente distintos procedimientos para determinar las armaduras suplementarias a disponer en su coronación.
- Deducir expresiones y recomendaciones prácticas que permitan determinar de una manera simplificada el análisis estructural para distintos casos de muros de sótano, dependiendo de la rigidez de la superestructura, cimiento y terreno.

## **2. CONTENIDO DE LA TESIS.**

La presente tesis se ha estructurado en 7 capítulos y un apéndice.

En el capítulo 1, se presentan los planteamientos generales de la interacción de las cimentaciones con la superestructura y el terreno. Se describe el terreno y el estudio geotécnico necesario para desarrollar un proyecto de cimentación. También se estudian los factores determinantes para la elección de una cimentación comentando básicamente su tipología.

En el capítulo 2, se describen las características constructivas de los muros de sótano. Así mismo se presenta un estudio sobre la problemática de la ejecución bajo el nivel freático.

En el capítulo 3, se realiza el análisis de los muros de sótano como viga de cimentación, pasando revista al estado del arte en esta materia, añadiendo nuevos factores que no habían sido considerados en anteriores líneas de investigación.

En el capítulo 4, se analiza la aplicación del método de elementos finitos al diseño de estructuras de cimentación. Se estudian además los distintos modelos de comportamiento, realizando un ajuste de parámetros entre los modelos de Mohr-Coulomb y Drucker-Prager.

En el capítulo 5, se realiza un análisis de la sensibilidad de los muros de sótano, en función de los métodos de cálculo y de las rigideces del conjunto superestructura-muro de sótano-terreno, resumiéndose el estudio en unas tablas que tratan de ser lo más prácticas posible de cara a la determinación de los esfuerzos de flexión longitudinal generados por las cargas verticales de los pilares, así como un método aproximado para el cálculo de las armaduras correspondientes.

En el capítulo 6, se estudia el efecto local de las acciones verticales sobre un muro de sótano, analizando en un ejemplo, los distintos métodos existentes de estudio, aportando unas recomendaciones prácticas a tener en cuenta en el armado.

Finalmente en el capítulo 7, se exponen las conclusiones alcanzadas a lo largo del trabajo desarrollado en los capítulos precedentes, indicándose además, las posibles futuras líneas de investigación relacionadas con el diseño de muros de sótano.



# Índice

---

<b>Introducción.....</b>	<b>i</b>
<b>Planteamientos y objetivos generales de la tesis.....</b>	<b>I</b>
<b>Contenido de la tesis.....</b>	<b>II</b>
<b>Capítulo 1. Planteamientos generales de las cimentaciones y la interacción con la superestructura y el terreno.....</b>	<b>1-1</b>
1.1. El terreno de cimentación.....	1-3
1.2. El estudio geotécnico para un proyecto de cimentación.....	1-5
1.3. Ensayos de laboratorio – determinación de propiedades geotécnicas en el estudio de las cimentaciones.....	1-11
1.3.1. Bases del diseño de una cimentación y procedimientos habituales.....	1-11
1.3.2. La obtención de los parámetros de cálculo.....	1-13
1.3.3. Ensayos de laboratorio v/s ensayos “in situ”.....	1-14
1.3.3.1. Ensayos de laboratorio.....	1-14
1.3.3.2. Ensayos “in situ”.....	1-15
1.3.4. Recomendación para la elección de los ensayos.....	1-17
1.4. Factores determinantes de los tipos de cimentación.....	1-18
1.4.1. Influencia del tipo de estructura.....	1-18
1.4.2. Influencia del tipo de terreno.....	1-19
1.4.3. Influencia de las condiciones del entorno.....	1-21
1.4.4. Influencia de las posibilidades de riesgo durante la construcción.....	1-22
1.4.5. Influencia de los medios, plazo y recursos económicos disponibles.....	1-23
1.4.6. Influencia de la experiencia de la zona.....	1-24
1.4.7. Influencia de las Normativas.....	1-24
1.5. Tipología básica de cimentaciones.....	1-25
1.6. Diseño de estructuras de cimentación.....	1-31
1.6.1. Métodos de cálculo.....	1-32
1.6.1.1. Métodos empíricos.....	1-32
1.6.1.2. Métodos analíticos.....	1-32
1.6.1.3. Métodos numéricos.....	1-32



<b>Capítulo 2. Estado del arte en el análisis de los muros de sótano como viga de cimentación.....</b>	<b>2-1</b>
2.1. Métodos de cálculo.....	2-3
2.1.1. Método de la estructura empotrada o articulada.....	2-3
2.1.2. Método considerando la estructura como un sólido rígido....	2-4
2.1.3. Método del trapecio de presiones.....	2-5
2.1.4. Cimentaciones flotantes.....	2-6
2.1.5. Método del coeficiente de balasto.....	2-8
2.1.5.1. Coeficiente de balasto para placas de 0,30 * 0,30 m ( $K_{30}$ ).....	2-11
2.1.6. Método del módulo de rigidez.....	2-13
2.2. Factores que hasta la actualidad no han sido considerados.....	2-15
2.2.1. Asientos Plásticos.....	2-15
2.2.2. Tensiones de Rozamiento.....	2-17
2.2.3. Variación local de la Compresibilidad.....	2-17
2.2.4. Rigidez del sistema.....	2-19
2.2.5. Sistemas de construcción.....	2-22
2.2.6. Distribución y distancia entre las cargas.....	2-22
2.2.7. Capa Compresible.....	2-23
2.2.8. El Tiempo.....	2-23
2.2.9. Asientos del terreno.....	2-25
2.3. Interacción del conjunto superestructura – cimentación -terreno.....	2-26
 <b>Capítulo 3. Características constructivas de los muros de sótano.....</b>	 <b>3-1</b>
3.1. Construcción de muros de sótano con relleno en el trasdós.....	3-3
3.2. Construcción de muros de sótano con relleno en el trasdós.....	3-4
3.3. Construcción de muros de sótano bajo el nivel freático.....	3-5
3.3.1. Disposición del agua en el terreno.....	3-5
3.3.2. Movimiento del agua en el terreno.....	3-8
3.3.3. Evaluación de caudales y disposición de drenes.....	3-11
3.3.4. Excavaciones bajo el nivel freático.....	3-16
3.3.5. Sistemas constructivos de sótanos bajo el nivel freático.....	3-21
3.3.5.1. Sistema estanco con losa de subpresión.....	3-22
3.3.5.2. Sistema con losa o solera drenada.....	3-24

<b>Capítulo 4. Aplicación del método de elementos finitos (mef) al diseño de estructuras de cimentación.....</b>	<b>4-1</b>
4.1. Análisis tridimensional.....	4-4
4.1.1. Teoría básica.....	4-5
4.1.1.1. Campo de desplazamientos.....	4-5
4.1.1.2. Campo de deformaciones.....	4-5
4.1.1.3. Campo de tensiones.....	4-6
4.1.1.4. Relación tensión-deformación.....	4-7
4.1.2. Comportamiento general de los elementos de sólido tridimensional.....	4-8
4.2. Análisis no lineal.....	4-9
4.3. Modelos de comportamiento (no linealidad del material).....	4-11
4.3.1. Criterio de plastificación Mohr-Coulomb.....	4-19
4.3.2. Criterio de plastificación Drucker-Prager.....	4-22
4.3.3. Ajuste de parámetros Mohr-Coulomb a modelo Drucker-Prager.	4-23
4.4. Rozamiento entre la cimentación y el terreno (no linealidad de contacto).	4-29
 <b>Capítulo 5. Estudio de la sensibilidad de los muros de sótano, en función de los métodos de cálculo y las rigideces del conjunto superestructura-muro de sótano-terreno.....</b>	 <b>5-1</b>
5.1. Análisis de los muros de sótano como cuerpo rígido y respuesta uniforme del terreno.....	5-5
5.2. Análisis bidimensional de los muros de sótano por elementos finitos y respuesta del terreno según el método de Winkler.....	5-6
5.3. Análisis tridimensional de los muros de sótano, mediante el método de los elementos finitos.....	5-8
5.4. Estudio de la influencia de la interacción superestructura-muro de sótano-terreno, en función de los métodos de cálculo y las rigideces del conjunto superestructura-muro de sótano-terreno.....	5-11
5.4.1. Comparación de los momentos flectores resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.....	5-12

5.4.2. Comparación de los esfuerzos cortantes resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m, en función de los métodos De cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.....	5-15
5.4.3. Comparación de la distribución de presiones del terreno resultante en un Muro de Sótano de longitud 20 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.....	5-18
5.4.4. Comparación de los momentos flectores resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.....	5-21
5.4.5. Comparación de los esfuerzos cortantes resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m, en función de los métodos De cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.....	5-24
5.4.6. Comparación de la distribución de presiones del terreno resultante en un Muro de Sótano de longitud 40 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.....	5-27
5.4.7. Comparación de los momentos flectores resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.....	5-30
5.4.8. Comparación de los esfuerzos cortantes resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m, en función de los métodos De cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.....	5-33
5.4.9. Comparación de la distribución de presiones del terreno resultante en un Muro de Sótano de longitud 100 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.....	5-36

5.5. Estudio de la influencia en la interacción superestructura-muro de sótano-terreno para el método basado en la teoría de los elementos finitos, en función de las rigideces del conjunto superestructura-muro de sótano-terreno.....	5-41
5.5.1. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y terreno blando, en función de la variación de rigideces en la superestructura.....	5-42
5.5.2. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y terreno medio, en función de la variación de rigideces en la superestructura.....	5-43
5.5.3. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y terreno duro, en función de la variación de rigideces en la superestructura.....	5-44
5.5.4. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y terreno blando, en función de la variación de rigideces en la superestructura.....	5-45
5.5.5. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y terreno medio, en función de la variación de rigideces en la superestructura.....	5-46
5.5.6. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y terreno duro, en función de la variación de rigideces en la superestructura.....	5-47
5.5.7. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y terreno blando, en función de la variación de rigideces en la superestructura.....	5-48
5.5.8. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y terreno medio, en función de la variación de rigideces en la superestructura.....	5-49
5.5.9. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y terreno duro, en función de la variación de rigideces en la superestructura.....	5-50
5.5.10. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 1 y terreno blando, en función de la variación de la longitud.....	5-51
5.5.11. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 2 y terreno blando, en función de la variación de la longitud.....	5-52

5.5.12. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 3 y terreno blando, en función de la variación de la longitud.....	5-53
5.5.13. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 4 y terreno blando, en función de la variación de la longitud.....	5-54
5.5.14. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 1 y terreno medio, en función de la variación de la longitud.....	5-55
5.5.15. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 2 y terreno medio, en función de la variación de la longitud.....	5-56
5.5.16. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 3 y terreno medio, en función de la variación de la longitud.....	5-57
5.5.17. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 4 y terreno medio, en función de la variación de la longitud.....	5-58
5.5.18. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 1 y terreno duro, en función de la variación de la longitud.....	5-59
5.5.19. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 2 y terreno duro, en función de la variación de la longitud.....	5-60
5.5.20. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 3 y terreno duro, en función de la variación de la longitud.....	5-61
5.5.21. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 4 y terreno duro, en función de la variación de la longitud.....	5-62
5.5.22. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y rigidez en la superestructura caso 1, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-63
5.5.23. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y rigidez en la superestructura caso 2, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-64

5.5.24. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y rigidez en la superestructura caso 3, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-65
5.5.25. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y rigidez en la superestructura caso 4, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-66
5.5.26. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y rigidez en la superestructura caso 1, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-67
5.5.27. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y rigidez en la superestructura caso 2, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-68
5.5.28. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y rigidez en la superestructura caso 3, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-69
5.5.29. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y rigidez en la superestructura caso 4, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-70
5.5.30. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y rigidez en la superestructura caso 1, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-71
5.5.31. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y rigidez en la superestructura caso 2, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-72
5.5.32. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y rigidez en la superestructura caso 3, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-73
5.5.33. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y rigidez en la superestructura caso 4, en función de la variación de rigidez del terreno.....	5-74
5.6. Tablas para la determinación de los esfuerzos de flexión longitudinal de los muros de sótano en función de las rigideces del conjunto superestructura-muro de sótano-terreno.....	5-76
5.7. Método aproximado recomendado para la determinación de las armaduras complementarias a disponer en los muros de sótano para absorber los momentos longitudinales generados.....	5-78

<b>Capítulo 6. Acciones verticales sobre un muro de sótano.....</b>	<b>6-1</b>
6.1. Descripción de la trayectoria de tensiones.....	6-1
6.2. Procedimientos para determinar las tensiones producidas por las cargas localizadas.....	6-5
6.2.1. Métodos basados en soluciones teóricas.....	6-5
6.2.2. Método basado en la teoría de los elementos finitos.....	6-6
6.2.3. Método basado en la fotoelasticidad.....	6-6
6.2.4. Método basado en experimentación en elementos de hormigón armado.....	6-6
6.2.5. Método basado en soluciones aproximadas.....	6-7
6.3. Recomendaciones de armado para la acción de cargas verticales sobre un muro de sótano.....	6-7
6.4. Método de bielas y tirantes aplicado a la acción de cargas verticales sobre un muro de sótano.....	6-12
6.4.1. Fundamentación teórica.....	6-12
6.4.2. Descripción del método.....	6-13
6.4.3. Modelo adoptado.....	6-14
6.5. Estudio basado en la teoría de los elementos finitos.....	6-16
6.6. Ejemplo propuesto.....	6-20
6.6.1. Método 1. Según Fiol Femenia, Francisco.....	6-21
6.6.2. Método 2. Según Calavera Ruiz, José.....	6-22
6.6.3. Método 3. Bielas y Tirantes.....	6-22
6.6.4. Método 4. Modelo de elementos finitos.....	6-24
6.7. Consideraciones y recomendaciones finales.....	6-25
 <b>Capítulo 7. Conclusiones finales y futuras líneas de investigación....</b>	 <b>7-1</b>
 <b>Apéndice 1. Estudio teórico y experimental de contraste en la determinación de asientos para los métodos basados en la teoría de los elementos finitos y del coeficiente de balasto.....</b>	 <b>A-1</b>
1. Descripción del estudio.....	A-1
2. Parámetros geotécnicos considerados.....	A-4
3. Determinación de asientos.....	A-15
3.1. Método de los elementos finitos.....	A-15
3.2. Deformaciones reales con placas de medida de asientos.....	A-19

3.3. Método del coeficiente de balasto.....	A-22
4. Conclusiones y recomendaciones.....	A-25

## **Bibliografía**





# Capítulo 1

---

## **PLANTEAMIENTOS GENERALES DE LAS CIMENTACIONES Y LA INTERACCION CON LA SUPERESTRUCTURA Y EL TERRENO.**

Convencionalmente se designa como cimentación a la parte de la estructura que se apoya en el terreno, si bien otras veces se refiere este término al propio terreno, utilizándose también las palabras “fundación” y “fundamento”.

Habitualmente suele designarse como terreno de cimentación, el que recibe directamente la acción de la parte de la estructura que se llama cimientto, pero debe entenderse que este terreno de cimentación no se limita solamente al terreno que se sitúa en el contacto con el mismo, sino que deben considerarse también zonas más profundas si se considera un análisis bidimensional, y estratos laterales, si se considera un análisis tridimensional.

De igual manera, entenderemos por cimentaciones los elementos estructurales que transmiten las cargas de las estructuras al terreno.

Como consecuencia de la acción ejercida por el cimientto en el terreno, se generan en el mismo, tensiones y deformaciones que inducen a su vez otras en la estructura, que suelen ser determinantes para un correcto comportamiento de la misma.

Dado que en general las estructuras resisten las cargas que les son asignadas con pequeñas deformaciones (milímetros ó centímetros), es lógico exigir a las cimentaciones que a su vez las refieran al terreno sin producir deformaciones discordantes con las generadas en la propia estructura. Es decir, sería absurdo cumplir las limitaciones de flechas de las distintas instrucciones de hormigón estructural como EHE, ACI-318, Model Code, Eurocódigo, etc., como por ejemplo para las vigas ( $1/1000$  a  $1/500$  de la luz para la flecha activa, lo que supone movimientos del orden de 5 a 10 mm para luces de 5 metros), si luego en la

cimentación se produjesen movimientos suplementarios de “muchos centímetros” que podrían afectar a los cerramientos de los edificios, o incluso a la propia estructura.

Las deformaciones en el cimiento se pueden considerar como la suma de las producidas en el terreno más las inducidas en los propios elementos estructurales (muros de sótano, zapatas, losas, etc.), pero dado que las que se producen en los elementos de cimentación son en general despreciables frente a las debidas al terreno (que se debe “acomodar” al nuevo estado de tensiones a base de deformarse), puede suponerse que son estas últimas las que, por parte del cimiento, pueden afectar a la estructura, a los cerramientos y acabados de las obras.

El estudio de las cimentaciones ha de contemplar pues el comportamiento del conjunto terreno-cimiento, y asegurar que en la situación de cargas de servicio estaremos suficientemente alejados del estado de agotamiento de los elementos estructurales y del terreno, y que además, que las deformaciones del conjunto se mantengan dentro de los márgenes permitidos por las distintas normativas.

Comentamos un primer aspecto que diferencia el diseño de las cimentaciones del de otros tipos de estructuras y es el de la disociación que suele existir entre el técnico que proyecta los elementos estructurales del cimiento y el responsable de los estudios geotécnicos. Ni el primero suele ser especialista en suelos y se limita por tanto a cumplir las recomendaciones del citado informe, ni el especialista geotécnico suele conocer en la mayoría de los casos, las características de la estructura que se va a construir y muchas veces ni siquiera es experto en proyectar estructuralmente sus cimientos. Sin embargo resultaría muy conveniente que el mismo técnico realizase ambos trabajos ya que ello le permitiría tomar las decisiones más adecuadas desde todos los puntos de vista.

Otro aspecto característico de las cimentaciones es el de que son elementos que van a quedar ocultos y enterrados en el terreno. Podríamos decir que el aspecto vistoso de la estructura lo han acaparado los elementos que quedan vistos que, si están bien diseñados y correctamente contruidos, pueden ofrecer durante toda su vida una imagen estética de la que no suele participar el cimiento correspondiente. Como ejemplo podríamos considerar los grandes puentes, torres de comunicaciones y edificios singulares que presentan en muchos casos una imagen técnicamente

deslumbrante. En cambio la cimentación de la obra quedará toda su vida enterrada y su posible mérito por dificultades constructivas o de diseño solo permanecerá en el recuerdo de las personas que han colaborado en su realización y, quizás, en los ámbitos técnicos que las puedan valorar o aprender de sus posibles problemas.

Para las cimentaciones más corrientes, como lo son los muros, zapatas y encepados, que constituyen la mayor parte de los construidos, podemos observar además, al contrario que en las estructuras, las diferencias geométricas finales del elemento realmente ejecutado con relación al definido por el proyectista, hormigonadas muchas veces "contra el terreno", sin encofrados laterales que limiten sus dimensiones, el resultado final es un elemento de hormigón de contorno irregular con la aparente pérdida de la forma geométrica estipulada por los planos, aunque queden en general con sus características resistentes mejoradas, por este aumento difícilmente controlable del material utilizado, viéndose también sensiblemente afectados por el proceso constructivo previsto; los recubrimientos mínimos, calidades del hormigón, etc.

No conviene pues olvidar estas características específicas de las cimentaciones y así las iremos señalando a lo largo de la presente tesis, cuando se analicen los distintos aspectos (diseño, constructivos, de Normativas, etc.), a los que nos iremos refiriendo.

## **1.1. EL TERRENO DE CIMIENTACION.**

Los terrenos que sustentan los cimientos pueden dividirse a efectos de la presente tesis en cuatro grandes grupos.

- Terrenos buenos; Rocas, pizarras, conglomerados.
- Terrenos regulares; Rocas alteradas, gravas y arenas gruesas, arcillas y limos compactos.
- Terrenos medianos; Arenas finas, limos y arcillas de baja compresibilidad poco compactos.
- Terrenos malos; Arcillas y limos blandos muy compresibles, fangos y suelos orgánicos.

Las características resistentes de los distintos tipos de terrenos, serán las que predominarán en la elección del tipo de cimentación para una obra.

Unos de los problemas fundamentales en el diseño de una obra civil que se le presenta al Ingeniero, es determinar la capacidad portante del terreno donde apoya, para asegurar su estabilidad frente a las cargas que le impondrá la superestructura.

El terreno de cimentación no es apto para resistir tracciones, pero es capaz de resistir limitadas compresiones y esfuerzos cortantes. Si la magnitud de las tensiones de compresión aumenta considerablemente, ocurre la falla por corte en alguna superficie interna del terreno. Por ello, la capacidad resistente de un terreno está íntimamente asociada a su capacidad para soportar esfuerzos de corte, la cual se evidencia por su resistencia al deslizamiento en algún plano dentro de la masa del terreno.

Cuando se analiza un terreno, se le supone un material isótropo y homogéneo de comportamiento lineal bajo las cargas, sin embargo, estas condiciones son solo ideales, ya que en la realidad el terreno es una masa heterogénea y anisótropa, formada por diversidad de partículas, que generalmente presenta un plano preferencial de deformación. Además su comportamiento al igual que en las estructuras, es lineal solo para sollicitaciones de pequeña magnitud.

Por ejemplo, si se analiza un cubo elemental de suelo que soporta un estado tensional triaxial como el de la Figura 1.1a, y aplicamos un incremento  $\Delta\sigma_y$  al esfuerzo normal inicial  $\sigma_y$ , manteniendo constantes los valores de  $\sigma_x$  y  $\sigma_z$ , se produce un acortamiento  $\Delta L$  en la dirección vertical del elemento, resultando:

$$\Delta\varepsilon_y = \frac{\Delta L}{L}$$

Si se supone una carga indefinida en extensión, imponiendo una deformación vertical sin que por simetría puedan producirse deformaciones según los ejes x y z, se puede definir un módulo edométrico tal que:

$$E_m = \frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\varepsilon_y}$$

Si adoptamos un suelo elástico y homogéneo, se pueden definir los parámetros de deformación  $E_m$  (Módulo de elasticidad edométrico) y  $\mu$  (coeficiente de Poisson), los que caracterizarán la rigidez del mismo, de forma que el acortamiento  $\Delta L$  genera los incrementos de tensiones  $\Delta\sigma_x$  y  $\Delta\sigma_z$  necesarios para que no se produzcan deformaciones horizontales. Esto implica que por simetría:

$$\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_z = \frac{\nu}{1-\nu} \Delta\sigma_y$$

De donde,  $E_m = E \frac{1-\nu}{1-\nu-2\nu^2}$

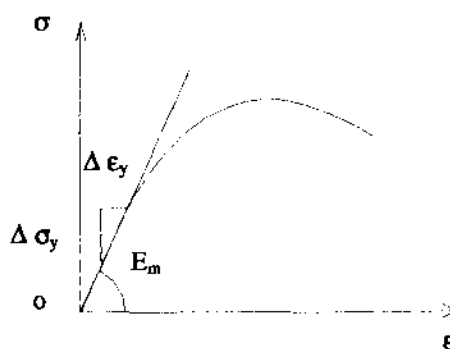
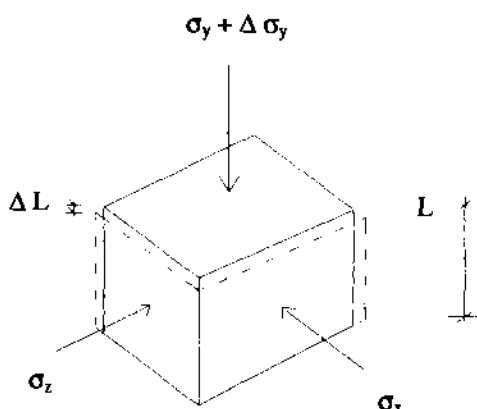


Figura 1.1 a) Estado tensional

Figura 1.1 b) Diagrama esfuerzo - deformación

$$\nu = \frac{\epsilon_x}{\epsilon_y} = \frac{\epsilon_z}{\epsilon_y} = \frac{\text{Deformación lateral}}{\text{Deformación axial directa}}$$

Pudiendo variar entre  $E_m = 0$  y  $\nu = 0,5$  en turbas, suelos muy blandos ó suelos orgánicos hasta valores cercanos a los del hormigón en rocas sanas.

## 1.2. EL ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA UN PROYECTO DE CIMENTACION.

El estudio geotécnico es a nuestro entender, un documento que resume los trabajos (de campo, de laboratorio, observacionales, históricos, etc.) necesarios para establecer:

- La estratigrafía del terreno en la parcela en cuestión.
- Las posibles influencias de las acciones geológicas e hidrogeológicas que pueden jugar un papel en esa zona de terreno.
- Las propiedades geotécnicas de cada capa afectada por la estructura a cimentar; representativos de los parámetros geotécnicos que se consideran necesarios para analizar el posible comportamiento cimiento estructura.
- Un conjunto de recomendaciones sobre la posible tipología de la cimentación, para lo que se necesita conocer el tipo de estructura del elemento a cimentar, el orden de magnitud de las cargas solicitantes máximas, etc.

Por lo tanto el informe geotécnico no consiste en proyectar la cimentación, sino en recomendar el tipo de cimentación más adecuado en función del proceso de ejecución (por ejemplo, capa o estrato a alcanzar, tipo de pilote adecuado, en principio, sin un balance económico de detalle) detectando y presentando los posibles problemas geotécnicos especiales.

De todo esto se puede concluir que el diseño de la cimentación se realizará posteriormente, apoyándose en el informe geotécnico a un nivel superior, debiéndose realizar por un técnico que ya esté relacionado directamente con el desarrollo del proyecto en cuestión, con la tipología estructural, plazos, presupuesto de las obras, etc.

Uno de los factores que condiciona la calidad del Estudio Geotécnico, sin considerar la preparación y experiencia de la persona o entidad que confeccione este estudio, es la libertad que se posea para dimensionar la campaña de campo y para diseñar el alcance económico de la misma.

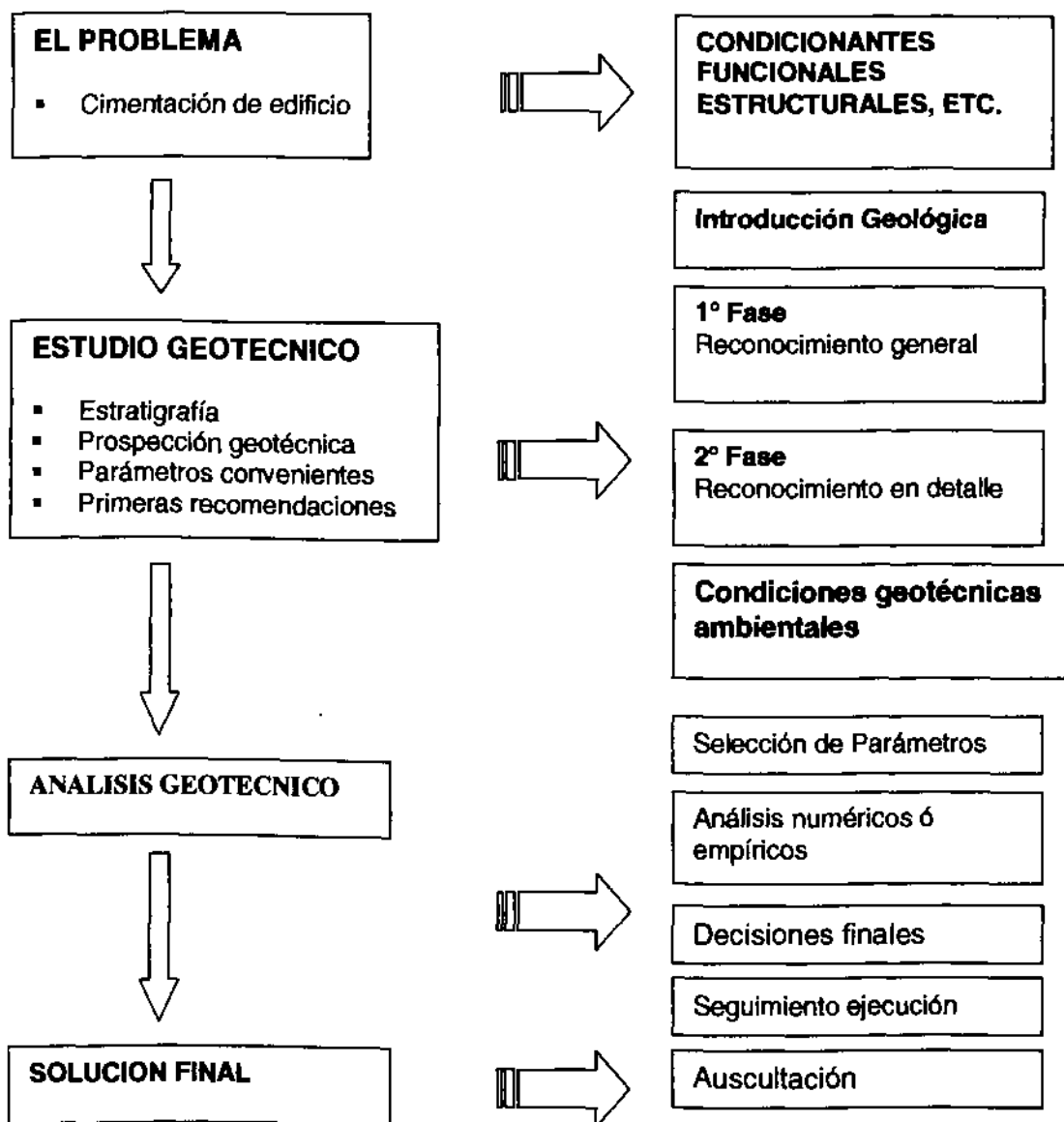
En muchas ocasiones nos encontramos con que las campañas geotécnicas puedan conducir a errores como son:

- Niveles freáticos mal estimados.
- Resistencias de terrenos muy por encima o debajo de las indicadas en el informe.

Estos errores frecuentemente son por efecto de:

- Escasos presupuestos para la realización de los trabajos de campo.
- Falta de testificación y descripción adecuada de los sondeos.
- Sustitución de reconocimientos en profundidad, realizado por calicatas.
- Ausencia de técnicos adecuados en la supervisión de la ejecución de los trabajos.
- Selección de soluciones de cimentación sin tener en cuenta bien lo que indica el estudio sobre las capas existentes, etc.

Según Oteo C., la forma típica de resolución de problemas de cimentaciones con relación a la geotécnica, se puede ver en el esquema 1.1.



Esquema 1.1.

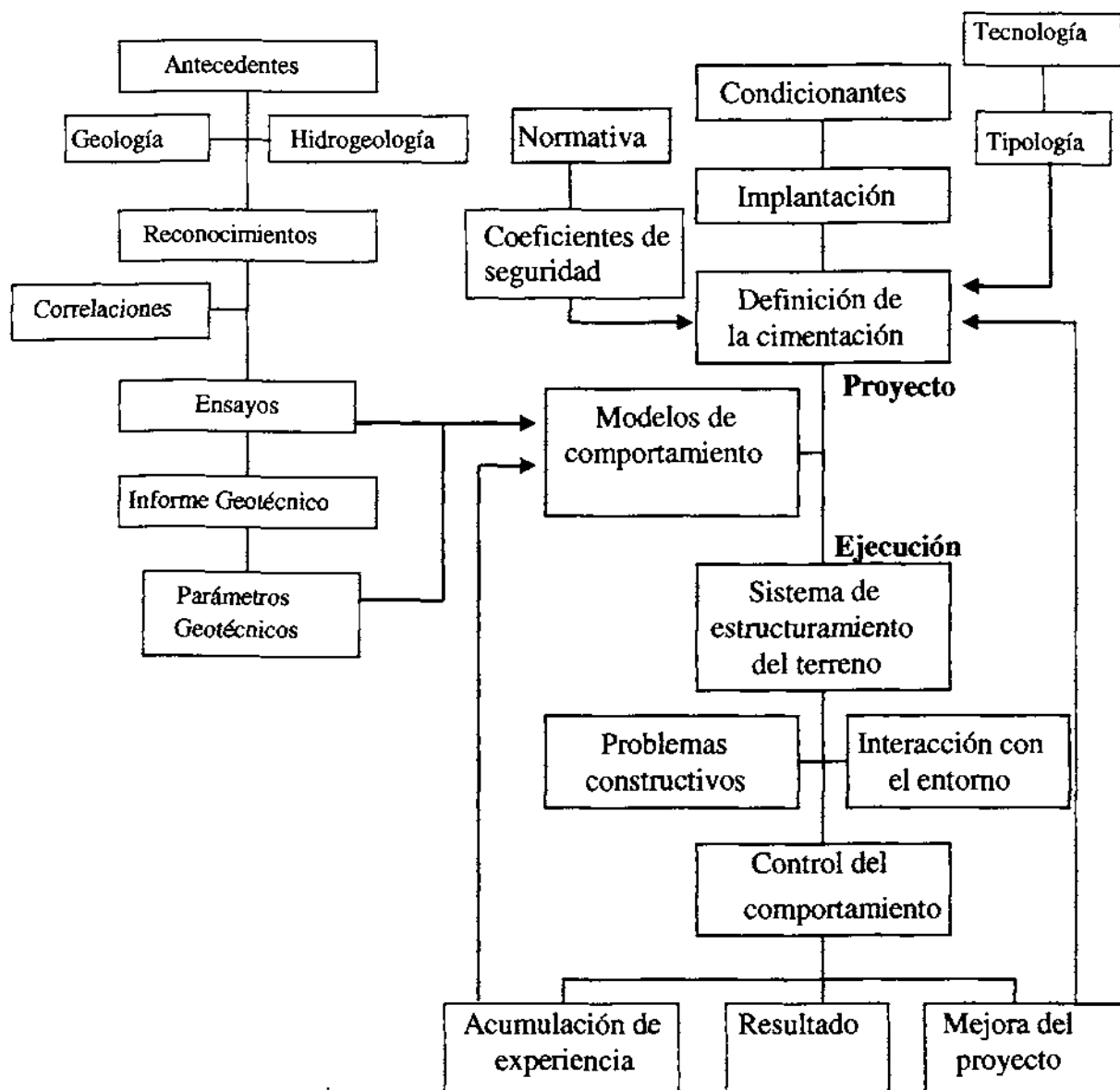


De lo anterior se pueden extraer las siguientes recomendaciones:

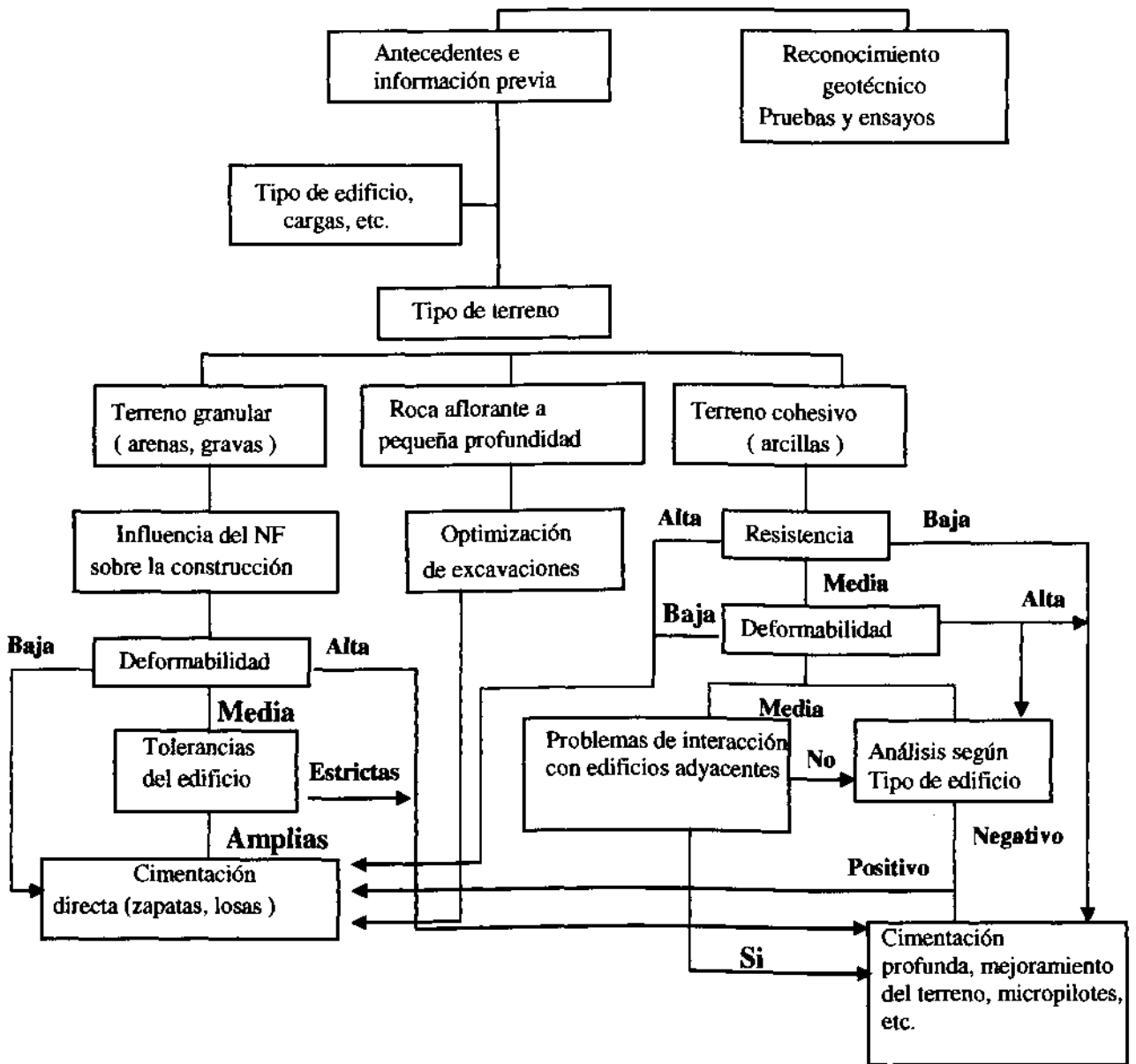
- Los problemas relacionados con el terreno necesitan una planificación inicial en la que se contemple la repercusión que podría tener en el comportamiento de la cimentación, el haber pasado por alto alguna característica importante del terreno.
- Tiene que darse una importancia primordial a la toma de datos geotécnicos y que el presupuesto dedicado a ello debe de estar de acuerdo con el de la obra en cuestión y no solo con las ofertas del mercado geotécnico.
- Se debe planear bien las campañas de campo y utilizar, a ser posible, sistemas de registro continuo que permita detectar anomalías en zonas de poco espesor.
- Se deben combinar ensayos de penetración, sondeos y testificaciones, en conjunto con las técnicas geofísicas para poder establecer marcos geotécnicos adecuados y, sobre todo intentar corroborar y/o duplicar algún dato tomándolo con diferentes sistemas para poder establecer escalas relativas.
- Es necesario aplicar la experiencia a la interpretación de los datos geotécnicos, a fin de poder establecer modelos adecuados del terreno en cada caso.
- La experiencia que obtenemos a través de la instrumentación y observación del comportamiento de obras es fundamental, como así también lo es la recopilación de antecedentes previos a la zona y obra en cuestión, los cuales nos permitirán estimar el orden de magnitud de los parámetros geotécnicos, información que puede y debe cubrir un posible mal ensayo de laboratorio o de campo.
- Los profesionales encargados de solicitar los Estudios Geotécnicos, junto con los ensayos de laboratorio y de campo, deben ser personas de experiencia en el tema para poder optimizar de la mejor manera posible, el presupuesto destinado a ello y lograr sacar el mejor beneficio de esto, y no agrupar innumerables ensayos de los cuales es muy difícil concluir acerca de soluciones, parámetros, etc.

A continuación se presentan los siguientes esquemas, que tratan de resumir de forma general (Esquema 1.2) y particular (Esquema 1.3), la manera de resolver el problema de una cimentación para un proyecto de edificación.

# Estudio Geotécnico



Esquema 1.2.



Esquema 1.3.

### **1.3. ENSAYOS DE LABORATORIO – DETERMINACION DE PROPIEDADES GEOTÉCNICAS EN EL ESTUDIO DE LAS CIMENTACIONES.**

Los ensayos de laboratorio e independientemente del tipo de cimentación que se trate, son una parte más del proceso de investigación llevado a cabo para estudiar el terreno sobre el que se proyecta construir, que sirven para la caracterización geomecánica de éste y para proceder a un diseño idóneo, tanto técnica como económicamente de dichas cimentaciones.

En la programación de cualquier investigación, la que servirá para el estudio y correcto diseño de una cimentación, deben contemplarse múltiples variables a tener en cuenta. En esta programación es necesario tener en cuenta las posibilidades de utilización, entre otros, de los ensayos “in situ”, la prospección geofísica, la ejecución de sondeos, la ejecución de calicatas, la toma de muestras, los ensayos de laboratorio, etc. Se deben considerar también todos los condicionantes del proyecto y las necesidades del proyectista de la cimentación para programar correctamente la campaña de investigación y ofrecer al responsable del diseño un adecuado conocimiento del terreno con una correcta parametrización de las variables que necesita utilizar.

Por todo esto, resulta necesario tener en cuenta las principales ventajas y limitaciones de los distintos métodos de investigación a la hora de definir la campaña, adecuando esta a la disponibilidad económica, naturaleza del terreno, problema a investigar y necesidades técnicas del proyectista.

#### **1.3.1. Bases del diseño de una cimentación y procedimientos habituales.**

Las condiciones básicas de diseño que debe cumplir una cimentación son las siguientes:

- Transmitir al terreno las cargas del edificio con deformaciones (asientos) tolerables, garantizando una seguridad suficiente frente a la rotura o hundimiento.
- Poseer resistencia como elemento estructural.

- Transmitir al terreno las cargas con asientos tolerables para la estructura.
- Presentar una adecuada seguridad frente a la agresividad del terreno.
- Estar protegida ante variaciones del entorno (heladas, cambios de volumen, variaciones del nivel freático, efectos dinámicos, excavaciones próximas, etc.
- No causar daño a estructuras vecinas.

En la mayoría de los casos el diseño se realiza por tanteos ya que no se dispone de métodos para obtener directamente una Presión de Trabajo  $q_{adm}$ , con un coeficiente de seguridad  $F$  preestablecido a la Presión de Hundimiento  $q_h$  ( $q_{adm} = q_h / F$ ) que, al mismo tiempo da a lugar una Asiento Admisible  $S_{adm}$ .

Habitualmente el proceso de diseño es el siguiente:

- Determinación de la Presión de Hundimiento del terreno (para unas dimensiones de cimentación aproximadas).
- Obtención de la presión de Trabajo o Admisible, introduciendo Coeficientes de Seguridad de acuerdo a la normativa vigente, tipo y ubicación de la obra, etc.
- Reajuste, si es necesario de la dimensión de la cimentación.
- Calculo de los asientos esperados.
- Modificación de las dimensiones si los asientos no son admisibles.

En algunos casos cuando el suelo presenta una capacidad portante alta, con relación a su deformabilidad, el cálculo se limita a la comprobación de los asientos, y serán estos los que definirán las dimensiones de la cimentación.

De todo esto, se desprende la necesidad de contar con unos parámetros geotécnicos de diseño, los cuales, en parte se obtienen de los ensayos geotécnicos en general. La finalidad de los ensayos geotécnicos está ligado a las cualidades que se piden a un suelo que va a servir de base para una cimentación, según MORILLA A. (1996), estas cualidades son:

- Una adecuada resistencia.
- Una relativa indeformabilidad.
- Una evolución lenta de sus características geomecánicas, o sea, una baja alterabilidad.

Es por ello que los ensayos geotécnicos van encaminados a buscar valores y resultados que permitan evaluar esas características del terreno, donde el conjunto de infraestructura y terreno tenga las siguientes características:

- Resistencia suficiente con relación a las cargas y al resto de las acciones, expresada por un factor de seguridad ante las posibles acciones conjuntas que pudieran ocasionar la ruina de la cimentación.
- Indeformabilidad adecuada que permita unos movimientos mínimos de la cimentación, los cuales no introduzcan estados tensionales no previstos en la estructura y perturbaciones a la funcionalidad de la obra.
- Inalterabilidad durante el período de vida útil de la obra, de manera que las cargas o deformaciones previstas no se vean modificadas por la alterabilidad del terreno con el tiempo o por el deterioro de los materiales empleados en la infraestructura.

### **1.3.2. La obtención de los parámetros de cálculo.**

Para el análisis de una cimentación, según lo anterior es necesario la ejecución de una campaña de investigación y la elaboración del estudio correspondiente. El cual debe definir por lo menos:

- La naturaleza y estratigrafía del terreno.
- Las propiedades de cada una de las capas existentes en la zona de influencia de la cimentación.
- Las condiciones del agua del subsuelo.

Con relación a las propiedades del terreno, las investigaciones deben centrarse en al menos los siguientes parámetros:

#### **1. En suelos cohesivos (limos y arcillas).**

- Peso específico seco o saturado.
- Humedad natural.

- Resistencia al corte sin drenaje (carga rápida)  $C_U$  (ensayos de compresión simple en laboratorio o pruebas de molinete, presiométricas o penetrométricas "in situ").
- Resistencia al corte con drenaje (a largo plazo),  $c'$  y  $\phi'$  (ensayos de corte directo o triaxiales).
- Deformabilidad  $E_U$  ( $\nu_U = 0,5$ ),  $E'$  y  $\nu'$  en condiciones drenadas (Correlaciones empíricas o prueba de carga; o los parámetros deducidos de ensayos edométricos:  $E_m$ ,  $C_c$ ,  $C_v$ ).

## 2. Suelos Granulares (arenas, gravas, etc.).

- Peso específico correspondiente a la humedad natural.
- Grado de compacidad y/o ángulo de rozamiento efectivo (generalmente deducidos de correlaciones con ensayos "in situ", como por ejemplo el SPT, CPT, Borros, valores penetrométricos, etc.)

### 1.3.3. Ensayos de laboratorio v/s ensayos "in situ".

Para una campaña de investigación geotécnica para el estudio de una cimentación, generalmente se plantea la utilización conjunta de ensayos de laboratorio como ensayos "in situ", para poder determinar los parámetros y condiciones del terreno. Ambos métodos presentan ventajas e inconvenientes (JAMIOLKOWSKI et al 1985). A este respecto, a continuación se comentan cuales son los más importantes a tener en cuenta.

#### 1.3.3.1. Ensayos de laboratorio.

##### a) Ventajas:

- Las condiciones de contorno están bien establecidas.
- Las condiciones de drenaje están estrictamente controladas.
- Las trayectorias de tensiones se pueden preseleccionar y definir bien para el desarrollo del ensayo.
- En principio, los campos de deformación son uniformes (esta suposición es aceptable sólo para el caso de deformaciones y en suelos que no sufran

debilitamiento con la deformación) a los que se somete a la probeta de ensayo, lo cual permite la aplicación de teorías de la mecánica continuo para la interpretación de sus resultados.

- La naturaleza y características físicas del suelo se identifican positivamente.

b) Inconvenientes:

- En suelos cohesivos, los efectos de la inevitable perturbación de las muestras, en incluso las muestras inalteradas de alta calidad, son a veces difíciles de controlar.
- En suelos no cohesivos, la toma de muestras inalteradas es muy difícil.
- El pequeño volumen de las muestras de suelos no puede incorporar la macrofábrica y heterogeneidades de los depósitos de suelos naturales. Esto lleva a la duda de cómo extender al comportamiento de campo de una gran masa de suelo, de los resultados obtenidos con las pequeñas muestras utilizadas en ensayos de laboratorio a pequeña escala.
- Los factores que influyen en la génesis de los planos de rotura durante el ensayo de laboratorio están todavía mal estudiados.
- En principio, la naturaleza discontinua de la información obtenida de los ensayos de laboratorio puede conducir a modelos erróneos de comportamiento de una gran masa de suelo.
- En términos generales, la explotación de suelos basada en ensayos de laboratorio de muestras tomadas en sondeo son probablemente más costosas y llevan más tiempo para su realización que las basadas en técnicas de ensayos "in situ".

#### **1.3.3.2. Ensayos "in situ".**

a) Ventajas.

- Se ensaya un gran volumen de suelo, que normalmente es mucho mayor que el ensayado en laboratorio; por esto los ensayos "in situ" pueden reflejar de mejor manera la influencia de la macrofábrica sobre las características medidas del suelo.



- Muchos de los procedimientos habituales producen un registro continuo del perfil del suelo, lo cual refleja la macrofábrica del suelo y se pueden determinar los límites entre capas.
- Pueden realizarse en suelos en los que la muestra inalterada es difícil de tomar o impracticable.
- Los suelos se ensayan en su medio natural, considerando el estado tensional que el suelo posee en ese instante, lo cual los ensayos de laboratorio no lo reflejan.

b) Inconvenientes.

- Las condiciones de contorno en términos de tensiones están, con excepción del presiómetro autopercutor, mal definidas, por lo que una interpretación racional de los ensayos "in situ" es muy difícil.
- Las condiciones de drenaje durante el ensayo son generalmente desconocidas, lo que hace dudar de si las características derivadas del suelo reflejan condiciones drenadas, no drenadas o parcialmente drenadas. A este respecto, el ensayo de penetración estática con medida de presión de poros (CPTU) y el presiómetro autopercutor (también con medida de presión de poros), cuando se programan adecuadamente, ayudan a minimizar este problema.
- El grado de perturbación producido por el equipo al avanzar en el terreno y su influencia en el resultado del ensayo es generalmente importante (a excepción del presiómetro autopercutor) pero su magnitud es desconocida.
- Las formas de deformación y rotura impuestas en los alrededores del suelo son generalmente diferentes a las de las estructuras ingenieriles; además, frecuentemente no están bien establecidas.
- Los campos de tensiones no son uniformes y las velocidades de deformación son mayores que aquellas aplicadas en los ensayos de laboratorio o aquellos producidos en la cimentación de la estructura.
- Con excepción de ensayo SPT, la naturaleza del terreno ensayado no se identifica directamente por los ensayos "in situ".
- Las limitaciones de los ensayos "in situ" conducen a que en la mayor parte de las técnicas de interpretación, las correlaciones que se establecen sean de tipo empírico.

#### **1.3.4. Recomendación para la elección de los ensayos.**

Existen distintos autores que recomiendan una lista de los distintos ensayos tanto "in situ", como de laboratorio, acompañado con los parámetros de cada ensayo que pueden y deben medirse para estudiar un problema en particular. Según ATKINSON et al 1991 estas listas de la compra ("Shopping list") no son la mejor forma de seleccionar los ensayos. Un sistema más recomendable sería el de considerar la naturaleza del terreno y la construcción a diseñar, los métodos propuestos para el análisis de su diseño, y los factores que mas influyan en el resultado final de los ensayos.

Los principales factores que deben tenerse en cuenta para considerar la naturaleza de la construcción a diseñar y los métodos a utilizar son, según ATKINSON et al 1991, los que ofrezcan una mejor respuesta a las siguientes interrogantes:

- ¿El factor que controla el diseño es la estabilidad o las especificaciones en cuanto a límites de movimientos del terreno?
- ¿Las condiciones no drenadas son más o menos críticas que las drenadas y qué puede ser más importante, la consolidación o la fluencia?
- Los métodos de diseño pueden ser analíticos o empíricos: ¿si los métodos son analíticos, qué parámetros o propiedades necesitan que dependan del estado, historia, recorrido de esfuerzos u otros?

Los factores condicionados por la naturaleza del terreno son, según ATKINSON et al 1991, los siguientes:

- ¿Es posible disponer de muestras inalteradas para los ensayos de laboratorio?, y ¿su coste justifica suficientemente la precisión de los resultados obtenidos?
- ¿Es posible insertar herramientas en el terreno para realizar ensayos "in situ"?, y ¿su coste justifica suficientemente la precisión de los resultados obtenidos?
- ¿Cuál es la variabilidad del terreno tanto a pequeña como gran escala?

En la mayoría de los casos las respuestas a estas interrogantes, determinarán el método mas apropiado de ensayo a la hora de evaluar los parámetros geotécnico

necesarios. Es importante no olvidar que existen otros factores que influyen en la elección de los ensayos, generalmente condicionada por el aspecto económico (relación coste/beneficio), los antecedentes y la información local disponible.

Además es necesario tener en cuenta la importante influencia en la calidad de los resultados que posee el equipo de personas que realiza los ensayos junto con las personas que lo interpretan.

#### **1.4. FACTORES DETERMINANTES DE LOS TIPOS DE CIMENTACION.**

En contra de lo que pudiera parecer a primera vista, son muchos los factores que pueden intervenir a la hora de decidir el tipo de cimentación más conveniente.

Entre los más importantes, podemos citar los siguientes: tipo de estructura, características del terreno, condiciones del entorno, posibilidades de riesgo durante la construcción, medios constructivos disponibles, plazo de los trabajos y disponibilidades económicas, experiencias de la zona, exigencias de las Normativas, etc.

Todos estos aspectos conducen a la definición del tipo de cimentación mas adecuado y mediante los cálculos oportunos se podrán fijar las dimensiones y características de los elementos estructurales de la cimentación, de tal forma que con un correcto comportamiento se cumplan los objetivos previstos.

Pasemos revista en primer lugar a estos factores que pueden influir en el tipo de cimentación a elegir.

##### **1.4.1. Influencia del tipo de estructura.**

La mayor parte de las estructuras exigen que se produzcan pequeños asentos en las cimentaciones que no afecten a los elementos estructurales o a sus acabados, ni perjudiquen su estética. No obstante, debido a que dichos asentos no se producen en general de forma brusca, sino suavemente a lo largo del tiempo, pueden ser absorbidos muchas veces por los elementos de la estructura en

mejores condiciones que los movimientos producidos por ellos mismos. De esta forma se admiten como asientos tolerables los de 1 pulgada para los asientos totales ó de ½ pulgada para los asientos diferenciales entre dos pilares consecutivos, o lo que es lo mismo una cierta distorsión angular en los distintos pórticos.

Pero existen ciertas estructuras que se salen de la regla general, bien sea porque la limitación de asientos es mucho más exigente, o por el contrario porque pueden producirse asientos mucho mayores sin que les lleguen a afectar de forma importante.

Entre las primeras podemos citar las estructuras de edificios muy rígidos, las instalaciones militares o científicas (radares, telescopios, centrales nucleares, etc.), que exigen condiciones de precisión en su funcionamiento incompatibles con asientos como los mencionados. También las cimentaciones de máquinas e instalaciones industriales imponen limitaciones rigurosas exigidas por el uso de los equipos, muchas veces no solo para las deformaciones de carácter estático, sino sobre todo para las dinámicas, tratando de alejar todo lo posible las frecuencias propias del conjunto cimiento-terreno de las de funcionamiento de los equipos.

En el extremo opuesto se encuentran las estructuras muy flexibles, como edificios con estructuras flexibles, depósitos metálicos de combustibles líquidos que, ubicados normalmente en suelos muy deformables, admiten en general asientos de orden de décímetros, las estructuras de naves metálicas con cubiertas muy ligeras, los puentes con vigas isostáticas, que admiten también asientos diferenciales entre pilas contiguas menos exigentes que si se tratara de tramos hiperestáticos en los que la existencia de asientos diferenciales elevados podrían modificar de forma importante los esfuerzos del tablero.

#### **1.4.2. Influencia del tipo de terreno.**

Los dos aspectos fundamentales a considerar son las características geotécnicas del terreno, que condicionan su capacidad resistente al hundimiento y las deformaciones que se inducen al actuar las cargas de la estructura y la profundidad a la que está situado el estrato elegido como resistente.

Terrenos poco densos o blandos deben ser considerados como “malos” ya que generan grandes deformaciones para soportar las cargas. En este tipo podemos considerar encuadrados las arenas y limos sueltos y las arcillas blandas consolidadas exclusivamente para el peso del terreno que tienen por encima.

Por el contrario los estratos de arenas, gravas ó arenas arcillosas densas, las arcillas fuertemente preconsolidadas y los suelos carbonatados o cementados como las margas, sauló, jabre, toscos o suelos areniscosos, pueden ser utilizados como soporte de las cimentaciones con plena garantía, limitándose muchas veces las presiones de contacto por razones de dimensiones mínimas de las zapatas más que por consideraciones geotécnicas.

Las rocas pueden considerarse como los terrenos que ofrecen más garantía, con deformaciones despreciables, tanto para cimentaciones superficiales como para las profundas. A pesar de ello pueden aparecer en cierto tipo de rocas (volcánicas, calizas, yesíferas, etc.) grandes oquedades o cavernas que pueden pasar desapercibidas, en los distintos reconocimientos geotécnicos, como los ensayos de campo o de laboratorio, con los correspondientes riesgos. El que estas oquedades estén cercanas a la superficie o por el contrario aparezcan a una cierta profundidad puede condicionar de forma determinante el tipo de cimentación a disponer.

También es frecuente en los estratos de roca la presencia de diaclasas con material blando y buzamientos desfavorables, en los que se pueden provocar deslizamientos.

Otras veces la dificultad de la cimentación se produce por el carácter potencialmente peligroso del terreno que obliga en muchas ocasiones a cimentaciones especiales. Tal es el caso de los suelos expansivos o colapsables, frecuentes en muchos países y que pueden producir graves problemas de patología. También se puede hacer referencia a los “rellenos” artificiales producto de vertidos sin compactar de otras excavaciones y que si no son detectados por los informes geotécnicos, por aparecer mezclados con zonas de terreno natural de la misma naturaleza, pueden dar lugar a graves problemas de asientos

diferenciales, ya que debido a las dificultades de identificación visual pueden pasar desapercibidos incluso durante la etapa de construcción.

Otras veces la dificultad proviene del gran espesor de terreno blando que conduce también a cimentaciones especiales de tipo flotante, semiprofundas o profundas, ó a técnicas especiales de tratamiento del terreno.

### **1.4.3. Influencia de las condiciones del entorno.**

La mayor parte de las construcciones se realizan en condiciones que pueden considerarse normales, ya sean en zonas urbanas o en pleno campo.

Sin embargo en ambos tipos de situaciones nos podemos encontrar con unas condiciones especialmente hostiles para la ejecución e incluso el comportamiento de la futura cimentación.

Basta pensar en las adversas condiciones que suponen la ubicación de un puente con la necesidad de construir sus cimentaciones en aguas libres o dispuestas en las fuertes pendientes de las laderas, o sometidas durante la ejecución o en servicio a posibles avalanchas de agua o material sólido que pueden arruinar, y de hecho así ha sido en numerosos casos, a toda la obra.

Simplemente la presencia del nivel freático en suelos relativamente permeables dificultan y condicionan el tipo de cimentación en muchos casos.

Las obras marítimas son un ejemplo claro de estructuras en las que el factor predominante en la elección del tipo de cimentación son las condiciones ambientales: nivel del agua, carrera de marea, etc.

La acción perjudicial del agua sobre la cimentación puede provenir no solo de la propia naturaleza sino de las condiciones de uso de la obra (atracciones de ocio con agua, parques acuáticos, etc.), muchas veces el agua o el propio terreno pueden resultar especialmente agresivas para los materiales de la cimentación, lo que puede condicionar hasta el tipo de solución a adoptar (utilizando pilotes

prefabricados por ejemplo mucho mas resistentes a las aguas agresivas que los pilotes “in situ”).

La posible actuación de terremotos, tifones, o cualquier inclemencia de la propia naturaleza, combinadas con otros factores como el tipo de terreno (por ejemplo con suelos colapsables) puede forzar a la elección de soluciones especiales, lógicamente más costosas.

En los medios urbanos, las condiciones del entorno también suelen ser determinantes para fijar la solución más conveniente, especialmente cuando se trata de construir varios sótanos adosados a edificios cimentados más superficialmente, muchas veces con cimentaciones deficientes, donde la solución de cimentar superficialmente, a través de un muro de sótano convencional es inviable. Cabe citar aquí el problema específico que puede surgir al utilizar técnicas de cimentaciones especiales, mediante muros pantalla, los cuales soportan los empujes tanto del terreno como de las estructuras vecinas a través de anclajes al terreno, los que alcanzan longitudes fuera de los límites del propio solar.

Estas condiciones se pueden ir complicando en función del estado de los edificios colindantes (en buen o mal estado o en situación de casi ruina) y la presencia de un nivel freático alto que obligue a un agotamiento, lo cual siempre supone un gran riesgo.

También sucede a veces que durante la ejecución de los sótanos de un edificio se “suprimen” provisionalmente los empujes de uno de los lados del recinto de sótanos adyacente, sin que se haya contemplado en el proyecto la posibilidad de que los “empujes descompensados” que se producen puedan afectar a la estructura ya existente, que permanecía en equilibrio desde mucho tiempo atrás.

#### **1.4.4. Influencia de las posibilidades de riesgo durante la construcción.**

El caso comentado anteriormente constituye un ejemplo típico de riesgo continuado durante el proceso constructivo. A pesar de los estudios previos y las posibles medidas preventivas adoptadas son raras las construcciones

desarrolladas en estas condiciones que no proporcionan al menos algún “susto” durante su ejecución.

Cualquier actividad que suponga estar trabajando en, al lado o por debajo de los cimientos de una estructura en servicio (excavación por bataches, recalce de edificios, “puenteo” de elementos estructurales, hinca de pilotes, reforma de estructuras, excavación de sótanos) entraña un gran riesgo que muchas veces solo se valora cuando ya se ha producido la situación conflictiva. En estas ocasiones, aunque muchas veces a posteriori, los aspectos económicos o de plazo dejan de ser prioritarios frente a los que proporcionan mayor seguridad a los trabajos.

Otras veces, aún sin la presencia de edificios medianeros, se presentan situaciones de gran riesgo al realizar excavaciones en taludes a media ladera o en rocas con estratificación desfavorable, trabajos en los que pueden producirse graves accidentes.

#### **1.4.5. Influencia de los medios, plazo y recursos económicos disponibles.**

La posibilidad de disponer o no de medios mecánicos potentes y especializados condiciona muchas veces de forma determinante el tipo de cimentación a adoptar.

Este factor va ineludiblemente asociado al aspecto económico del coste y plazo de los trabajos, hasta el punto de que en función del coste relativo mano de obra-medios mecánicos puede acabar realizándose un mismo tipo de cimentación (pozos o zapilotes con base ensanchada) de forma manual o mecánica.

A veces ni siquiera con la utilización de potentes medios mecánicos se tiene el problema totalmente resuelto. Así por ejemplo con relación a los recintos perimetrales de los sótanos, ni siquiera con la disposición de “pantallas in situ” (técnica suficientemente segura en la mayoría de los casos) se puede garantizar la estanqueidad del recinto, por ejemplo cuando la presencia de un fondo de roca muy accidentado y la imposibilidad de utilizar el trépano por las condiciones de los edificios adyacentes, no permiten homogeneizar el empotramiento del fondo de los paneles. En estos casos la solución ideal sería la de utilizar un equipo de



“hidrofresa”, pero su uso suele quedar condicionando a que su alto coste y las dimensiones del solar permita hacer inviable este tipo de solución. Ante la imposibilidad de la solución “ideal” se debe completar la ejecución de la “pantalla in situ” tradicional con trabajos complementarios más sofisticados (jet-grouting; inyecciones, profundización de las pantallas por batches, etc.) que naturalmente encarecen la solución de forma importante.

#### **1.4.6. Influencia de la experiencia de la zona.**

En la mayor parte de las ciudades o zonas en las que se han construido muchas estructuras antes de la obra objeto de los futuros trabajos, existe ya una experiencia de cimentación que suele ser determinante en la elección de cimentación.

Esta experiencia suele ser recogida ya en los proyectos. Así por ejemplo en Madrid siempre que los terrenos naturales (arenas de miga, tosquizas o toscos) estén accesibles superficialmente, la solución óptima generalmente aceptada es la de las zapatas superficiales con una presión admisible de 3 a 4 kg/cm<sup>2</sup>.

En Hong Kong y Singapur, sin embargo, todos los grandes edificios se apoyan en pilotes de gran diámetro empotrados en granito (algunos con longitudes que superan los 100 metros), para cuya ejecución se precisan medios mecánicos tan potentes que prácticamente solo existen en la propia zona.

A veces en una misma zona y para edificios similares la experiencia conduce a dos tipologías de cimentación diferentes para un mismo tipo de terreno en función de los criterios técnicos, económicos o constructivos de los técnicos que intervienen en el proyecto. Así los edificios con alturas del orden de 100 m. en Madrid están cimentados con zapatas, losas o pilotes indistintamente.

#### **1.4.7. Influencia de las Normativas.**

Como toda actividad que se desarrolla muy en contacto con la Naturaleza las obras de cimentaciones suelen estar sometidas a situaciones imprevistas y de riesgo que exigen soluciones inmediatas que difícilmente pueden encontrarse en

los libros técnicos o en las Normas respectivas. En este sentido puede decirse que el trabajo de cimentar, sea en su labor de proyecto o en el de ejecución, se acerca mucho al de una obra de “artesanía”, al menos en los casos singulares.

Con mucha frecuencia la ayuda ante el problema planteado hay que buscarla en la experiencia de las personas que anteriormente han pasado por situaciones similares. Una gran dosis de sentido común suple muchas veces grandes cálculos o desarrollos complicados que, siendo útiles, deben ir en muchos casos por detrás de la elección del tipo de solución más conveniente. El día a día, la experiencia de otros profesionales más antiguos y las preocupaciones que van acompañando a las situaciones conflictivas van completando nuestra formación como especialistas en cimentaciones.

En este sentido nos encontramos a veces con que las normativas aplicables a las cimentaciones no han tenido en cuenta aspectos constructivos fundamentales que resultan incompatibles con sus exigencias. Por ejemplo la imposición de no utilizar hormigones líquidos con asientos en el cono de Abrams superiores a 15 en las estructuras, no puede ser aplicable a la ejecución de pantallas y pilotes hormigonados in situ, que requieren un material que discurra como un “líquido” por los medios mecánicos de puesta en obra. Otro tanto puede decirse de la técnica de micropilotes, que no cuenta con normativas adecuadas en los distintos países.

Entendemos pues que las normativas deben contemplarse en ciertos casos de un modo flexible, asumiendo los técnicos correspondientes, la responsabilidad de adoptar algunas medidas específicas debidamente justificadas.

## **1.5. TIPOLOGIA BASICA DE CIMENTACIONES.**

Existen numerosos tipos de cimentación, aunque todos ellos corresponden a dos grupos generales:

- El que transmite las cargas por superficies normales a ellas, que se suele denominar *cimientos de superficie*.
- El que transmite las cargas por superficies paralelas a ellas, también denominadas *cimientos de rozamiento*.

Como la forma y dimensiones de las cimentaciones son función principal de las cargas a transmitir, del tipo de terreno, aspectos técnicos y económicos, se acude a cimentaciones directas, que reparten las cargas de estructura en un plano de apoyo horizontal, habitualmente construido a poca profundidad bajo la superficie, por lo que son llamadas cimentaciones superficiales. Las cimentaciones superficiales están constituidas por zapatas, vigas y losas, o por combinaciones de estos elementos.

Si el nivel apto para cimentar se encuentra muy por debajo de la zona inferior de las estructura, no pudiéndose recurrir a cimentaciones superficiales, ya que la excavación necesaria para proceder a esta cimentación sería costosa o inviable, se debe disponer de una cimentación semiprofunda o profunda, constituida principalmente por pozos de cimentación, zapilotes, pilotes ó micropilotes.

Resumiendo los distintos tipos de estructuras de cimentaciones que pueden adoptarse para solucionar en cada caso concreto la combinación de los factores comentados anteriormente, nos encontramos con:

- **Superficiales:** zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas excéntricas, zapatas especiales las que incorporan riostras y vigas de atado ó riostras prefabricadas, vigas de cimentación (ver Figura 1.2).

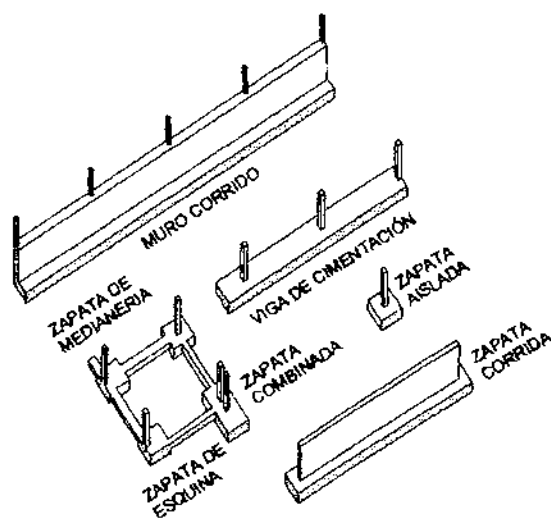


Figura 1.2.

(Tomada de Cálculo de Estructuras de Cimentación, 4ª edición - J. Calavera)

- **Losas:** Losas, losas flotantes, losas con subpresión, losas ancladas, emparrillados.

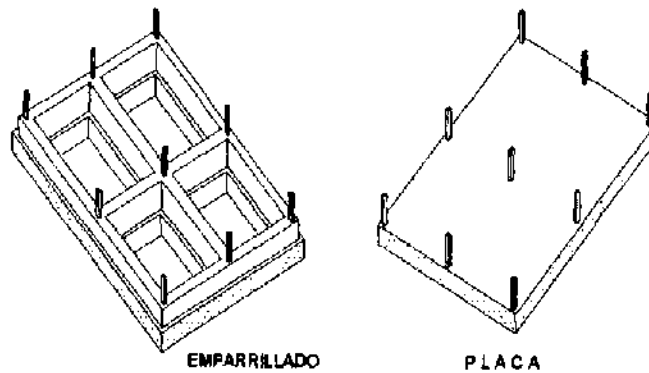


Figura 1.3.

(Tomada de Cálculo de Estructuras de Cimentación, 4ª edición - J. Calavera)

- **Cimentación semiprofunda:** Pozos solución plinto y solución pozo, zapilotes.

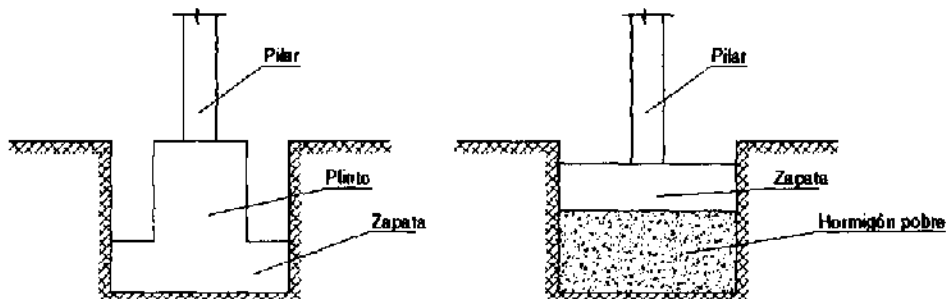


Figura 1.4.

- **Pilotes:** Prefabricados, barrena continua, a rotación, entubados, gran diámetro.

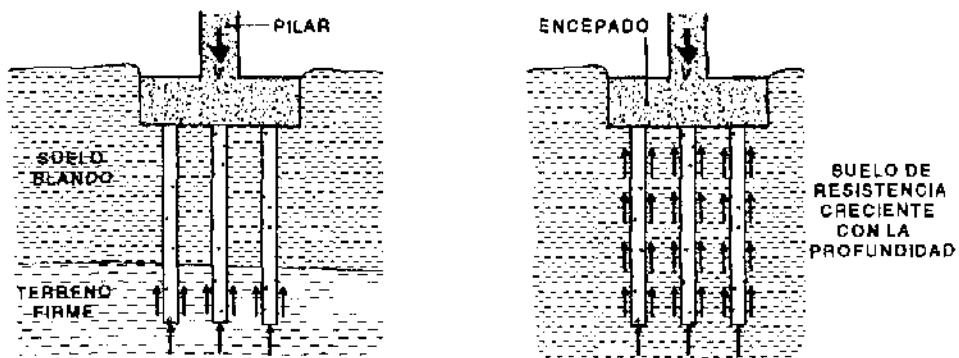


Figura 1.5. Pilotes trabajando por punta y pilotes trabajando por fuste.

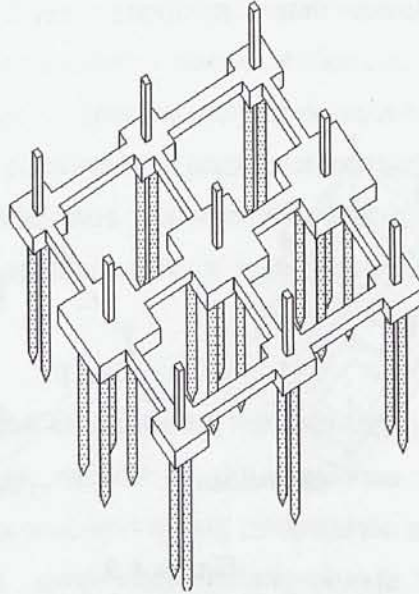


Figura 1.6. Pilotes prefabricados.

(Tomada de *Cálculo de Estructuras de Cimentación*, 4ª edición - J. Calavera)

- **Micropilotes:** Con barras, con tubo de acero, de recalce o cimentación.
- **Cajones:** Cajones indios, cajones flotantes, cajones de aire comprimido.
- **Estructuras de contención.**
  - Flexibles: Pantallas continuas de hormigón "In situ", pantalla con hidrofresa, pantalla de pilotes secantes y tangentes, pantalla de micropilotes, tablestacas.

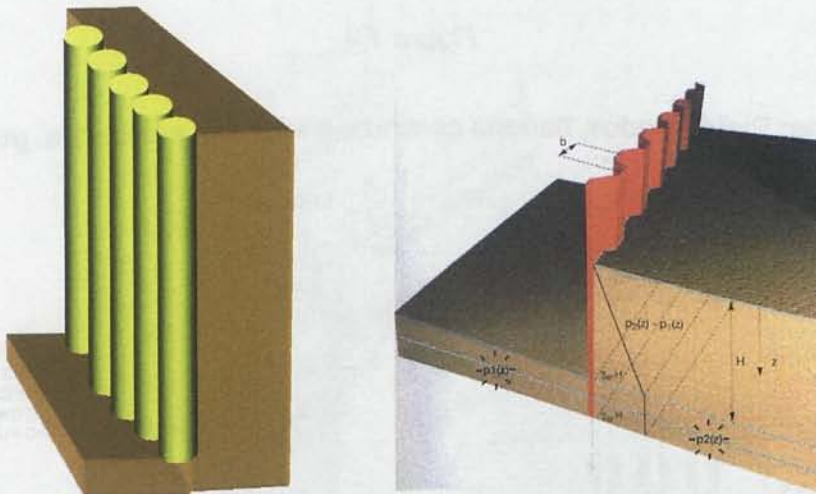


Figura 1.7. Pantalla de pilotes y pantalla de tablestacas.

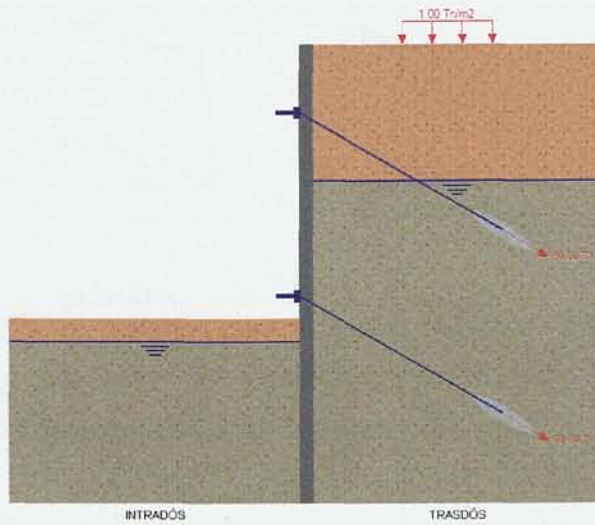


Figura 1.8. Pantalla continua de hormigón armado.

- Rígidas: Muros de sótanos, muros autoportantes, muros medianeros, muros descendentes, muros en masa o de gravedad, muros jaula o criba.

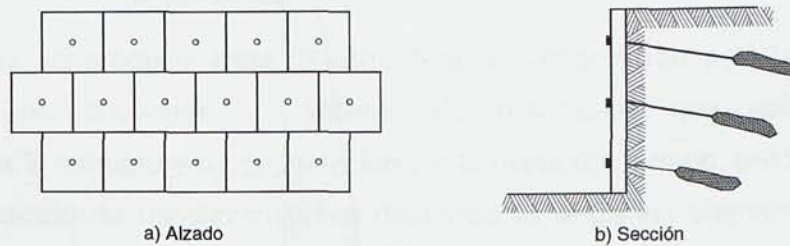


Figura 1.9. Muros descendentes.

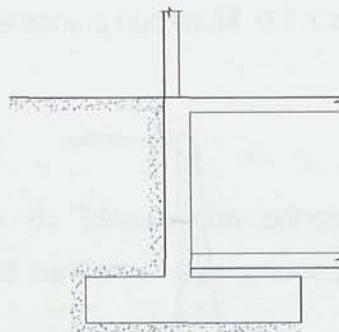


Figura 1.10. Muros de sótano.

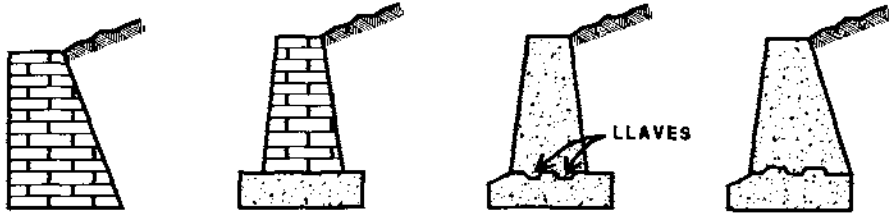


Figura 1.11. Muros de gravedad.

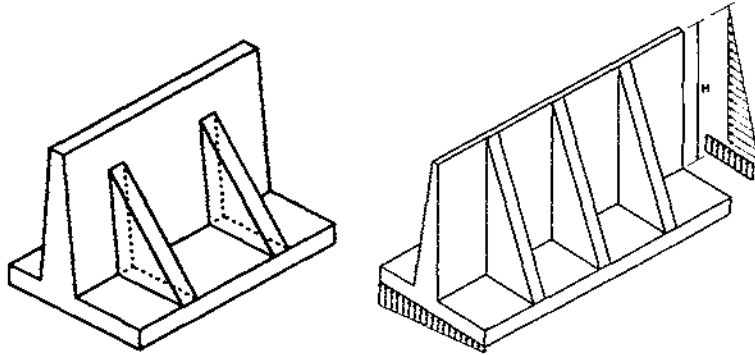


Figura 1.12. Muros de contrafuerte.

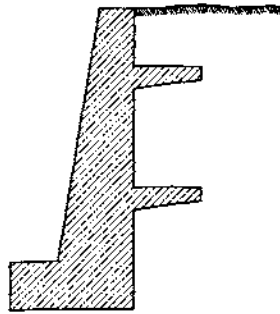


Figura 1.13. Muro con placas en ménsula.

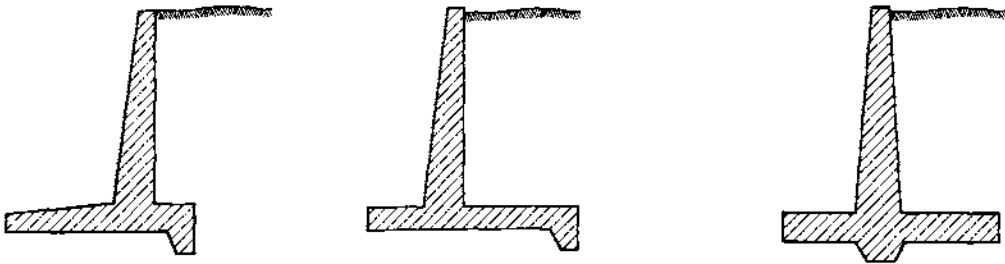


Figura 1.14. Muros en L o en ménsula.

- **Especiales:** Jet Grouting, congelación de suelos, Inyecciones.

## **1.6. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACION.**

Para la resolución de un problema de cimentación, los métodos de cálculo para llegar a una solución válida pueden seguir diversos planteamientos, lo que demuestra que no existe una única solución, y estará más o menos ajustada a la realidad en función de las hipótesis de las que se parten.

Las estructuras de cimentación junto con las cargas que obran sobre ella y las reacciones que se provocan en el terreno, condicionarán una determinada configuración, similar a la que el terreno adopta debido a las reacciones que este aporte a la estructura de cimentación para su equilibrio. La configuración de esfuerzos y deformaciones en la superficie de contacto dependerá de la rigidez de la estructura de la cimentación, de la distribución de cargas y tensiones que se apliquen sobre la estructura de la cimentación y de la deformabilidad del terreno.

La interacción que se produce entre la estructura de cimentación y el terreno, consistirá pues, en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del terreno, produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los elementos. El procedimiento para establecer las expresiones de compatibilidad para el cálculo de los esfuerzos de contacto, se denomina Interacción Terreno-Estructura.

### **1.6.1. Métodos de cálculo.**

Existen variados métodos de cálculo con principios en algunos casos muy distintos, pero todos ellos se centran en tres grupos principales:

#### **1.6.1.1. Métodos empíricos.**

Este método obtiene soluciones, basándose en la experiencia acumulada de casos similares a los que ahora se estudian. Realiza un gran número de



hipótesis que simplifican enormemente el cálculo y además se caracteriza por adoptar márgenes de seguridad elevados.

Uno de los inconvenientes de los métodos empíricos, es que no poseen gran versatilidad a la hora de resolver problemas singulares, ya que sus experiencias y parámetros se aplican solamente a situaciones similares a la de las experiencias en que se basan.

#### **1.6.1.2. Métodos analíticos.**

Este método evita muchas de las simplificaciones de los métodos empíricos, utiliza formulaciones más o menos complejas donde se incluyen los aspectos más importantes del problema y obtiene soluciones más precisas.

Normalmente se adoptan geometrías muy simples, junto con la introducción de simplificaciones notables en sus planteamientos como lo son; modelos lineales, isotropías, terrenos homogéneos, etc.

#### **1.6.1.3. Métodos numéricos.**

Es el método que puede aportar soluciones más precisas, y en el que se pueden incluir un mayor número de singularidades. La geometría, la tipología de cargas, las características de los materiales, el estado tensional inicial, etc. Todas estas consideraciones que aplica el método pueden ser mucho más genéricas y representativas de la realidad.

No es de extrañar que este método sea el camino por donde se mueve actualmente el desarrollo de la ciencia, a pesar de que tiene una gran desventaja, y es la de que se deben conocer muy bien los parámetros que se necesitan para el cálculo, además de los conocimientos para modelizar el problema. A nuestro juicio más que un refinamiento del cálculo el problema fundamental es el de que esos parámetros no son muy conocidos o fáciles de obtener para que realmente sean representativos en las estructuras, resultando todavía menos preciso en geotécnica.

# Capítulo 2

---

## **ESTADO DEL ARTE EN EL ANALISIS DE LOS MUROS DE SÓTANO COMO VIGA DE CIMENTACIÓN.**

Como se ha comentado anteriormente, los muros de sótano son una parte de la estructura de los edificios que, por quedar enterrada y en contacto con el terreno, se encuentran sometidos a distintos tipos de acciones.

Por una parte deben resistir adecuadamente los empujes de tierras y agua, que actúan por el exterior, sobre el trasdós del muro, y por otra recibir en su coronación la carga de los pilares de las plantas elevadas y en las distintas plantas de sótano las de los forjados correspondientes, transmitiendo todas sus acciones al terreno a través de la cimentación del propio muro.

Convencionalmente, el diseño de los muros de sótano en lo que se refiere a la determinación de las armaduras a disponer en el mismo, suele contemplar exclusivamente la primera de sus funciones, es decir la de que pueda resistir los empujes exteriores con los correspondientes coeficientes de seguridad exigidos por las normativas, descuidándose el segundo aspecto estructural, siendo frecuente por tanto, que en los proyectos no figure ningún cálculo que justifique las armaduras longitudinales del muro y zapata, dispuestas en todo caso por razones de armaduras de reparto o como armaduras mínimas para evitar la fisuración excesiva debido a fenómenos de retracción y temperatura.

El objeto de la presente tesis es, pues, el de tratar de llenar esta laguna, determinando expresiones y recomendaciones prácticas, que permitan absorber de una manera simplificada el análisis estructural de los muros de sótano como viga de cimentación.

Para el cálculo y dimensionamiento de muros de sótano como viga de cimentación, independiente del método de cálculo que se utilice, es necesario conocer y determinar las fuerzas actuantes y la posición de estas, los momentos flectores generados tanto

en la estructura como en el muro de sótano, así como también determinar las presiones producidas en el terreno.

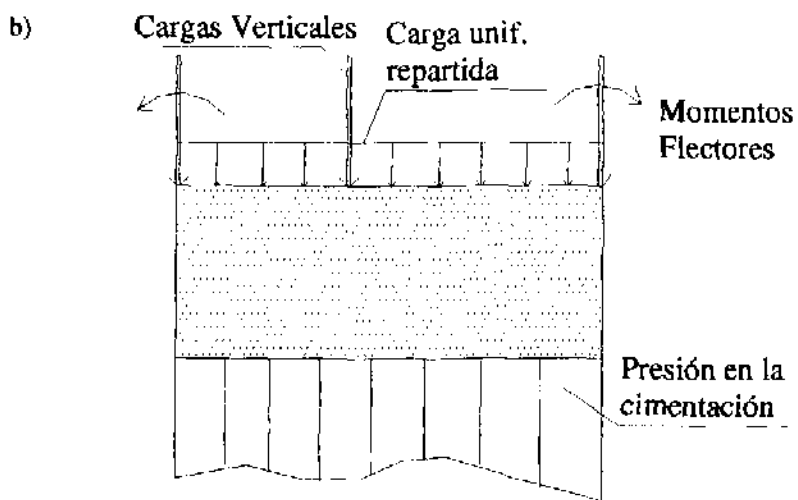
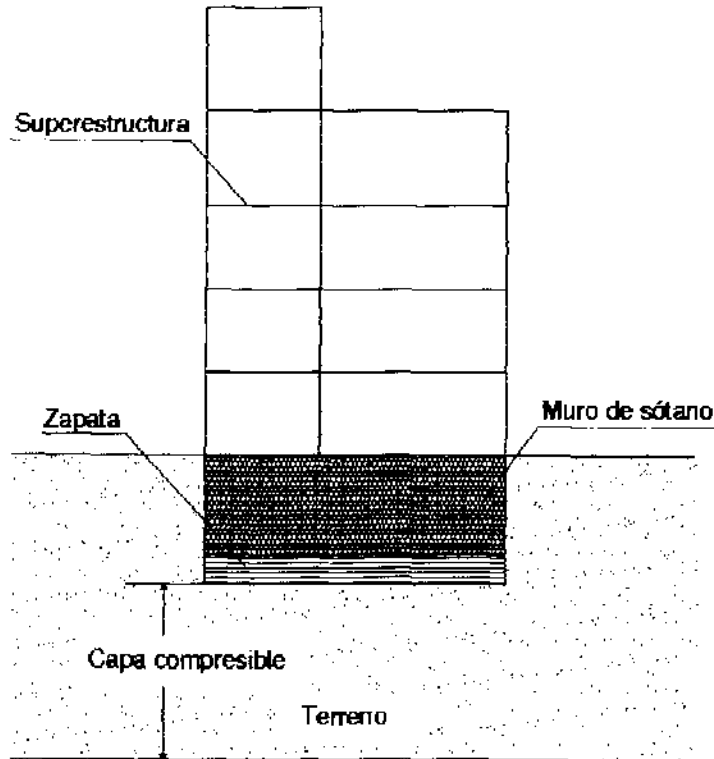


Figura 2.1.- Edificio con muro de sótano y terreno compresible. a) sección, b) acciones aplicadas.

## **2.1. METODOS DE CALCULO.**

Se han desarrollado distintos procedimientos y métodos, algunos más precisos que otros, que parten de diferentes hipótesis de comportamiento de la estructura y del terreno, que proporcionan como resultado distintos valores del esfuerzo cortante, momentos flectores en la estructura y distintas distribuciones de presiones en el terreno. Dentro de este tema, los profesionales que trabajan en el aspecto práctico del problema se preguntan cuál de todos los procedimientos de cálculo ofrecidos es el mejor. La respuesta parece simple: el que considere el comportamiento más real de la deformación del sistema terreno—estructura y, por consiguiente, proporcione los valores más reales del esfuerzo cortante, momentos flectores para la estructura junto con la deformabilidad del conjunto.

En la situación actual, el estudio de la interacción entre los esfuerzos y deformaciones en la estructura y en el terreno, exige una gran cantidad de parámetros que definan el comportamiento de la estructura y del terreno, junto con una gran cantidad de instrumentación para comprobar y retroalimentar los Métodos y/o modelos.

No resulta frecuente por tanto, acometer el estudio de los muros de sótano como viga de cimentación en los proyectos, debido a la situación del mercado, que no suele valorar adecuadamente el tiempo invertido en los estudios.

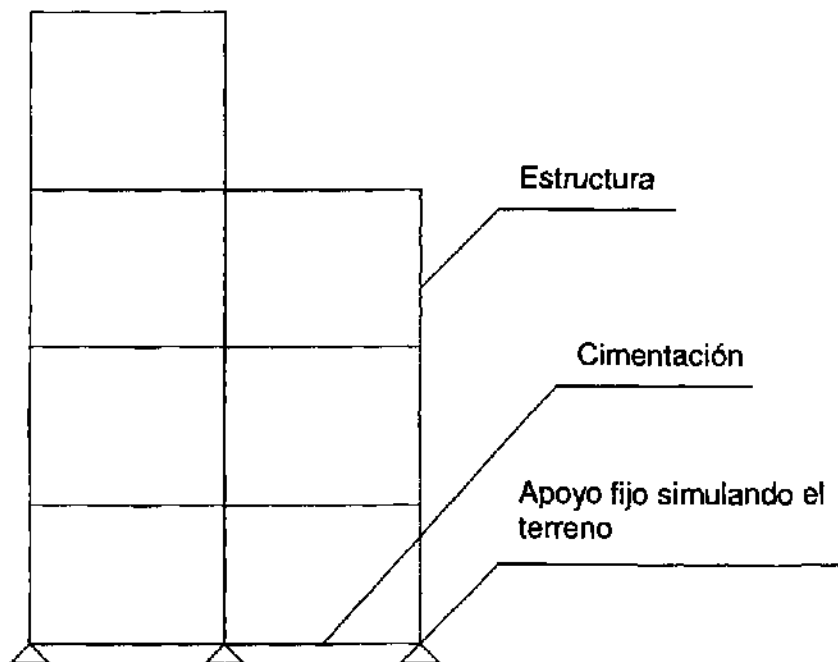
A continuación se describen los principales procedimientos de cálculo que existen para el dimensionamiento de Muros de Sótanos como vigas de cimentación.

### **2.1.1. Método de la estructura empotrada o articulada.**

Este método presupone una simplificación excesiva al suponer que la estructura está empotrada o articulada en su enlace con la cimentación, despreciando por tanto la deformabilidad, la distribución de tensiones como respuesta del terreno, la compresibilidad y posible plastificación de este, lo que conduce a la no consideración de los asientos totales y diferenciales en la estructura.

Todas estas simplificaciones repercuten desfavorablemente en los esfuerzos resultantes obtenidos en la propia cimentación.

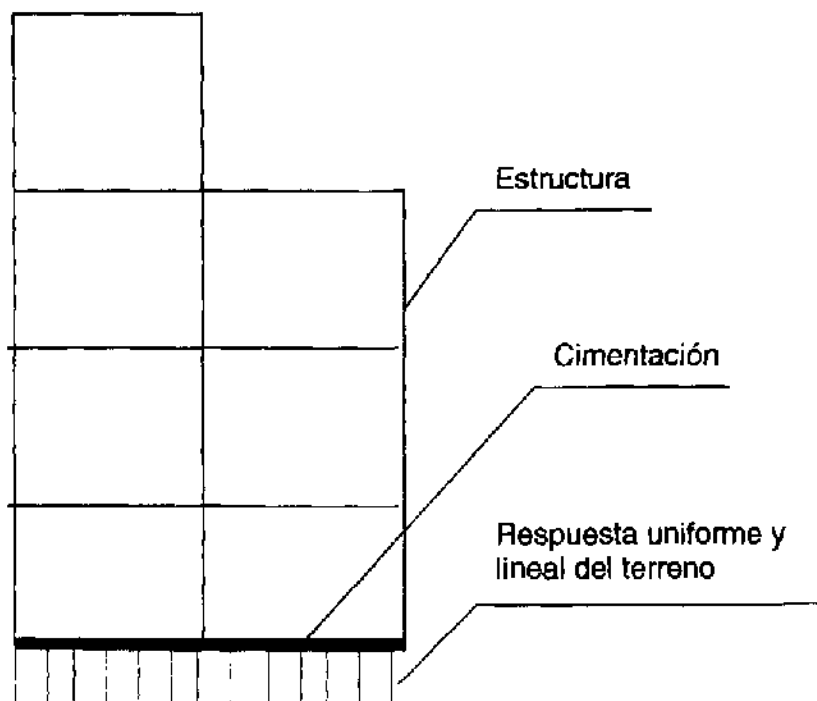
Estas simplificaciones tienen sus raíces en tiempos pasados, donde existían limitados recursos de cálculo, tanto en la informática, formulaciones y facilidad de obtención de parámetros resistentes y deformacionales del terreno, por lo que sólo un análisis por secciones de la estructura hacía factible su tratamiento manualmente.



*Figura 2.2.- Método de la estructura empotrada o articulada.*

### **2.1.2. Método considerando la estructura como un sólido rígido.**

Este método que se sigue utilizando actualmente, consiste en considerar un reparto de tensiones como respuesta del terreno lineal, lo que solo resulta válido, si se considera la cimentación como infinitamente rígida, en contra de la tendencia actual de proyectar tanto las cimentaciones como las superestructuras cada vez más flexibles, consecuencia del aligeramiento de las mismas, incremento de las luces y disminución de las secciones.



*Figura 3.3.- Método considerando la estructura como un sólido rígido.*

### **2.1.3. Método del trapecio de presiones.**

Este método trata de corregir en cierta medida la distribución de las presiones de respuesta del terreno. Se calcula la presión ejercida por la cimentación sobre el terreno (y del terreno sobre la cimentación), con ayuda de las condiciones de equilibrio, sin tener en cuenta la deformación de la estructura y del terreno.

Este método trata de considerar un modelo más "real", aplicando en los puntos de aplicación de las cargas una distribución modificada, originado por una concentración de las presiones, que será mayor contra más rígido sea el terreno.

Este hecho se intenta corregir mediante un incremento de la presión en la cimentación bajo los pilares y con una distribución lineal de la misma donde la carga no está aplicada directamente.

Aunque este método de distribución trapecial desde el punto de vista teórico, es inadecuado para el cálculo de la cimentación, se utiliza en la práctica por su claridad y sencillez.

La inseguridad de los resultados se compensa a menudo con un exceso de seguridad en otros aspectos como: grandes cuantías de armadura, armadura similar tanto en la cara superior como la inferior, etc.

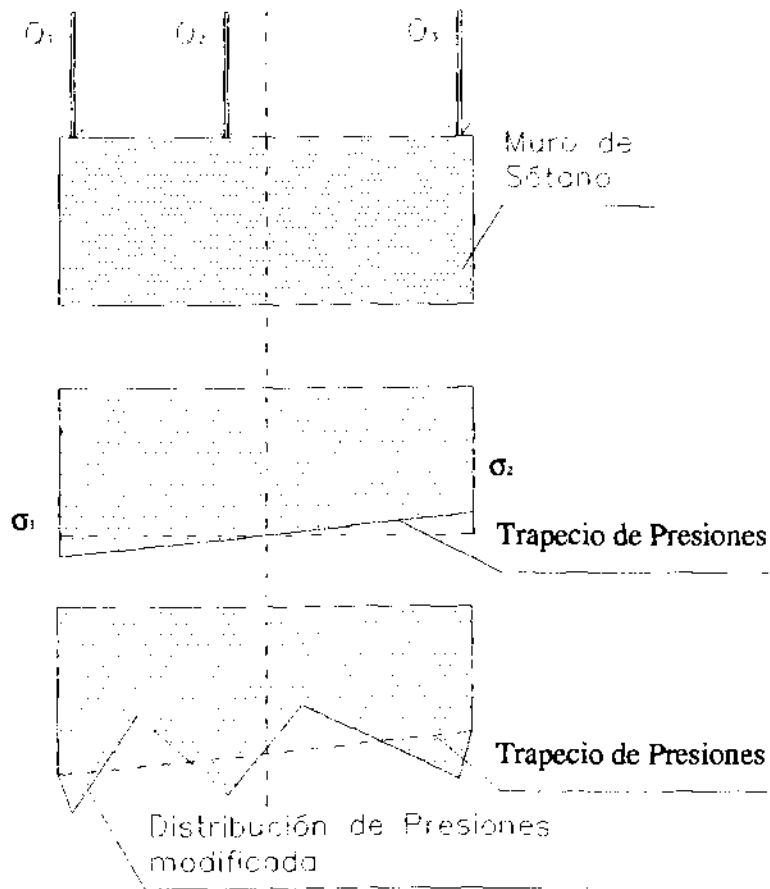


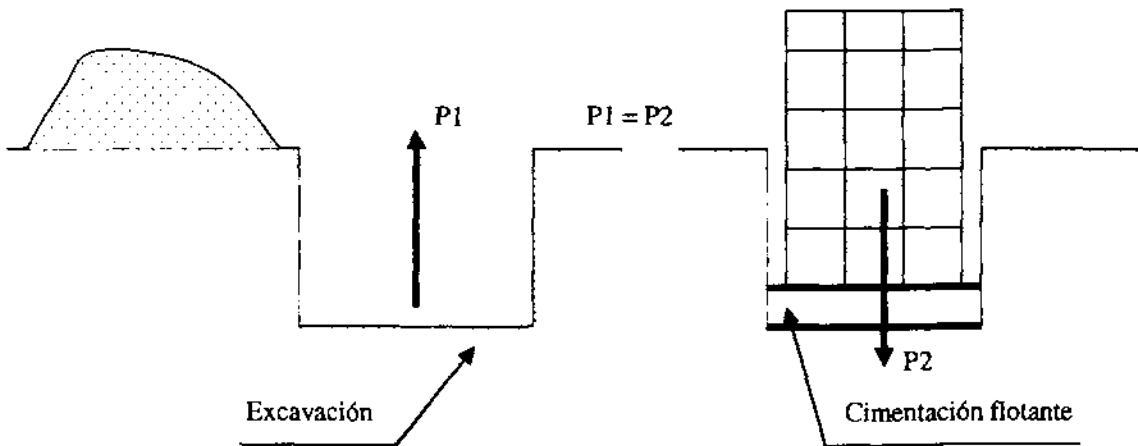
Figura 3.4.- Método del trapecio de presiones.

#### 2.1.4. Cimentaciones flotantes.

Las cimentaciones flotantes en el caso que nos ocupa, pueden presentarse cuando el muro de sótano se asocia a una losa general de cimentación, a la que se aplica el concepto de "presión neta actuante", con el que se trata de que el peso del terreno excavado iguale al transmitido por el cimiento. En consecuencia, los únicos asentamientos que se tomarán en cuenta son los debidos a la

decompresión del terreno debido al entumecimiento producido durante la excavación (ver Figura 3.5).

La "flotación" se basa en el mismo principio de flotación de un barco, el cual iguala su peso con el del volumen de agua desplazado por la parte sumergida.



*Figura 2.5.- Cimentaciones flotantes.*

En las cimentaciones flotantes, sin embargo, se debe tomar la precaución de que el peso de la superestructura y el del peso propio de la viga de cimentación sea lo más uniforme posible en toda el área de apoyo, para que se produzca el mismo efecto que el de la tierra removida. El problema se complica, en aquellos terrenos con nivel freático alto, donde es necesario ir rebajando este nivel freático con equipos de bombeo a medida que se va excavando, y posteriormente impermeabilizar perfectamente la cimentación y los sótanos del edificio.

De acuerdo a lo expuesto en el capítulo 2, la extracción interrumpida del agua subterránea, puede causar serios asentamientos y daños en construcciones vecinas, lo cual afecta a la estabilidad del conjunto, por lo que resulta necesario valorar el grado de deterioro del terreno de apoyo durante la etapa constructiva, para poder garantizar el buen comportamiento del sistema.

Unos de los problemas más importantes para el diseño de una cimentación flotante es la determinación de la magnitud de los esfuerzos de reacción del terreno para el diseño de la viga de cimentación, y la cuantificación de los



asentamientos debido tanto a las cargas, como a la compactación que origina el bombeo del agua subterránea.

#### 2.1.5. Método del coeficiente de balasto.

El cálculo de la distribución de tensiones y asientos bajo una superficie cargada, se complica debido a que las condiciones reales del terreno, no permiten asignarle un comportamiento perfectamente flexible. Para solucionar este problema, se suele utilizar una hipótesis simplificada debida a Westergaard, basada en el módulo de reacción del terreno o medio de Winkler.

En lugar de suponer un medio homogéneo e isótropo con parámetros  $E$  y  $\nu$  como el del espacio elástico de Boussinesq, se supone un modelo, llamado espacio de Winkler, en el que los asientos son proporcionales a la presión aplicada en cada punto.

Westergaard admite que cada punto de la superficie cargada, la tensión vertical  $\sigma$  en el terreno es proporcional al asiento observado  $s$ . Por lo que:

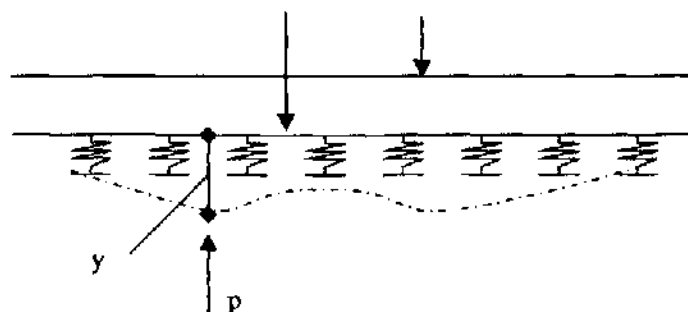
$$\sigma = K_s s$$

Donde, el coeficiente de proporcionalidad  $K_s$ , denominado coeficiente de balasto (o módulo de reacción), no es un parámetro ni una característica intrínseca del terreno, sino que dependerá de las dimensiones de la cimentación. Este coeficiente tiene la dimensión de una presión dividida por una longitud, es decir, de un peso específico, siendo habitualmente expresado en  $\text{bar/cm}^3$ ,  $\text{N/mm}^3$ ,  $\text{Kg/cm}^3$ ,  $\text{t/m}^3$ .

En general, la hipótesis de Westergaard consiste en reemplazar el terreno por un líquido de peso específico igual a  $K_s$ . Donde este líquido posee una densidad que puede variar aproximadamente entre 500 y 30.000 veces la del agua.

Esta hipótesis sería exacta si el terreno pudiera asimilarse a una serie de pequeños resortes o muelles independientes.

Como el procedimiento consiste en sustituir el terreno por un sistema de muelles independientes, cada muelle es comprimido solamente por la parte de cimiento que le corresponde, es decir que se supone que la respuesta del terreno es equivalente a ese sistema de muelles independientes con una constante de muelle "K", de tal forma que:  $p = K \cdot y$  (ver Figura 3.6 y 3.7), por lo que este procedimiento no tiene en cuenta la influencia que ejercen sobre él las presiones de las zonas vecinas, lo que puede considerarse como el mayor inconveniente de este método, pero que a su vez es la ventaja fundamental de su sencillez



*Figura 2.6.- Método del coeficiente de balasto.*

Para aplicar este método conviene tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Las presiones que se manejan, no corresponden con las que previsiblemente se transmiten realmente al terreno, sino que son unas presiones ficticias, llamadas "reacciones del terreno", las que deben ser consideradas como una herramienta útil para encontrar los esfuerzos que se producen en los cimientos.
- Es importante aplicar el método a un tipo de cimentaciones y situaciones determinadas a la que este método resulta aplicable.
- Como el valor de los asentos finales influyen en las dimensiones del cimiento, deben ser tenidas en cuenta éstas para estimar el valor de "K" a utilizar en los cálculos.
- Al estimar el valor de "K" debe considerarse si se trata de una situación a corto o largo plazo, es decir si la respuesta del terreno es la correspondiente a sollicitación instantánea, sin posibilidades de drenaje, o esperando el tiempo necesario para que se desarrollen las presiones efectivas.

- El valor de "K" resulta variable con la presión, por lo que en algunos ensayos se determina "K" para el nivel de tensiones que transmitirá previsiblemente la cimentación.
- En cualquier caso, es necesario considerar que en la determinación de los esfuerzos interviene el valor "K" en una raíz cuarta, por lo que una variación en su valor no resulta tan determinante.

Se determina el valor medio de "K" para las dimensiones reales del cimiento y se corrige la falta de precisión estudiando dos valores extremos entre los que con razonable seguridad está comprendido el valor real.

El coeficiente de balasto para una pequeña superficie cargada en terreno homogéneo se deduce directamente de la pendiente de la curva presión – asiento en un ensayo de carga con placa.

No obstante, cuando la superficie cargada se aumenta los asientos serán mayores para la misma presión, esto quiere decir que la carga afecta a un mayor volumen de terreno, lo que implica que el valor de K disminuya.

De lo anterior podemos concluir que uno de los grandes problemas que presentan los métodos de cálculo que involucran el coeficiente de balasto, es que este no es una constante del terreno, ni un parámetro propio de él, sino que está en directa relación con el nivel de presiones alcanzado y de las dimensiones del área cargada.

Existe por lo tanto una clara desventaja frente a los modelos elásticos, elasto-plásticos, etc., ya que los parámetros  $E$ ,  $\nu$ ,  $\phi$ ,  $c$ , por nombrar algunos, sí constituyen características del terreno independientes del área cargada.

Sin embargo y a pesar de esto, la sencillez de las formulaciones en el espacio de Winkler ha llevado a análisis detallados del campo de variación del coeficiente de balasto en terrenos y problemas concretos.

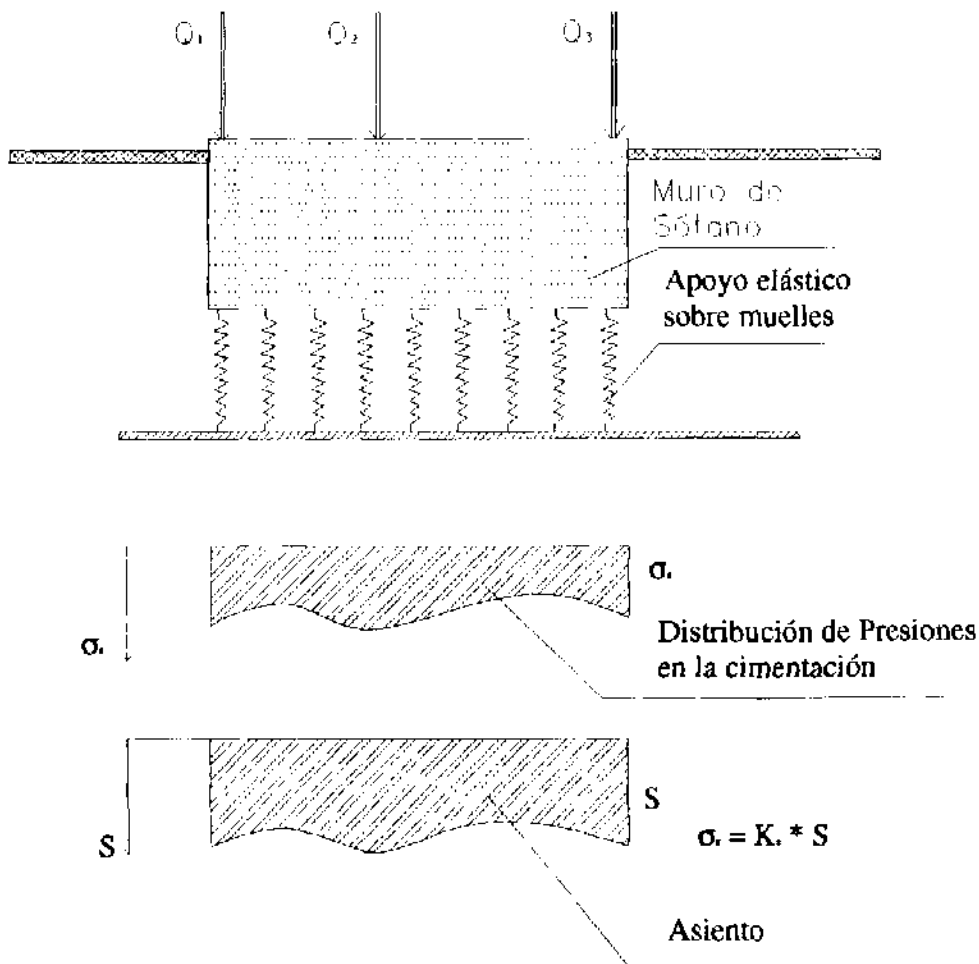


Figura 2.7.- Método del módulo de reacción.

#### 2.1.5.1. Coeficiente de balasto para placas de 0,30 \* 0,30 m ( $K_{30}$ ).

Es lo que se puede denominar un valor de referencia, sobre el que existen bastantes datos, debido a que esta dimensión es la más usual en ensayos de carga con placa. Los primeros valores estimativos que existieron, fueron aportados por Terzaghi en 1955. (Tabla 2.1).

VALORES DE $K_{30}$ PROPUESTOS POR TERZAGHI	
Tipo de terreno	$K_{30}$ (Kp/cm <sup>3</sup> )
Arena seca o húmeda	
- Suelta	0,64 – 1,92 (1,3)*
- Media	1,92 – 9,60 (4,0)
- Compacta	9,60 – 32 (16,0)
Arena sumergida	
- Suelta	(0,8)
- Media	(2,50)
- Compacta	(10,0)
Arcilla	
$q_u = 1- 2$ Kp/cm <sup>2</sup>	1,6 – 3,2 (2,5)
$q_u = 2-4$ Kp/cm <sup>2</sup>	3,2 – 6,4 (5,0)
$q_u = > 4$ Kp/cm <sup>2</sup>	> 6,4 (10)

- Entre paréntesis los valores medios propuestos.

*Tabla 2.1. Valores de coeficiente de balasto propuesto por Terzaghi en 1955.*

De acuerdo a las investigaciones A. Monet en 1995, existe una directa relación entre los parámetros resistentes del terreno  $c$  y  $\phi$  (ver Figura 3.8) correspondiente al modelo Mohr-Coulomb y el coeficiente de balasto. Aunque sus estudios iniciales se llevaron a cabo para la determinación de coeficientes elasto-plásticos en estructuras de contención de tierras, su aplicabilidad hoy en día se ha generalizado tanto para coeficientes de balasto vertical como horizontal.

En el caso de terrenos arcillosos tiene gran importancia la consolidación por lo que la relación presión - asiento debe deducirse de ensayos de carga lenta.

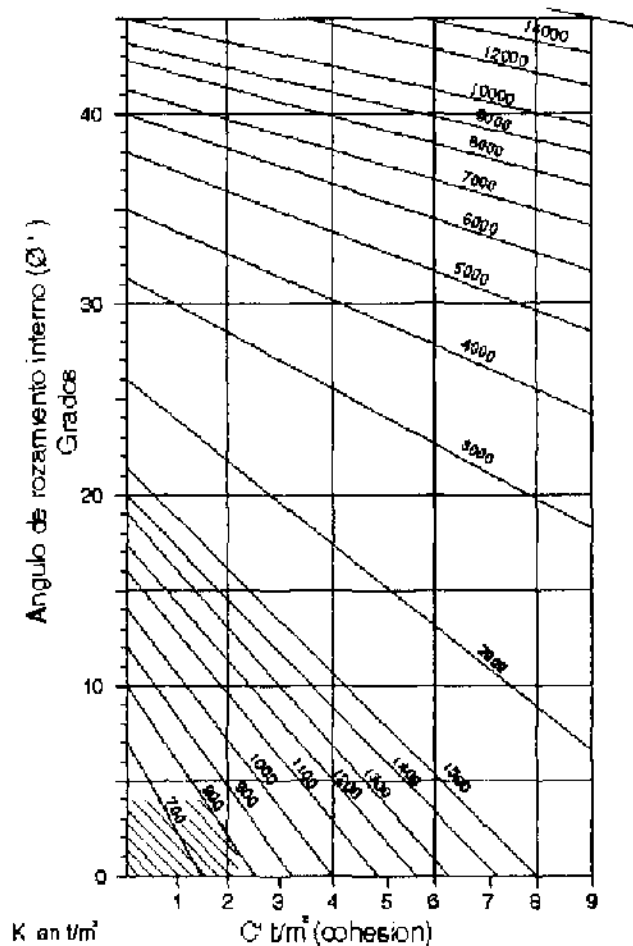


Figura 2.8. Abaco de Chaideisson - Monnet, 1995

### 2.1.6. Método del módulo de rigidez.

Con este método se tiene en cuenta tanto las deformaciones de la cimentación, como también el asiento del terreno, de tal manera que la línea de flexión de la viga de cimentación y la ley de asientos es idéntica de forma (superponibles).

Con ello se acepta un acoplamiento o conexión de los muelles del cimientto, de tal manera que la presión en determinado punto de la cimentación puede producir un asiento en otro punto diferente. Las variaciones de este método se basan todas en la misma idea fundamental, que ya fue presentada por OHDE.

Tanto la estructura como el terreno se calculan según la teoría de la elasticidad (ver Figura 2.9), para la primera se siguen los métodos usuales de cálculo de

estructuras de elementos rectos. El terreno es considerado como un continuo y se le sustituye por el semiespacio elástico e isótropo. Los asentos se calculan según el método de Steinbrenner o métodos similares.

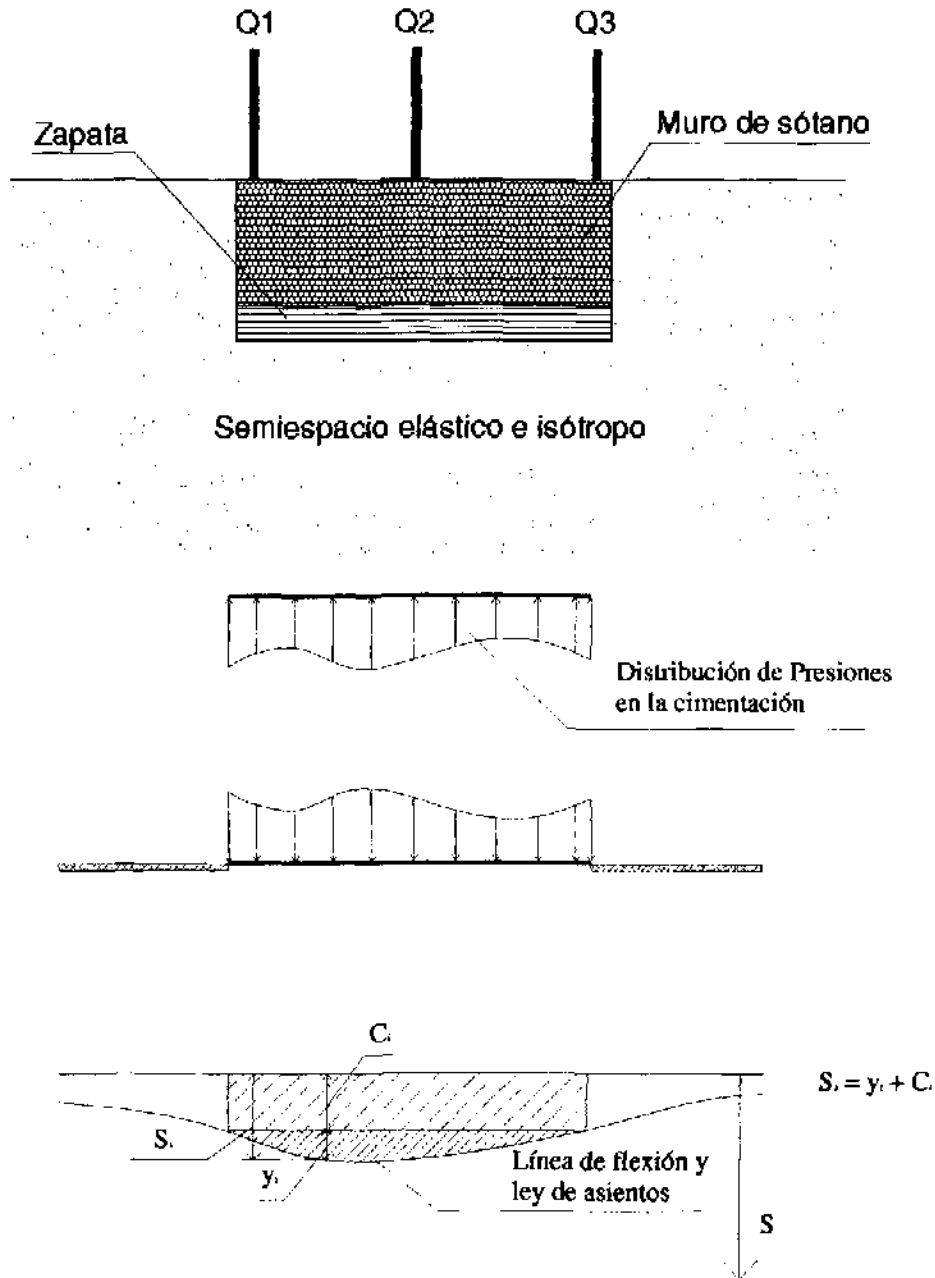


Figura 2.9.- Método del módulo de rigidez.

Aunque el módulo de rigidez  $E_s$  depende de la naturaleza, tipo y presión vertical del terreno, en el cálculo se supone constante.

## **2.2. FACTORES QUE HASTA LA ACTUALIDAD NO HAN SIDO CONSIDERADOS.**

En los métodos de cálculo mencionados con objeto de una mayor simplicidad, no se tienen en cuenta una serie de factores, que deberían ser considerados si se pretende aproximarse a un comportamiento más real del problema.

A continuación se presentan las principales consideraciones a tener en cuenta para mejorar los modelos ya existentes y factores que si se han contemplado en la presente tesis.

### **2.2.1. Asientos Plásticos.**

En el cálculo de la distribución de presiones bajo las cimentaciones, se han tenido en cuenta hasta ahora solamente las deformaciones elásticas (asientos). Sin embargo, es sabido que en las zonas de borde ó donde se presentan presiones elevadas que superen las tensiones de rotura del terreno, pueden presentarse zonas de plastificación, que aumentan las deformaciones elásticas que se producen cuando no se pone límite a la presión máxima.

Cuando se considera como presión límite la de rotura, se debe producir una redistribución de tensiones bajo el cimiento para que se conserve la resultante total, igual a su vez a la suma de las acciones actuantes.

Otra posibilidad para tener en cuenta la deformación plástica en la distribución de presiones bajo la cimentación, consiste en separar los asientos en una parte elástica (variación del volumen conservando la forma) y en una parte plástica (variación de la forma constante). Según la hipótesis de Wiener para cimentaciones rígidas, la parte plástica del asiento es proporcional al cociente diferencial de la distribución de presiones buscada (ver Figura 2.10 y 2.11).



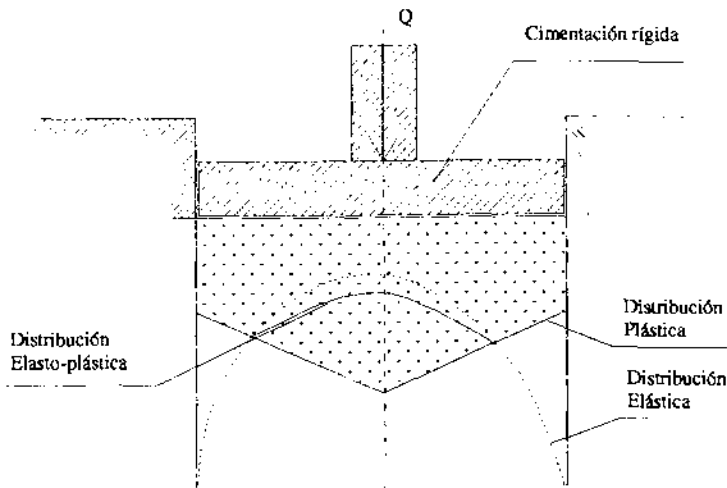


Figura 2.10.- Distribución elasto – plástica de presiones bajo una cimentación rígida.

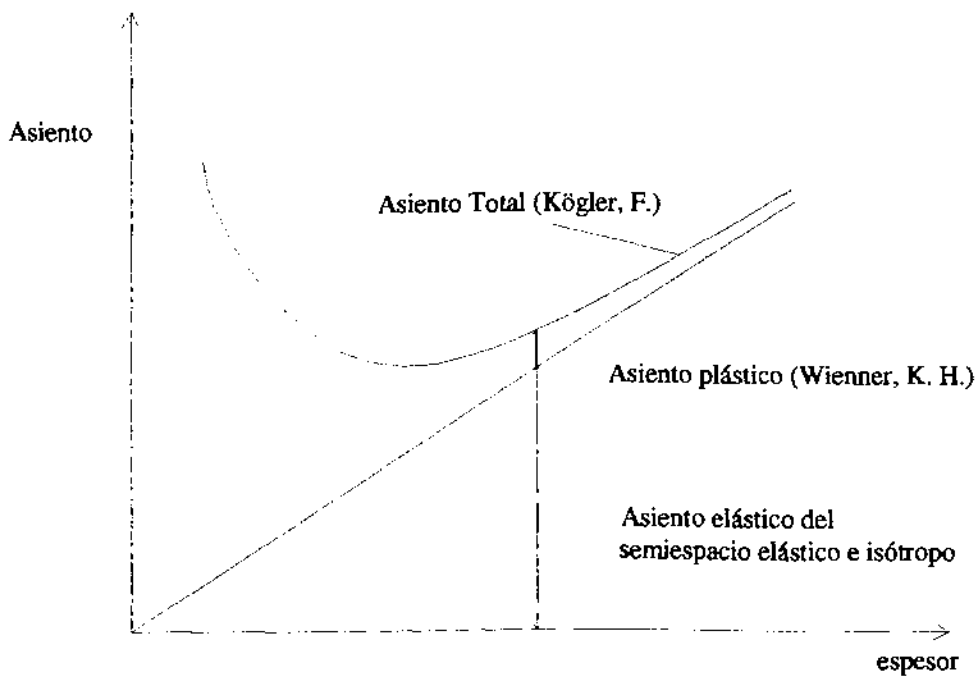


Figura 2.11.- Asientos elásticos y plásticos bajo una placa rígida de distintos espesores sobre arena.

### **2.2.2. Tensiones de Rozamiento.**

En el cálculo de los valores límite de la distribución plástica de presiones (rotura del terreno), es necesario tener en cuenta, las tensiones horizontales debidas al rozamiento entre la cara inferior rugosa de la cimentación y el terreno.

Hasta el momento se ha despreciado la influencia de las tensiones de rozamiento (no linealidad de contacto), en el cálculo de la distribución de presiones.

### **2.2.3. Variación local de la Compresibilidad.**

Mediante la correspondiente variación del módulo de reacción o del módulo de rigidez, pueden tenerse en cuenta las variaciones locales de la compresibilidad del terreno, tanto en dirección vertical como horizontal.

El mayor asiento existente bajo la zona central de la estructura, producido por la superposición de influencias de presiones, puede tenerse en cuenta en el método del módulo de reacción suponiendo unos niveles más duros en la zona de borde que en la zona inferior (Dimitrov, N, 1955).

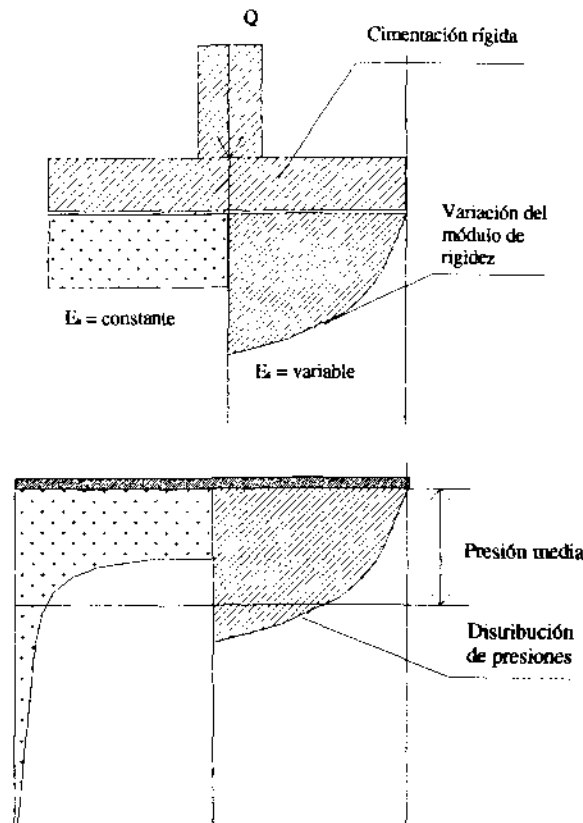
Para poder estimar un módulo de rigidez variable con la presión, se pueden utilizar los resultados de ensayos presiométricos, que permiten precisar estas variaciones a las distintas profundidades del terreno.

Las futuras mejoras de estos métodos van en la línea de aplicación de métodos numéricos como el basado en la teoría de los elementos finitos, con los que al discretizar el continuo ya sea la estructura como el terreno, uniendo mediante nudos comunes, de tal forma que exista una compatibilidad de deformaciones entre ambos.

Las tensiones y los desplazamientos de los nudos deben relacionarse de tal manera, que cada elemento esté en equilibrio y que las deformaciones de los elementos contiguos sean compatibles entre sí.

Con estos criterios se puede por tanto, tener en cuenta las variaciones locales de la rigidez del terreno. Condición previa para la aplicación práctica del método es disponer de un ordenador para el cálculo numérico y un modelo de terreno que permite estimar con la máxima exactitud posible el comportamiento real del terreno en cuanto a las tensiones y deformaciones que se vayan generando.

Para ello se puede utilizar por ejemplo, la curva asientos – compresiones, medida en el ensayo Triaxial (König, G y Duncan, J. M), que puede representarse empíricamente por una función hiperbólica y que puede linealizarse por tramos durante el cálculo adoptando una presión lateral  $\sigma_3$  sobre un elemento de terreno mayor en el centro de una cimentación que en su borde, con lo que se produce en el centro una tensión desviadora  $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$  menor que en la zona exterior. Esta diferencia se ve incrementada por las posibilidades de desplazamiento del terreno en las zonas de borde.



*Figura 2.12.- Distribución de presiones en la cimentación, para un módulo de rigidez constante o variable.*

Al tener en cuenta la ley constitutiva del material, se obtiene una curva parabólica del módulo de rigidez, con un máximo en el centro de la cimentación y un valor relativamente pequeño en su extremo. La presión calculada de esta manera se desvía fuertemente de la distribución de Boussinesq (distribución parabólica cóncava).

Para valores pequeños del modulo de rigidez en el borde se invierte la distribución de presiones en la cimentación y se obtiene una distribución convexa. Con estas distribuciones de la presión se tiene en cuenta el fenómeno del desplazamiento plástico lateral del terreno situado bajo los bordes de la cimentación.

#### 2.2.4. Rigidez del sistema.

El que una cimentación deba considerarse como rígida, elástica o flexible, depende de la relación entre la rigidez de la estructura  $S_c$  y de la flexibilidad del terreno  $S_f$ , relación sin dimensiones denominada rigidez del sistema "K":

$$K = \frac{S_c}{S_f} = \frac{E_m \left( \frac{d_i}{l} \right)^3}{E_f}$$

Siendo:

$E_m$  = Módulo de elasticidad del material de la estructura (Kg/cm<sup>2</sup>)

$d_i = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I}{b}}$  = espesor de la viga de cimentación o espesor de la losa de cimentación (cm).

$I$  = Momento de inercia de la estructura, incluida la cimentación.

$l$  = Longitud de la cimentación según el eje de flexión (cm).

$b$  = Longitud de la cimentación en el sentido transversal al eje de flexión (cm).

$E_f$  = Módulo de deformación del terreno (Kg/cm<sup>2</sup>).

El momento de inercia  $I$ , depende de la rigidez de la cimentación, del espesor "d", y de las plantas que colaboran con el conjunto. Para ello es necesario distinguir entre las partes de la sección totalmente unidas a la cimentación, cuyo momento de inercia se calcula mediante el teorema de Steiner, y las partes no unidas, en que el

momento de inercia se obtiene como la suma de los momentos de inercia parciales de las plantas que colaboran con el conjunto, más el de la cimentación.

Según lo demuestran algunas investigaciones, el número de plantas que colaboran es pequeño en la mayoría de los casos (El-Kadi, F. 1967).

La flexibilidad del terreno que reflejada en el método del módulo de rigidez por un valor de éste  $E_f = E_s$ , y en el método del módulo de reacción por el producto  $E_f = k_s \cdot l$ .

La relación entre el módulo de rigidez  $E_s$  y el módulo de reacción  $k_s$  se obtiene, para carga y dimensiones de la cimentación dadas, de la condición de asientos iguales s en cada punto considerando (Figura 3.13). De esta manera se obtiene para la rigidez del sistema:

**Método del módulo de rigidez:**

$$K_s = \frac{S_c}{E_s}$$

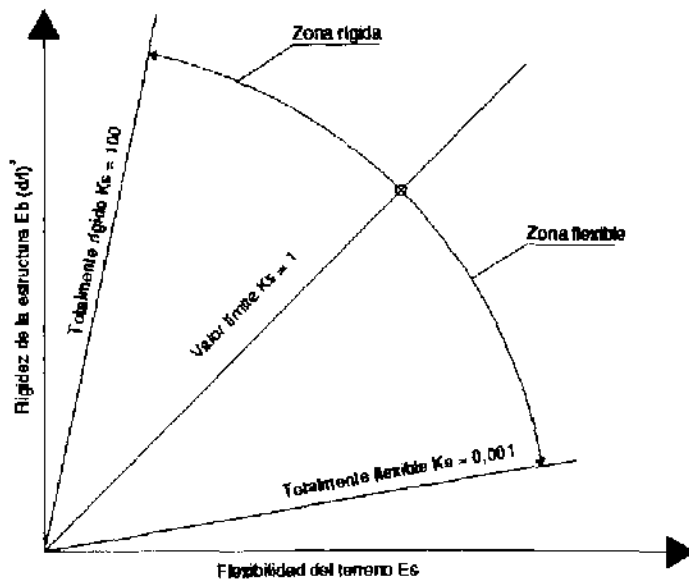


Figura 2.13.- Rigidez del edificio y flexibilidad del terreno.

**Método del módulo de reacción:**

$$K_c = \frac{S_c}{1 \cdot k_s} = k_s \cdot FS$$

Es importante poder considerar diversos casos en los que la flexibilidad del terreno y de la estructura vaya variando, y efectuar combinaciones de cimentación rígida sobre terreno duro y estructura rígida, cimentación flexible sobre terreno duro y estructura rígida, cimentación rígida sobre terreno blando y estructura rígida, cimentación rígida sobre terreno duro y estructura flexible, cimentación flexible sobre terreno duro y estructura rígida, etc.

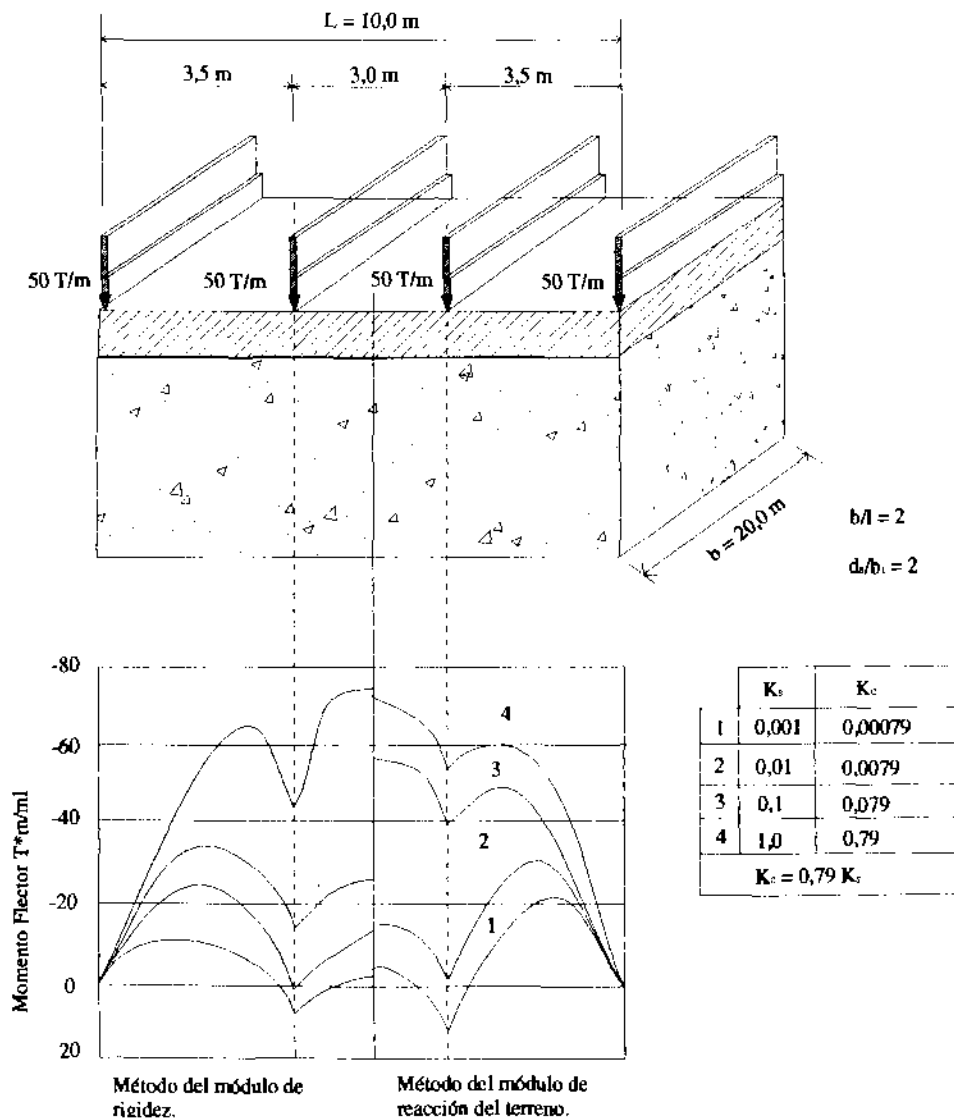


Figura 2.14.- Relación entre los momentos flectores y la rigidez del sistema según los métodos del módulo de rigidez y del módulo de reacción.

De acuerdo a Meyerhoff, lo que importa no es realmente la rigidez de la estructura, sino más bien, la del conjunto del edificio que puede ser mucho más elevada.

La rigidez aproximada de la estructura, se estima mediante el valor:

$$K_r = \frac{E_c \cdot I_c + \sum E \cdot I_v + E \frac{ah^3}{12}}{E_t \cdot b^3}$$

donde:

$E$ : Módulo de deformación del hormigón del cimiento.

$I_c$ : Momento de inercia de la sección del cimiento respecto a la recta horizontal que pasa por el c.d.g. de su sección transversal.

$\sum EI_v$ : Suma, extendida en vertical a todas las vigas y forjados paralelos al cimiento que transmiten sus cargas a los pilares que apoyan en él, de los productos  $EI_v$ , donde  $E$  es el módulo de deformación del material de la estructura, e  $I_v$  el momento de inercia de la sección de cada viga y/o forjado, respecto al eje horizontal que pasa por sus respectivos c.d.g.

$E \frac{ah^3}{12}$ : Producto del módulo de deformación del material de cualquier muro paralelo al cimiento y cargando sobre él, y del momento de inercia de la sección del muro por un plano vertical normal a la directriz de la viga de cimentación ( $a$ , es el espesor del muro y  $h$  su altura).

$E_t$ : Módulo de deformación del terreno.

$b$ : Ancho del cimiento.

Si  $K_r > 0,5$ , la estructura se considera rígida.

Si  $K_r \leq 0,5$ , la estructura se considera flexible.

Con relación a la rigidez del sistema, no debe olvidarse que parte de la rigidez extraestructural de muchos edificios, proviene de partes (tabiquería, cerramientos, revestimientos, etc) que pierden su rigidez por fisuración mucho antes que la estructura y el cimiento alcancen su estado límite último, por lo que se debe ser prudente al contar con ella, salvo en condiciones de servicio, fase en la que siempre puedan ser consideradas.

### **2.2.5. Sistemas de construcción.**

Con el fin de mantener dentro de ciertos límites de trabajo los cálculos a desarrollar en el presente trabajo, se determinan en el caso de las edificaciones, las cargas exteriores para una estructura flexible, es decir pilares y vigas con nudos articulados entre si, lo que conduce a un reparto isostático de las cargas. Pero como el empotramiento de los pilares y de las vigas tiene un efecto compensador sobre los momentos flectores, se recomienda unir rígidamente a flexión especialmente los pilares y elementos estructurales con el muro de sótano. Incluso para la construcción prefabricada resulta ventajoso hacer plantas bajas (sótanos) con hormigón "in situ", con el fin de conseguir un desarrollo más favorable de los momentos flectores.

En el cálculo estático puede conseguirse esto, considerando "a posteriori" un cierto grado de empotramiento de los pilares en la cimentación.

### **2.2.6. Distribución y distancia entre las cargas.**

La distribución de las cargas, las distancias entre las mismas y la existencia o no de una zona de la cimentación en los bordes del muro, influyen sobre los momentos flectores de tal manera, que no es posible situar sistemáticamente los momentos máximos o mínimos que se presentan en cada caso, en función de los procedimientos de cálculo correspondientes.

En el caso de cargas próximas al borde cuando la cimentación puede ser considerada como flexible, se pueden presentar en el lado exterior, presiones negativas entre las cargas que no pueden ser absorbidas por falta de una unión resistente a la tracción entre la cimentación y el terreno. Mientras no puedan ser superadas por el peso propio, se producirá una redistribución de las tensiones.

La disposición de ménsulas en los extremos, pueden contribuir favorablemente sobre los momentos flectores.



### **2.2.7. Capa Compresible.**

Mientras que en el método del módulo de reacción, no se determine éste a partir de los asientos de un semiespacio, no entra en el cálculo el espesor de la capa compresible bajo la cimentación, en el método del módulo de rigidez se supone teóricamente que el semiespacio elástico e isótropo se extiende por debajo de la cimentación hasta una profundidad ilimitada.

A efectos prácticos, el efecto del espesor de la capa deja de tener importancia, cuando las tensiones debidas a la carga de la construcción sólo representan de un 10 al 20 por ciento, aproximadamente, de la carga producida por el peso propio del terreno, de tal manera, que puede considerarse que la deformación del terreno por debajo de esta profundidad, no resulta ya significativa.

En el caso de que existan capas indeformables, roca o terrenos muy compactos, por encima de la profundidad efectiva, quedará reducido al espesor de la capa compresible a considerar en función de la cota de aparición de la misma.

La interpretación de los resultados de medidas de asientos realizadas a diferentes profundidades bajo la cimentación, han demostrado que la relación  $d_s / b_1$  se encuentra generalmente entre 2, para vigas de cimentación (ver Figura 2.14).

Es por ello, que la influencia de  $d_s$  es tanto más pequeña cuanto más rígido sea el terreno. A partir de  $d_s / b_1 \geq 1$ , ya no tiene importancia la variación del momento flector.

### **2.2.8. El Tiempo.**

En todos los anteriores métodos y cálculos anteriores, la influencia del tiempo no se ha tenido en cuenta, el tiempo y los efectos que trae consigo afectan tanto a la estructura como al terreno, siendo los más importantes:

- La distribución de presiones en la cimentación.
- La fluencia lenta del hormigón.

- Las propiedades mecánicas y parámetros de deformabilidad del hormigón y terreno.
- Los asientos en el tiempo que experimenta el terreno.

La fluencia lenta del hormigón produce un incremento en la deflexión, que puede llegar a ser múltiplo de la correspondiente deformación elástica de la misma carga. Este hecho puede tenerse en cuenta introduciendo un módulo de

elasticidad ideal para el hormigón  $E_b^* = \frac{E_b}{1 + \varphi_t}$ . Para un coeficiente de fluencia

lenta  $\varphi_t$  de 1 a 2, se puede deducir el módulo de elasticidad para deformaciones a largo plazo considerablemente.

Además puede ser necesario considerar el pequeño incremento del módulo de elasticidad, relacionado con el incremento de la resistencia a la compresión a lo largo del tiempo (Graf, O. 1960).

Para determinar la influencia de la variación del asiento en función del tiempo, se distinguen dos estados. Al terminarse la obra (estado 1) la estructura estará solicitada por su peso propio y el asiento, función del tipo de terreno, ha alcanzado ya, en la mayoría de los casos, entre el 60 y 90 por ciento del correspondiente asiento final. Esto puede tenerse en cuenta suponiendo un terreno menos flexible, lo que produce una disminución de la rigidez del sistema.

Una vez alcanzado el estado final a plena carga (estado 2), debe suponerse para la cimentación el módulo de elasticidad ideal  $E_b^*$ , que también disminuye la rigidez del sistema.

Se recomienda tener en cuenta en el cálculo, solamente la mitad de las cargas de uso del edificio, aproximadamente por actuar ésta sólo durante poco tiempo y por no alcanzar prácticamente su magnitud de cálculo.

La fluencia lenta y la progresión de los asientos producen una disminución de los momentos máximos, una atenuación de las tensiones de compresión en la estructura.

### **2.2.9. Asientos del terreno.**

La determinación de los asientos, es un tema tratado específicamente en estudios geotécnicos, pero pocas veces son considerados para la determinación de esfuerzos en la cimentación y menos en la superestructura.

Sobre este tema, se debe identificar a través de ensayos de reconocimientos del terreno y posteriormente en laboratorio, la presencia y características de los distintos terrenos deformables, de los cuales los podemos dividir en 2 grandes grupos, que de acuerdo a su naturaleza y calidad, podemos analizar su comportamiento.

- **Terrenos granulares:** Estos terrenos sufren asientos que pueden desarrollarse en periodos de tiempo breve, horas en algunos casos, por lo que pueden considerarse como instantáneos a efectos prácticos.

Estos terrenos están compuestos por gravas, arenas o mezclas de ambos y con relación a su deformación, los asientos generados son producidos por la aplicación inmediata de la carga.

Para determinar la magnitud de estos asientos, podemos recurrir a teorías que consideren un espacio elástico del terreno, los que caracterizan el terreno con los parámetros  $E$  (módulo de elasticidad) y  $\nu$  (coeficiente de poisson)

- **Terrenos finos:** Estos terrenos están compuestos por arcillas y limos que pueden dividirse de alta o baja plasticidad, corresponden a terrenos muy compresibles y en algunos casos expansivos que reaccionan frente a la presencia de agua, aumentando o disminuyendo de volumen. En general estos terrenos son bastante impermeables, con lo que el agua retenida dentro del estrato, y que debe ser desalojada para que se produzca la deformación del terreno, pueda tardar mucho tiempo en salir, por lo que se precisa realizar una previsión del desarrollo de los asientos a lo largo del tiempo.

La característica de los asientos en estos terrenos, se rige por una deformación volumétrica producida en el tiempo, por lo que para determinar la magnitud de

estos asentamientos, de debe recurrir a teorías basadas en la consolidación, caracterizando el terreno con los parámetros  $C_c$  (coeficiente de compresibilidad),  $C_v$  (coeficiente de consolidación) y  $e_0$  (índice de huecos) obtenidos de ensayos edométricos. En algunos casos estos terrenos poseen la denominada consolidación secundaria, que corresponde a asentamientos por fluencia lenta, caracterizado por el reacomodo de las partículas del terreno, sin variación de presiones efectivas.

### 2.3. INTERACCION DEL CONJUNTO SUPERESTRUCTURA – CIMENTACION - TERRENO.

Una característica especial de las obras de cimentación es la existencia de la interacción terreno-estructura entre materiales muy diferentes y con muy distintos comportamientos.

En la interacción entre la cimentación y el terreno, se generan unas presiones de contacto, que son las presiones que produce la cimentación en el plano de contacto con el terreno de cimentación, y su distribución bajo las cargas centradas de la cimentación depende de la rigidez de esta y de la naturaleza y características del terreno. Si la cimentación se supone infinitamente rígida, sin fricción en el plano de contacto, y el terreno es isótropo y homogéneo, la distribución de estas presiones se indica en la Figura 2.15.

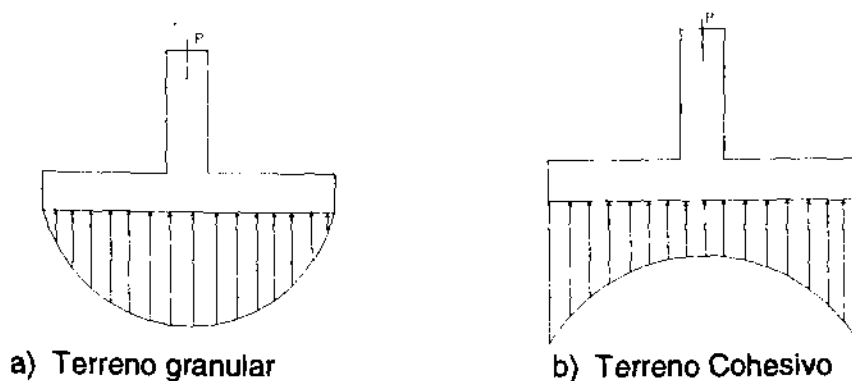
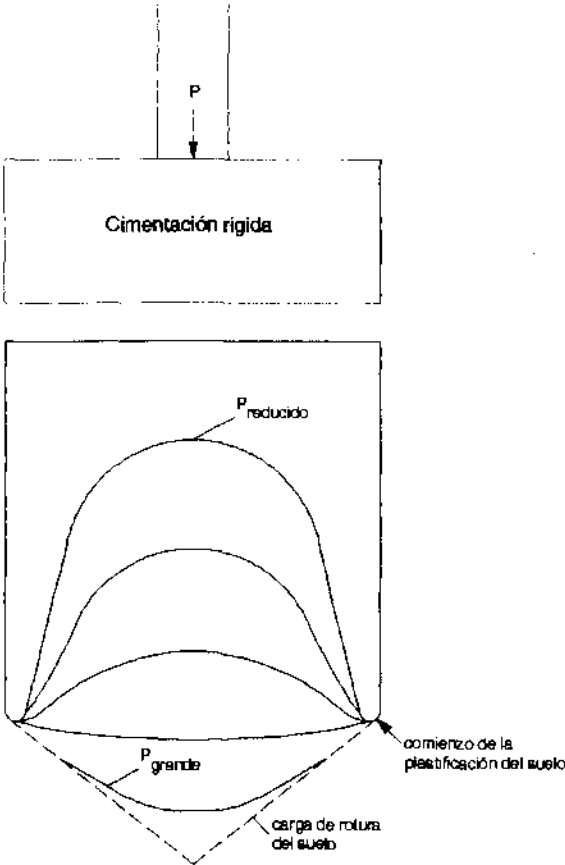


Figura 2.15.- Distribución de presiones de contacto para cimentación infinitamente rígidas sin fricción apoyadas en terrenos ideales.

De la anterior Figura, se evidencia que en los terrenos granulares la presión ejercida resulta mayor en el centro que en los bordes de la base, porque las partículas tienden a desplazarse hacia el exterior en el perímetro del área cargada, en dirección a la zona más descargada.

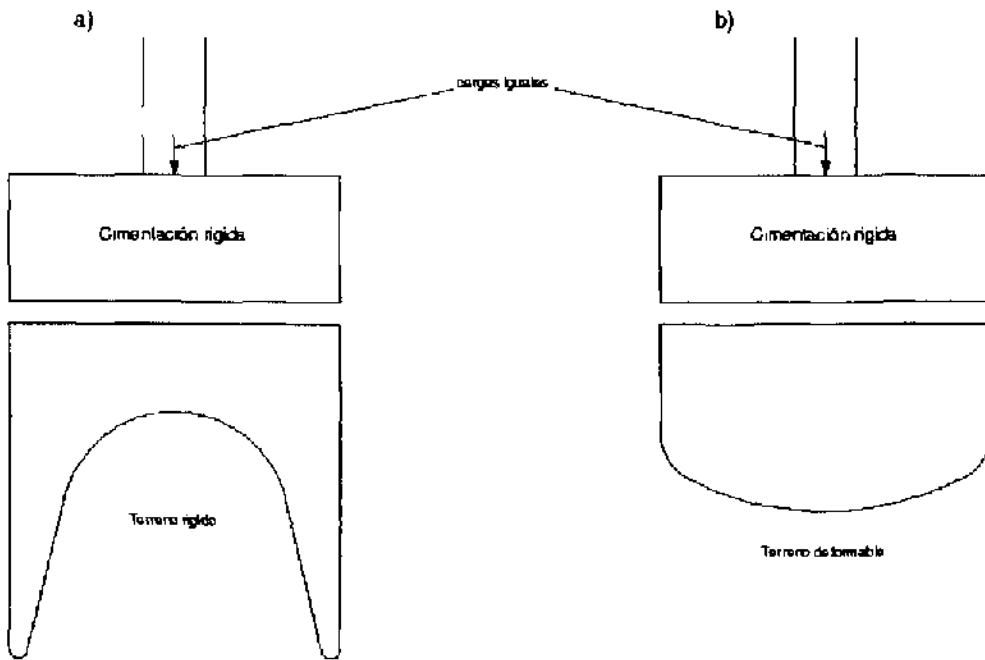
Por el contrario, en los terrenos cohesivos, los esfuerzos son mayores junto a los bordes de la cimentación y disminuyen en el centro, debido a que las cargas son resistidas en el terreno principalmente por corte a lo largo del perímetro.

De acuerdo a la rigidez del terreno, la distribución de presiones en el mismo no es uniforme. La Figura 2.16 muestra cualitativamente la variación del diagrama de presiones en función de la intensidad de carga, válida fundamentalmente para cualquier tipo de terreno.



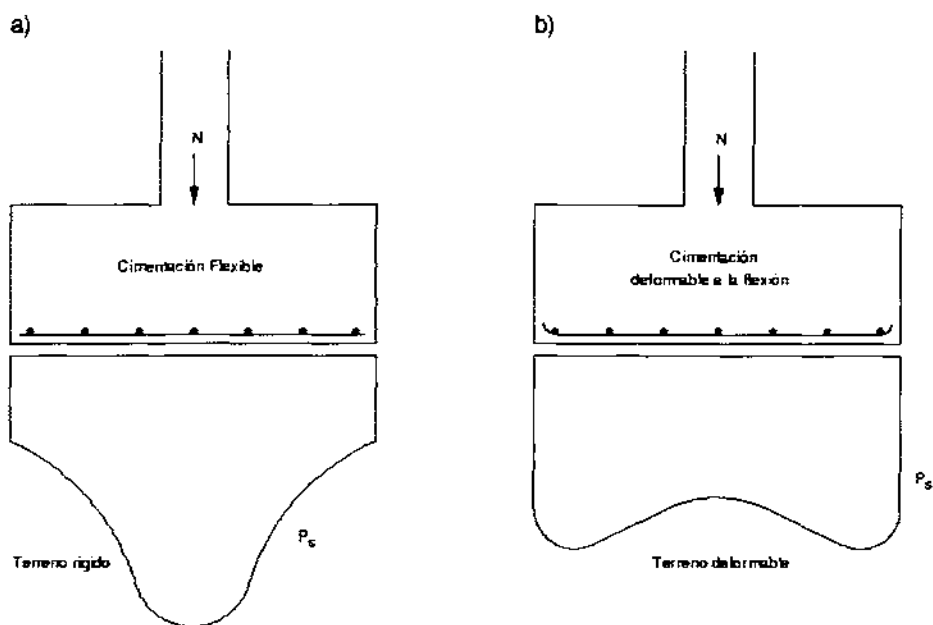
**Figura 2.16. Distribución cualitativa de la distribución de presiones sobre el terreno en cimentaciones rígidas. Influencia del aumento de la intensidad de carga, válida para todo tipo de terreno.**

Para el caso en que la rigidez del terreno de cimentación varía de rígida a deformable, para igual carga transmitida por la superestructura (ver Figuras 2.17 a) y 2.17 b), podemos también diferenciar distintas leyes de distribución de tensiones en el terreno.



*Figura 2.17 Distribución cualitativa de la presión sobre el terreno de cimentaciones rígidas: a) en terreno rígido, b) en terreno deformable.*

Para el caso de cimentaciones flexibles, dicha condición hace que para terrenos rígidos, la distribución de presiones en el terreno sea mayor bajo los pilares que en los bordes (Figura 2.18 a). En terrenos deformables en cambio, se obtiene una distribución casi uniforme (Figura 2.18 b).



**Figuras 2.18.** Distribución cualitativa de la presión en el terreno para una cimentación flexible: a) en terreno rígido, b) en terreno deformable.

De acuerdo a Fritz Leonhardt (Vorlesungen über Massivbau - 1977), cuando en terrenos rígidos se admite una repartición uniforme de presiones  $p$ , se pueden disminuir los esfuerzos característicos calculados, en aproximadamente un 10 %. La presión  $p$  a considerar en el cálculo, es la diferencia entre la presión debida al peso propio de la losa de cimentación.

Si analizamos el caso de edificios de viviendas, en el que la separación de pilares aproximada es de 5 m, de acuerdo al trabajo realizado por D. Netzel en la Universidad de Stuttgart, se investigó en vigas de cimentación esbeltas reforzadas por paredes transversales. La concentración de presiones en el terreno debajo de las vigas es elevada y con ellos la sollicitación a flexión de la viga menor, en casos en que más deformable sea la viga de cimentación y el terreno de cimentación sea más rígido, ver Figura 2.19.

Si en el caso de una superestructura de reducida rigidez a flexión, la capa deformable de terreno es de un espesor considerable en relación a la longitud de la estructura, se origina una depresión a lo largo de toda la longitud, que cambia de

forma considerable el diagrama de momentos como consecuencia de la curvatura de la depresión (ver Figura 2.20a).

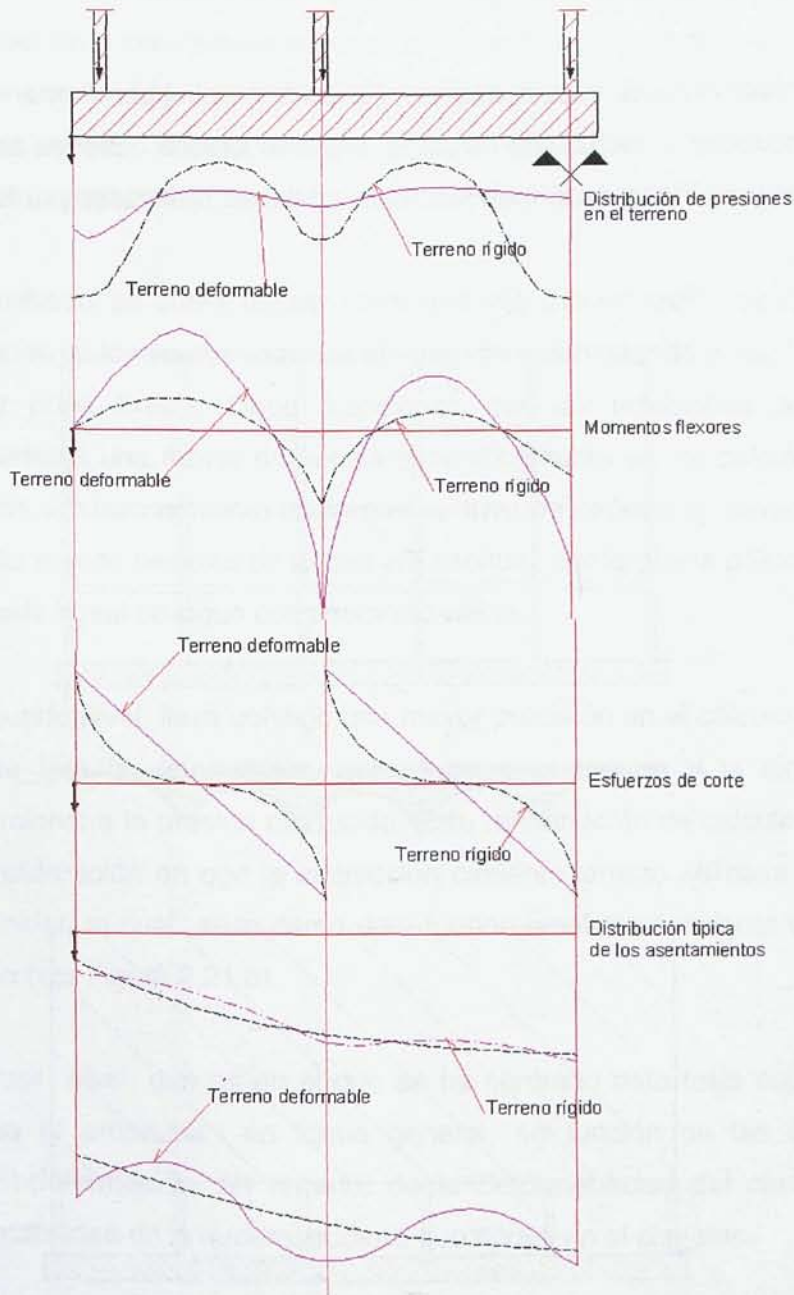
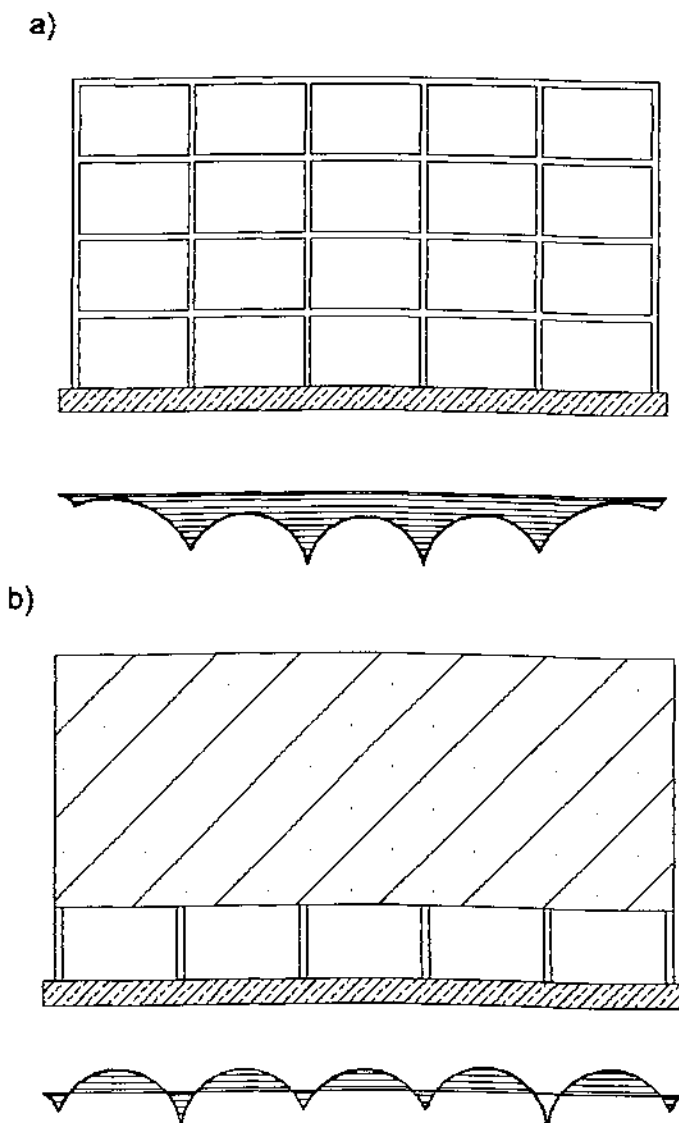


Figura 2.19. Ejemplo que muestra la influencia de la rigidez del terreno sobre los esfuerzos característicos en una viga de cimentación flexible (mostrada cualitativamente según Netzel para superestructura deformable y estrato de terreno de espesor medio).



En tales casos se aconseja disponer un arriostramiento rígido de la superestructura mediante elementos longitudinales, por lo menos en una planta, para evitar la formación de la depresión curva. En estas condiciones el diagrama de momentos, vuelve a ser similar al de una viga continua (Figura 2.20 b).

Posteriormente nuevas investigaciones llevadas a cabo por Franz, G. y Klöckner entre otros trabajos, realizando estudios más minuciosos basados en la utilización de métodos numéricos, confirman las investigaciones realizadas por Netzel.



**Figura 2.20.** Distribución cualitativa de los momentos en una viga de cimentación.  
a) Para capas de terreno deformable de gran espesor y superestructura flexible; b) para iguales condiciones del terreno y superestructura rígida.

De acuerdo a Calavera, J., existen 3 niveles de precisión en el cálculo general de este tipo de cimentaciones, con relación a la interacción cimentación-terreno (ver Figura 2.21).

- a) El primer nivel consiste en suponer el cimiento rígido y por tanto indeformable, de manera que bajo la acción de las cargas desciende sin flexionar, considerando además que el terreno situado que no está situado directamente bajo el cimiento, no experimenta deformaciones (ver Figura 2.21 a).

Este método se suele utilizar habitualmente incluso para zapatas corridas y centradas, si los vuelos exceden al triple del canto, siendo pues, la hipótesis de rigidez poco exacta. Cabe mencionar, que las tendencias actuales están orientadas a una mayor prudencia específicamente en los cálculos a esfuerzo cortante y punzonamiento de la que se tuvo en el pasado, llevando consigo a zapatas menos flexibles de lo que era habitual, por lo que la práctica de aceptar el reparto lineal se sigue considerando válida.

- b) El segundo nivel, lleva consigo una mayor precisión en el cálculo, en el cual se supone que la deformación, común entre el terreno y la cimentación, es proporcional a la presión producida. Este refinamiento de cálculo lleva consigo la consideración en que la interacción cimiento-terreno se basa en el método de Winkler, el cual utiliza como dato fundamental el coeficiente de balasto del terreno (ver Figura 2.21 b).
- c) El tercer nivel, que es en el que se ha centrado esta tesis específicamente, plantea el problema en forma general, en función de las características tensión-deformación del terreno, de la deformabilidad del cimiento y de la deformabilidad de la superestructura que apoya en el cimiento.

A diferencia de los otros niveles mencionados, considera que el terreno que rodea transversal y longitudinalmente al cimiento, también sufre deformaciones, por ende, también ayuda en el reparto de tensiones generados por la estructura (ver Figura 2.21 c).

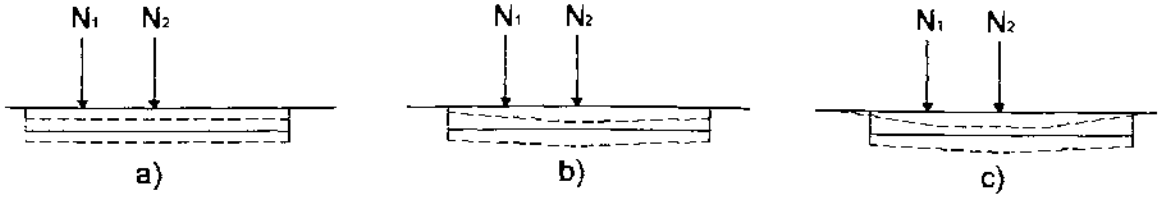


Figura 2.21. Interacción cimiento-terreno

Otro aspecto muy poco estudiado y de gran incertidumbre, es el de considerar para este análisis la deformabilidad relativa de la superestructura-cimentación-terreno. Donde en la Figura 2.22, podemos observar que las distintas rigideces de los elementos en cuestión son un factor importante de cara al diseño del conjunto.

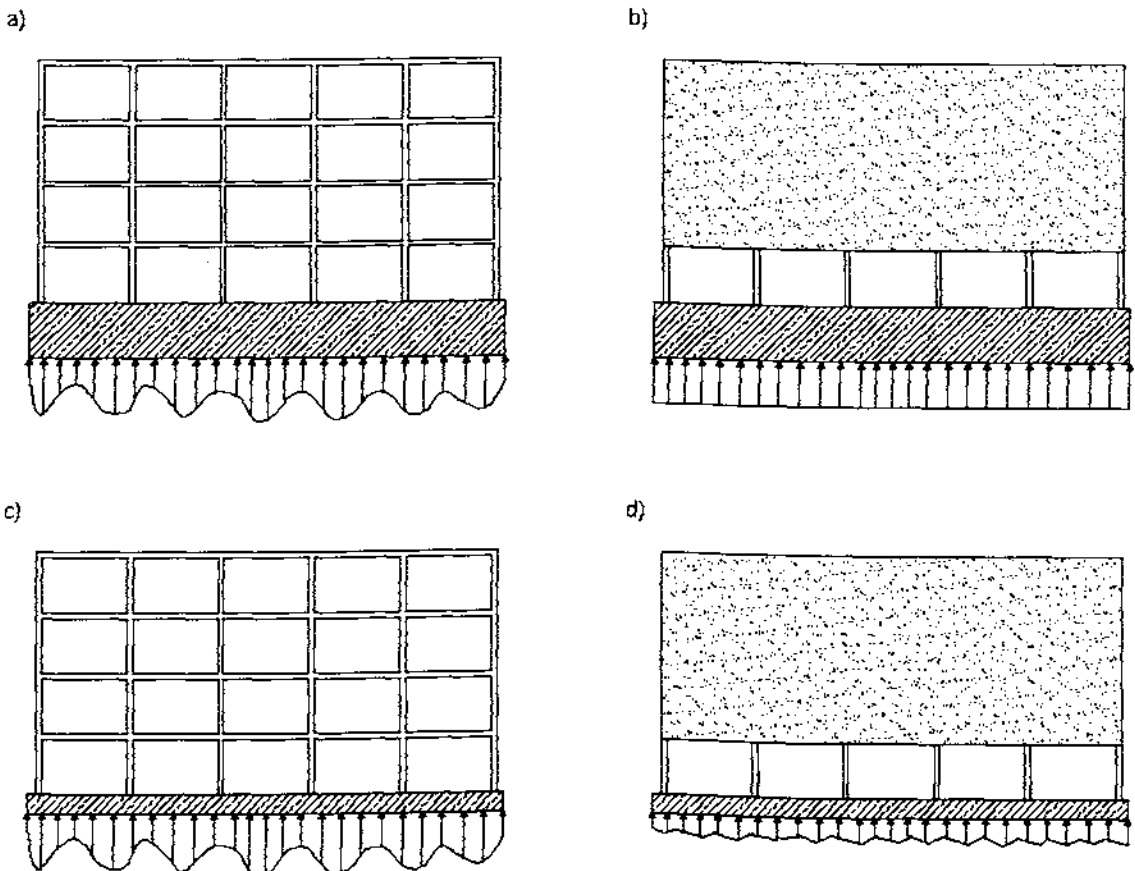


Figura 2.22. Interacción del conjunto Superestructura-cimentación-terreno.  
(Tomada de Cálculo de Estructuras de Cimentación, 4ª edición - J. Calavera)

En caso indicado en la Figura 3.22 a), corresponde a una estructura compuesta por una superestructura flexible y una cimentación rígida, la distribución de presiones del terreno variará de acuerdo a la consistencia y rigidez del terreno, utilizándose actualmente el método de Winkler para este análisis

En cambio, para el caso de la Figura 2.22 b), tanto la cimentación como la superestructura son rígidas, en la actualidad se emplea el método de cálculo considerando un reparto lineal variable, se puede considerar válido condicionado por algunos casos particulares como: gran longitud de la cimentación, terrenos blandos susceptibles a la plastificación en zonas muy solicitadas.

Para el caso de la Figura 2.22 c), donde la superestructura y la cimentación son flexibles, el principio de cálculo aceptable es similar al de la Figura 2.22 a).

En el caso de la Figura 2.22 d), donde tanto la superestructura como la cimentación son rígidas, no existe un procedimiento satisfactorio de cálculo, por lo que con la ayuda de los métodos numéricos el problema puede tener una solución mas acertada. Sin embargo existen métodos alternativos como los propuestos por Calavera J. y Guide Veritas du Batiment que pasamos a describir:

Debido a la gran rigidez de la superestructura hace que los puntos de enlace a los pilares con la cimentación no puedan asentar más que manteniéndose todos sus puntos de apoyo alineados con el cimiento.

De acuerdo a esto, el método basado en la teoría de Winkler no es aplicable, ya que éste se basa en que cada pilar asienta de acuerdo con la deformación de la viga de cimentación, pero sin estar coaccionado por los otros a través de la superestructura, como ocurre en el presente caso.

Si partimos de la base que no la solución a nivel teórico es muy compleja, actualmente se emplea un método simplificado a partir de un reparto lineal, con algunas modificaciones (ver Figura 2.23), donde:

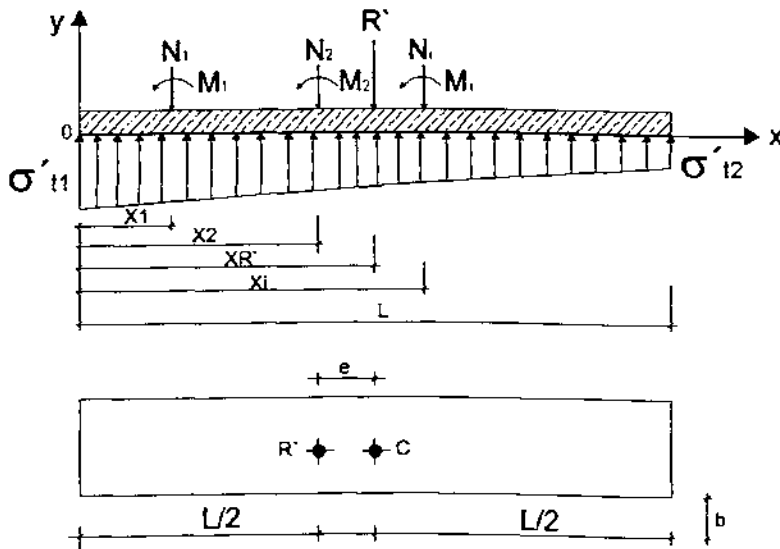


Figura 2.22.

De acuerdo a la Figura 2.22., planteando las ecuaciones de equilibrio respecto a los ejes x, y, llamando q al peso por metro lineal de viga se tiene:

$$\left. \begin{aligned} \sum N_i + qL + R' &= 0 \\ \sum M_i + \sum N_i x_i + \frac{1}{2} qL^2 + R' x_R' &= 0 \end{aligned} \right\}$$

De acuerdo a la Figura 2.23 c), la presión se concentra bajo los pilares. La distribución real de presiones se sustituye por la suma de una presión lineal b) y otra correspondiente a una viga flotante a).

La parte de presión linealmente variable, se calcula por la carga  $P_{ii} = \beta P_i$ , de acuerdo con lo visto en las ecuaciones de equilibrio de la Figura 3.23, considerando el cimiento como rígido, conducirá a una ley lineal con valores extremos  $\alpha_1, \alpha_2$  ( $P_i$  es la carga de cada pilar que transmite al cimiento).

Si existen momentos en el empotramiento de los pilares al cimiento, se considera análogamente  $M_{ii} = \beta M_i$ .

La fracción de carga  $(1 - \beta) * P_i$  de cada pilar y  $(1 - \beta) * M_i$  si hay momentos, actúa sobre el cimiento como viga flotante.

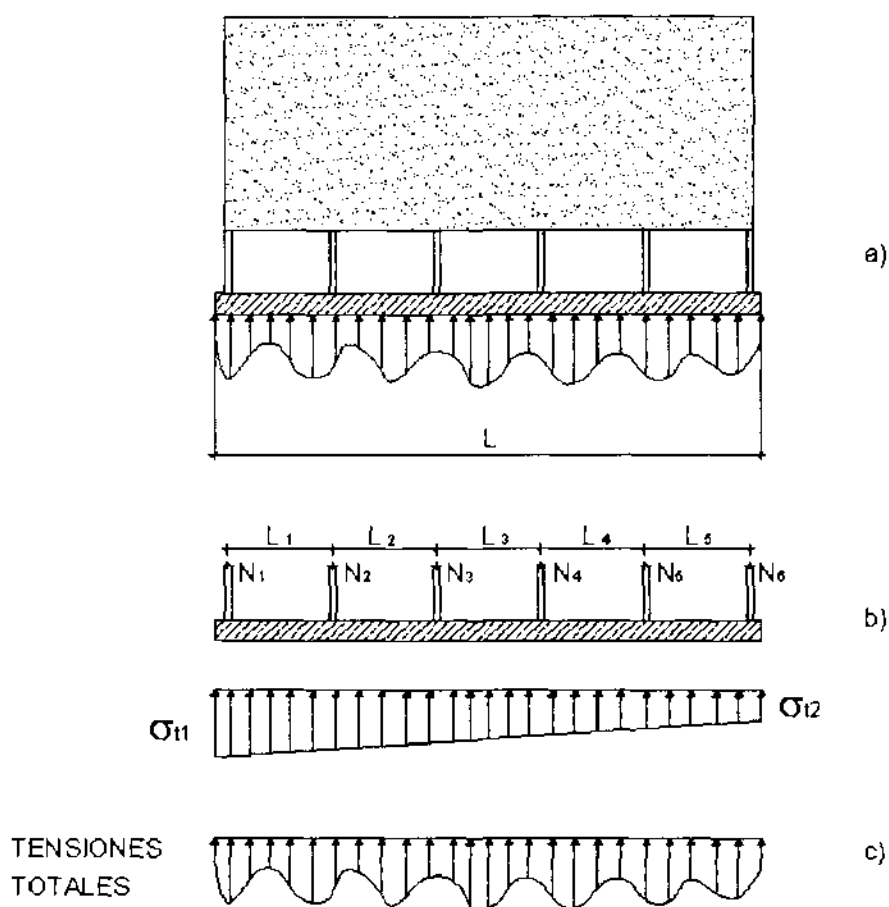


Figura 2.23. Método simplificado para casos de superestructura rígida con cimentación flexible.

Los valores de  $\beta$  se indican en la Tabla 3.3, en función del módulo de balasto medido en placa circular de 750 mm de diámetro.

	Arcilla blanda	Arcilla compacta, Arena poco densa	Arena densa	Roca, grava compacta
Módulo de balasto $K_{750}$ en placa de 750 mm	$K_{750} \leq 0,018$	$0,018 < K_{750} \leq 0,04$	$0,004 < K_{750} \leq 0,08$	$K_{750} > 0,08$
Módulo de balasto $K_{300}$ en placa de 300 mm	$K_{300} \leq 0,04$	$0,04 < K_{300} \leq 0,09$	$0,09 < K_{300} \leq 0,18$	$K_{300} > 0,18$
Valor de $\beta$	1	0,75	0,5	0

Tabla 2.3

A partir de la distribución total de presiones, el cálculo de esfuerzos se realiza combinando el método como cuerpo rígido y el método basado en la teoría de Winkler.

Cabe mencionar, que en todos los casos expuestos, la rigidez y características tenso-deformacionales reales del terreno no se ha tenido en cuenta, situación que a nuestro juicio abre muchas vías de estudio.

# Capítulo 3

---

## **CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS DE LOS MUROS DE SOTANO.**

Los edificios que disponen de una o varias plantas situadas bajo rasante del terreno, precisan de elementos especiales de contención que se denominan muros de sótanos.

La construcción de estos muros y la técnica empleada para llevarla a cabo, dependerá de los siguientes factores:

- a) Grandes profundidades de excavación en las que el terreno no permanezca estable (superior a 3 sótanos).
- b) Espesores de rellenos importantes o terrenos de baja consistencia y resistencia.
- c) Medianerías, canalizaciones o construcciones vecinas que se encuentren cimentadas superficialmente y muy próximas al vaciado, en las que una excavación en vertical, ataluzada o por bataches, no garantizaría una adecuada estabilidad a dichas estructuras.

De acuerdo a estas características, en las zonas urbanas resulta muy frecuente que la construcción de estos muros, se realice de forma previa a la excavación de los sótanos, utilizando la técnica de las pantallas "in situ", ejecutadas la mayor parte de las veces con la ayuda de lodos tixotrópicos, lo que permite el desarrollo de los trabajos con una gran seguridad.

En otras ocasiones, para profundidades de excavación no demasiado importantes y construcciones vecinas alejadas de nuestro solar, se construyen los muros de los sótanos de forma similar al resto de la estructura, es decir, construyendo primero su cimentación y elevando el alzado del muro a la vez, o con un cierto adelanto con respecto a pilares de la planta correspondiente.



En el presente trabajo, nos referiremos exclusivamente al segundo tipo, sin considerar los empujes de las tierras en el trasdós del muro de sótano, que podemos denominar "Muros de sótano convencionales bajo la acción de pilares de fachada" y que deben entenderse, pues, como elementos estructurales muy rígidos en su plano, cimentados superficialmente, y con la misión de recibir en su coronación las cargas verticales de los pilares de fachada de la estructura situada por encima de la rasante, para que conjuntamente con las cargas generadas por cada forjado de los sótanos, transmitir las a través de su cimentación, al terreno de apoyo.

Con relación a la forma de resistir los empujes de tierras, los muros de los sótanos presentan la ventaja de contar con el efecto estabilizador de los forjados, que actúan como puntales y transmiten las cargas de cada lado del solar al opuesto, compensando los empujes, con lo que las dimensiones transversales de las zapatas de los mismos resultan mucho menores que las de los muros autoportantes. El efecto producido por los empujes de tierras, sobrecargas externas, etc., no será abordado en esta tesis ya que se supone suficientemente resuelto en la literatura técnica.

De acuerdo a Llorens M., la mayor parte de los muros que conforman el perímetro de los sótanos de los edificios deben respetar las alineaciones de fachada y de las medianerías de las construcciones colindantes. Debido a esto nos encontramos con muros, en que sus zapatas solo pueden desarrollarse hacia el interior del sótano, lo que técnicamente se define como zapatas medianeras (ver Figura 3.1 a).

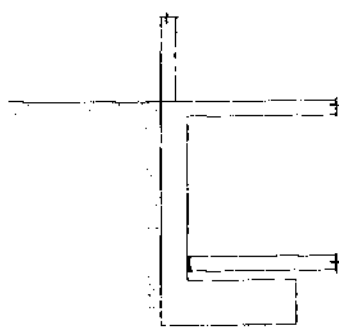


Figura 3.1 a

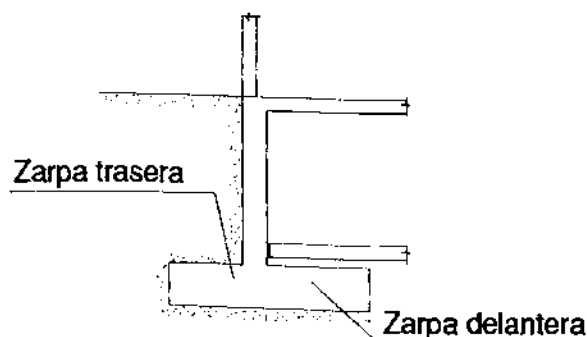


Figura 3.1 b

Otro es el caso, en que los límites del solar son mayores a los definidos por el contorno de la fachada, por lo que en estos casos sí se podrían disponer las zapatas

de los muros con zarpas traseras y delanteras, donde se adecua la excentricidad en función de las acciones que resulten preponderantes. En este caso las cimentaciones de los muros se definen como zapatas excéntricas (ver Figura 3.1 b), y si las dos zarpas son de igual dimensión, como zapatas centradas.

Una vez finalizada la construcción del muro, resulta difícil establecer el nivel de empujes que puede llegar a generarse sobre el muro, por lo que a efectos prácticos suele establecerse para los cálculos un tipo de empuje similar al de los empujes considerados para las entibaciones, cercanos al reposo y deducidos modelando empíricamente las leyes de los empujes activos según Rankine.

Con relación a la transmisión de las cargas verticales al terreno a través del muro y al constante avance y desarrollo de estructuras con separación de juntas de dilatación cada vez mayores (en algunos casos de 80 m), cabe analizar una serie de aspectos no suficientemente estudiados hasta ahora a nuestro juicio en la literatura técnica, como son:

- Estudio y análisis de los distintos métodos de cálculo para el diseño de muros de sótano como viga de cimentación, para la acción de pilares de fachada con distintas longitudes de muro sin juntas de dilatación.
- Estudio de la variación en los esfuerzos cortantes y momentos flectores generados en el plano del muro para las distintas rigideces que pueden adoptar el terreno, muro de sótano y superestructura y armadura de diseño del mismo, para absorber estos esfuerzos.
- Distribución de presiones y asientos producidos al terreno a través de la interacción terreno-cimentación-muro-superestructura.
- Efecto local de las cargas de los pilares, en la coronación del muro.

Así pues, dado que el estudio transversal de los muros sometidos a los empujes de tierras, equilibrados por las reacciones originadas en los forjados y las excentricidades de la zapata, está suficientemente tratado en la literatura técnica y suele ser el único abordado generalmente en los proyectos de los muros de los sótanos, hemos considerado como objeto de nuestra tesis, el estudio del muro de sótano en su plano, considerando de la forma más completa posible la interacción entre las rigideces del terreno y la estructura, la estimación de los esfuerzos longitudinales generados y,

como resultado final de este trabajo, el establecimiento de unas conclusiones de tipo práctico, que faciliten por medio de tablas, la determinación de los refuerzos de armaduras que, complementando a las armaduras constructivas usualmente dispuestas en los muros desde el punto de vista constructivo, para evitar la fisuración debido a efectos térmicos y de retracción, permitan absorber adecuadamente los esfuerzos generados.

### **3.1. CONSTRUCCION DE MUROS DE SÓTANO CON RELLENO EN ELTRASDÓS.**

En función del proceso constructivo y de los empujes de tierras que se ejerzan sobre un muro de sótano, el procedimiento constructivo es muy distinto en cada caso.

En el caso de muros de sótano con relleno en el trasdós, se realiza una excavación ataluzada con la pendiente necesaria para su estabilidad, separada del trasdós, el muro se construye encofrado en sus dos caras, junto con los forjados y estructura de sótanos y posteriormente se realiza el relleno del trasdós.

En este caso el muro es muy rígido al tener las deformaciones impedidas por los forjados y normalmente actuará el empuje al reposo.

El relleno se compactará por tongadas por lo que deberá tenerse en cuenta el efecto de la compactación en el empuje al reposo. Las características que tendrá el terreno del trasdós, corresponderán a las del relleno después del proceso de compactación.

Es imprescindible una inspección detallada del material de relleno del trasdós (recomendable utilizar un material granular adecuado o seleccionado) y de los sistemas de impermeabilización y drenaje, así como de la compactación para no producir empujes excesivos al muro.

### **3.2. CONSTRUCCION DE MUROS DE SÓTANO EJECUTADO POR BATACHES.**

Esta técnica de interés cada vez más decreciente por el riesgo que puede provocar tanto en las edificaciones y construcciones próximas como en el propio personal encargado de la ejecución de las obras, se basa en construir un muro por bataches

que queda encofrado solamente por el intradós, hormigonándose contra el terreno en el trasdós. Para este caso en particular, se requiere que el terreno natural posea unas características resistentes que le permitan mantenerse estables con un talud vertical, favorecido por el efecto arco que pueda desarrollarse en el sentido de los bataches y por la liberación de las tensiones horizontales residuales en terrenos sobreconsolidados.

Por razones de seguridad, y en función de las características del terreno y de las condiciones del entorno, la construcción del muro se suele realizar por bataches de ancho reducido, dejando una berma de protección en el perímetro del solar y acometiendo rápidamente la ejecución de cada tramo de cimentación del muro y su alzado correspondiente y continuando sucesivamente de esta forma hasta completar la totalidad del mismo.

El proceso constructivo recomendado de acuerdo a la Figura 3.2, se describe a continuación:

- El terreno a excavar se divide según su longitud en tramos numerados, en series repetidas de 3 en 3.
- Se excavan los bataches N° 1
- Se hormigonan los bataches N° 1
- Se excavan los bataches N° 2
- Se hormigonan los bataches N° 2
- Se excavan los bataches N° 3
- Se hormigonan los bataches N° 3

### **3.3. CONSTRUCCION DE MUROS DE SOTANO BAJO EL NIVEL FREATICO.**

Una dificultad añadida a la construcción de un muro de sótano, resulta por la aparición de un nivel freático por encima de nuestra cota de vaciado, o encontrar algún nivel de agua colgado, lo cual requerirá un estudio de agotamiento de este nivel de agua, considerando para ello la permeabilidad del terreno, la disposición de bombas o técnicas especiales de agotamiento (well point o punteras, pozos, etc).

### **3.3.1. Disposición del agua en el terreno.**

Se denomina nivel freático a la superficie que alcanza el agua libremente en pozos de observación o en excavaciones realizadas en el terreno.

De acuerdo a Tapia, J., el agua situada por debajo del nivel freático satura los poros del terreno y tiene una presión positiva (por encima de la atmosférica), que corresponde a la hidrostática en el caso de que no exista flujo. A esta agua se le denomina normalmente agua de gravedad o freática.

Por encima del nivel freático existe el agua capilar, cuya presión es negativa. Esta agua capilar satura el terreno en una cierta altura, originando los terrenos denominados saturados por capilaridad, donde el espesor de dicho terreno dependerá de la naturaleza de este. En toda la zona capilar el agua está en comunicación o asociada al agua freática.

Por encima de la zona capilar se encuentra el agua de contacto, sin comunicación con la zona inferior, la densidad del terreno que se encuentra en esta zona sigue siendo la natural, ya que la humedad que posee no ha alcanzado la humedad de saturación, en la que el volumen de huecos del terreno estén llenos de agua. La presión del agua es también negativa, esta agua higroscópica y peculiar, se mantiene mediante las fuerzas de absorción y adhesión con las partículas del suelo.

Próxima a la superficie del terreno, existe la zona de evapotranspiración cuyo grosor depende del tipo de suelo y de la vegetación, influida directamente por el agua de lluvia y la evaporación.

En la Figura 3.2 se muestra esquemáticamente los distintos tipos de agua y las zonas del terreno que pueden distinguirse.

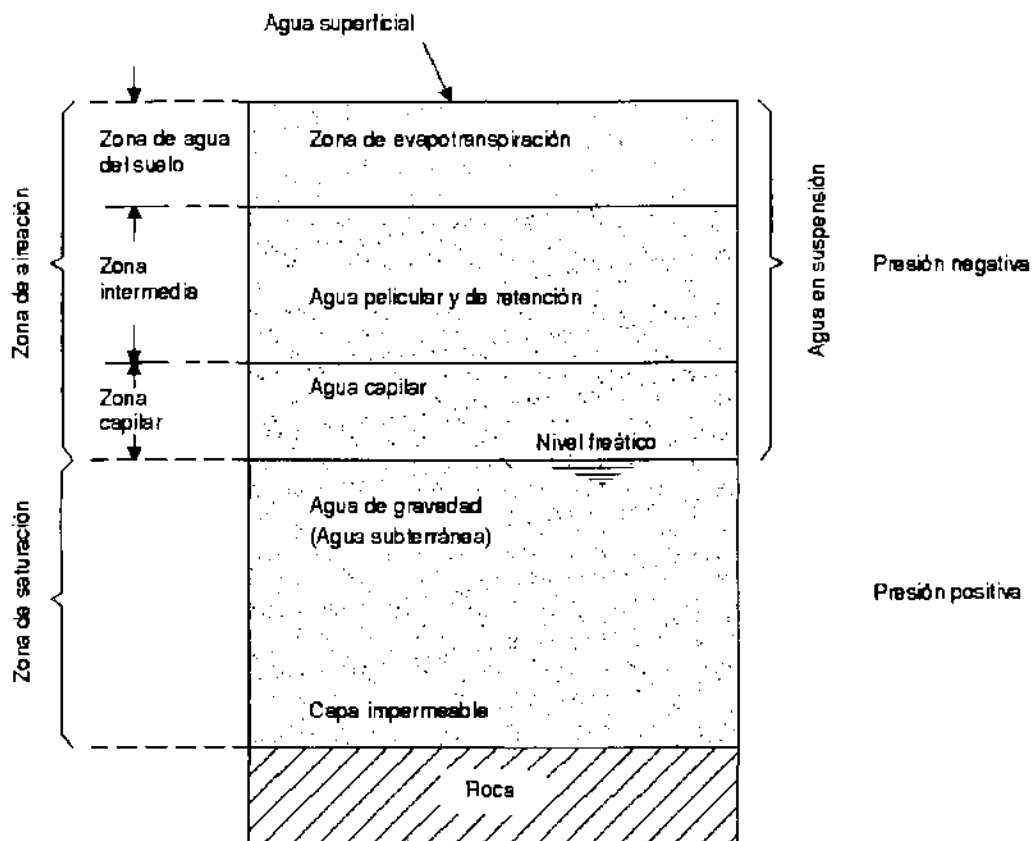


Figura 3.3. División del agua subterránea

El agua freática se sitúa en aquellas formaciones geológicas o terrenos de suficiente permeabilidad, los cuales son capaces de almacenar y transmitir el agua subterránea, a este tipo de terrenos se les denomina acuíferos.

Los acuíferos y las aguas freáticas asociadas a ellos quedan limitados en profundidad o lateralmente por capas poco permeables que reciben el nombre de acuíclulos.

También se pueden encontrar los denominados acuitardos, que son aquellas formaciones con características intermedias entre ambos (acuíferos y acuíclulos).

En la gran mayoría de los terrenos, que exista un nivel freático por encima de la cota final de vaciado, existen alternancias de acuíferos y acuíclulos que den lugar a varias capas freáticas. Es por ello que en algunos casos, los acuíferos superiores tienen forma de lente o cuenco, dando lugar a capas freáticas colgadas o niveles de agua colgada, de poca extensión lateral (ver Figura 3.3 y 3.4).

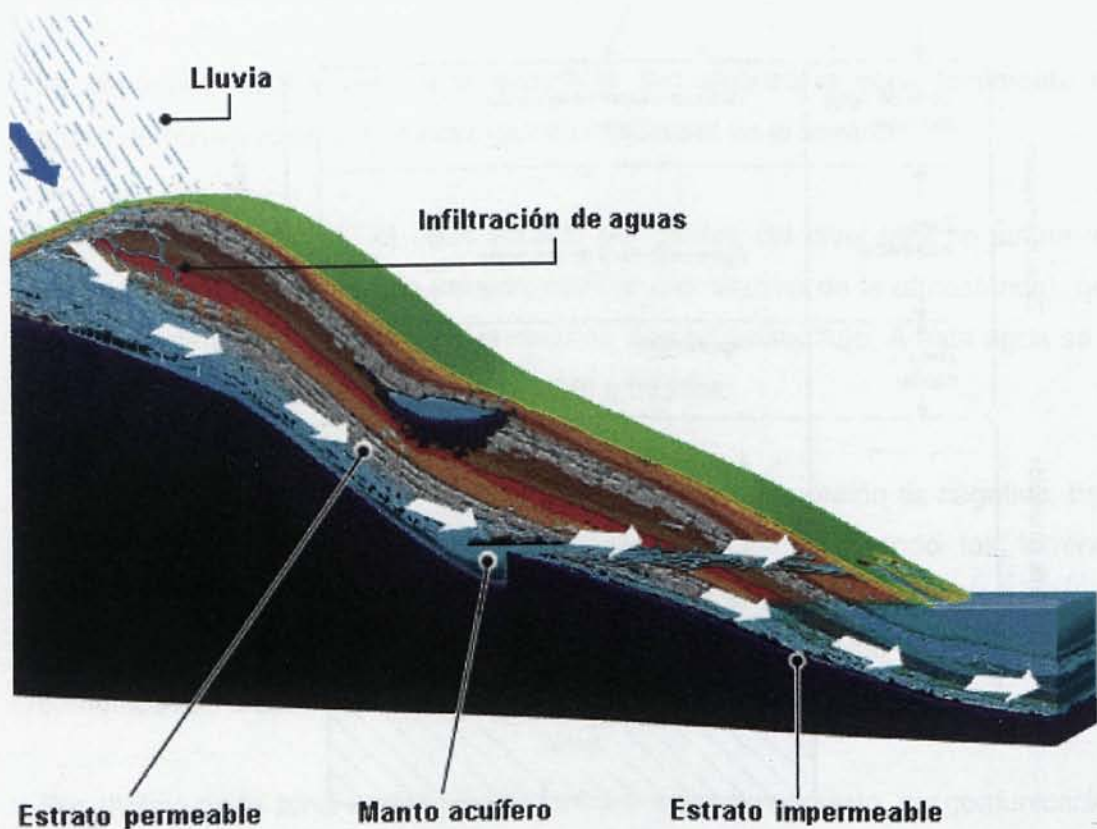


Figura 3.3.

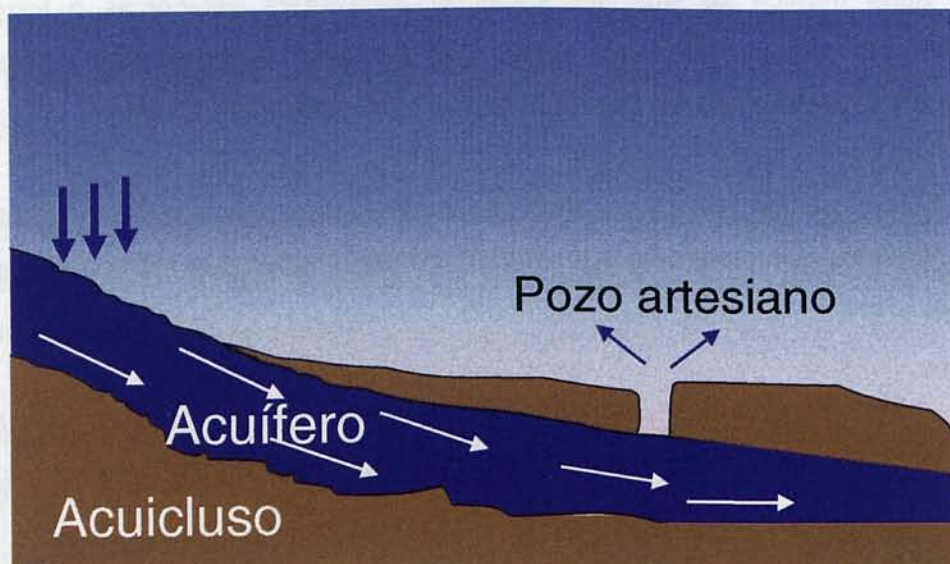


Figura 3.4.

Los acuíferos pueden quedar confinados superiormente por una capa impermeable y encontrarse a una presión superior a la atmosférica. En estos casos, si realizamos un pozo que penetre el acuífero, el agua ascendería por él hasta anularse la presión y la altura alcanzada sería la altura piezométrica.

### 3.3.2. Movimiento del agua en el terreno.

El movimiento del agua en un material permeable se produce a través de los poros o los espacios que se forman entre ellos, donde su comportamiento está definido por la Ley de Darcy. Analizando este fenómeno más general o macroscópico, pueden definirse unas líneas de corriente o líneas de filtración que indican la dirección general del flujo de agua y una velocidad de flujo ( $v$ ), que es la cantidad de agua que pasa por una unidad de superficie ( $A$ ) perpendicular a dicha dirección.

Una vez conocida la velocidad de flujo, para calcular el caudal que atraviesa una determinada sección, solo bastará multiplicar dicha velocidad de flujo ( $v$ ), por la superficie de la sección ( $A$ ).

De acuerdo a Bernoulli, la altura piezométrica o carga hidráulica ( $h$ ) dentro de una corriente de agua, es la suma de la elevación ( $z$ ) más la presión y velocidad del agua.

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

De esta expresión se desprecia el término  $\frac{v^2}{2g}$ , en función de la pequeña velocidad del agua, resultando.

$$h = z + \frac{p}{\gamma_w}$$

Siendo  $p$  la presión y  $\gamma_w$  el peso específico del agua.

Por lo tanto, el gradiente hidráulico entre dos puntos, será el cociente entre la diferencia de carga y la distancia entre los dos puntos.



$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

En la Figura 3.5 se puede apreciar una representación esquemática de una línea de corriente entre dos puntos a y b, la altura o carga piezométrica y el gradiente hidráulico.

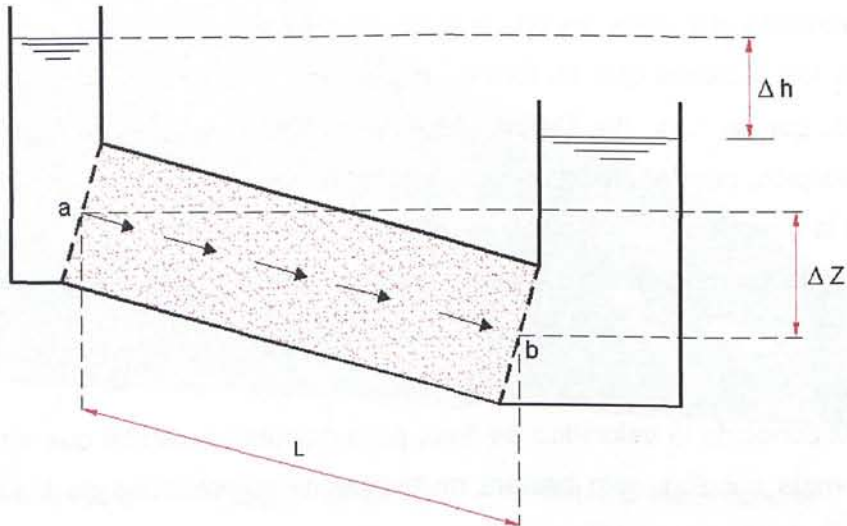


Figura 3.5. Representación esquemática de una línea de corriente.

La Ley de Darcy indica que la velocidad de flujo es proporcional al gradiente hidráulico.

$$v = K * i$$

Siendo  $K$  una constante que recibe el nombre de coeficiente de permeabilidad, que tiene dimensiones de una velocidad.

El coeficiente de permeabilidad de un suelo, puede determinarse en laboratorio mediante ensayos en permeámetros o en campo mediante ensayos in situ, en perforaciones o excavaciones (Piezocono, CPTU, etc.). También puede estimarse por métodos indirectos a partir de la granulometría y porosidad del suelo o por formulación directa si se conociese el módulo edométrico y el coeficiente de consolidación  $c_v$  del terreno ( $E_m = K * c_v / \gamma_w$ ).

Aparte de conocer el coeficiente de permeabilidad del terreno, es necesario realizar estudios geotécnicos e hidrológicos, de los cuales, a partir de reconocimientos y ensayos podemos obtener:

- Naturaleza y disposición estratigráfica del terreno.
- Potencia de los acuíferos o capas saturadas.
- Profundidad, oscilaciones o variaciones de los niveles freáticos (instalación de tubos piezométricos y piezómetros).
- Ensayos in situ de bombeo.

El movimiento del agua en el terreno, puede representarse en un plano construyendo las líneas de corriente y las líneas equipotenciales, lo que se denomina red de filtración. En todos los puntos de una misma línea equipotencial el agua asciende en un tubo piezométrico hasta un mismo nivel. El agua recorre, por otro lado, los caminos indicados por las líneas de corriente, moviéndose en una dirección normal a las líneas equipotenciales.

### **3.3.3. Evaluación de caudales y disposición de drenes.**

Los distintos sistemas de drenaje que se diseñan, tienen como objetivo interceptar y conducir el agua libre existente en el terreno.

De acuerdo a las características del terreno y a la posición del nivel freático con relación a la cota final de vaciado, los drenes interceptarán una capa freática a un nivel superior al drén o las corrientes producidas por la infiltración directa del agua de lluvia que puede producirse en superficie.

Existen numerosas formulaciones y teorías empíricas para estimar los caudales debidos a la intercepción de un nivel freático, como fórmulas de hidráulica de pozos y zanjas, pudiéndose además estimarse de una manera más exacta, mediante teorías basadas en los métodos numéricos.

Una fórmula aproximada y válida es la teoría de Dupuit para zanja completa (alcanzando una capa impermeable) en un acuífero libre y régimen estacionario, permitiendo una evaluación sencilla del caudal hacia un sistema de drenaje vertical, como puede ser el dispuesto en el trasdós de un muro de sótano.

En el caso de la Figura 3.6, el caudal por metro de ancho de muro, expresado en  $m^3/s$  por metro lineal, viene dado por:

$$Q = K (H^2 - h_0^2) / 2R$$

Siendo:

K: Coeficiente de permeabilidad del terreno en m/s.

H: Altura inicial del nivel freático (m).

$h_0$ : Altura de agua en el elemento drenante, que puede suponerse 0.

R: Radio de acción, que viene dado por la distancia de la zona de recarga del acuífero. En este caso de no poderse definir, se puede adoptar un valor aproximado igual a 5H.

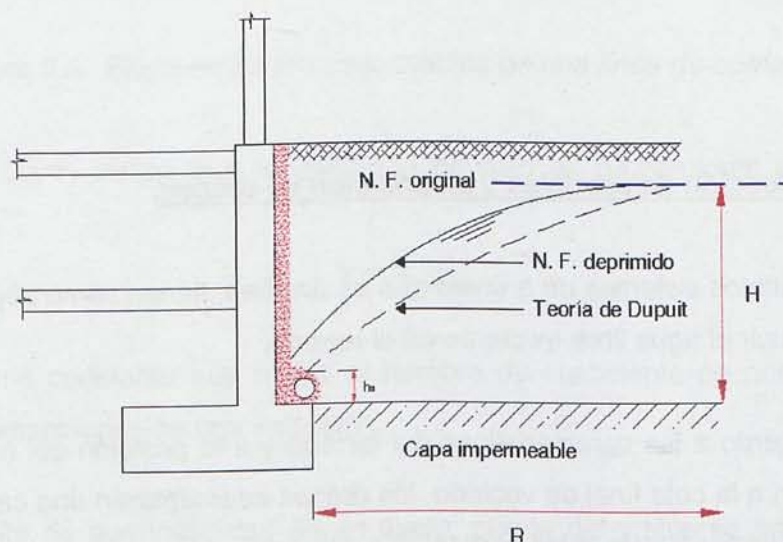


Figura 3.6. Fórmula para zanja completa en acuífero libre y régimen estacionario

Para el caso de zanja incompleta, cuyo fondo no alcanzará el terreno impermeable, en acuífero libre (ver Figura 3.7) y régimen estacionario, el caudal puede ser estimado mediante la fórmula:



$$Q = [0,73 + 0,27 (H - h_0)/H] * (K / 2R) (H^2 - h_0^2)$$

En este caso las alturas H y h<sub>0</sub>, se miden respecto al inicio de la capa impermeable.

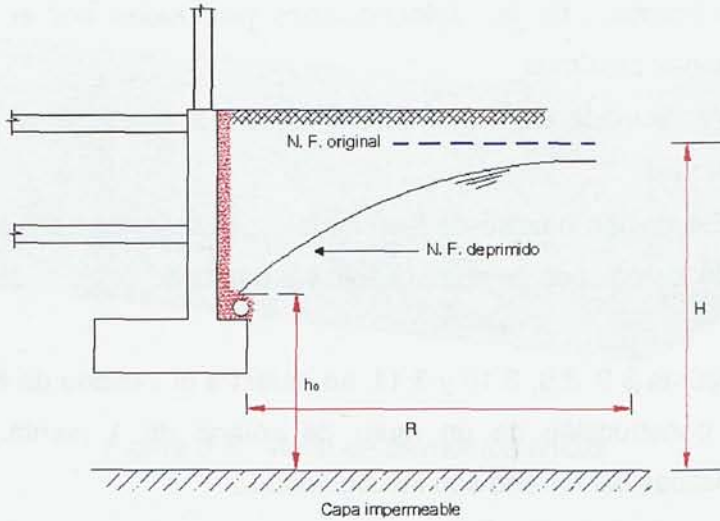


Figura 3.7. Fórmula para zanja incompleta en acuífero libre y régimen estacionar

En la tabla 3.1, se muestra una recomendación para la separación de drenes paralelos, según el tipo de terreno y la profundidad del dren.

Tipo de terreno	Profundidad del dren (m)		
	Separación 1,20 m	Separación 0,90 m	Separación 0,60 m
Arenas	60	45	30
Arenas algo arcillosas o limosas (20% a 30% de partículas finas)	45	30	25
Arenas arcillosas y limosas (20% a 30% de partículas finas)	25	22	19
Arenas muy arcillosas o limosas (30% a 40% de partículas finas)	20	16	13
Limos	17	14	12
Arcillas arenosas	14	12	10
Arcillas limosas	12	10	9
Arcillas	10	9	7

Tabla 3.1.

Si analizamos el mismo fenómeno, a través de un modelo de elementos finitos, la ventaja comparativa con relación a un método aproximado es:

- Considerar la estratigrafía del terreno más cercana a la realidad, viendo con ello la influencia de los parámetros de permeabilidad de estos.
- Estimación real de las leyes de filtración (líneas de flujo y equipotenciales).
- Estimación de las deformaciones producidas por el agotamiento, a las zonas próximas.
- Ver la influencia de los distintos tipos de agotamiento (pozos, well points, etc.)
- Estimación precisa de los caudales, necesarios para el dimensionamiento de los equipos de agotamiento y/o bombeo.

En las figuras 3.8, 3.9, 3.10 y 3.11, se muestra el vaciado de 8 metros de terreno, para la construcción de un muro de sótano de 1 planta. La estratigrafía y características del terreno son las siguientes:

Terreno	Espesor (m)	Permeabilidad K (m/s)	E (t/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	v	C (t/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
1	4,5	1E-04	1000	1,80	0,35	0,1	27
2	6,5	1E-06	1500	1,90	0,33	0,5	30
3	3,5	1E-05	2500	2,0	0,30	2	33
Roca impermeable	-	1E-10	10000	2,3	0,24	10	40

El nivel freático, se encuentra a la cota -2,00, y la cota final de vaciado es la -8,00.

El sistema de agotamiento previsto será mediante 2 pozos de bombeo, de 1 metro de ancho (ver figuras).



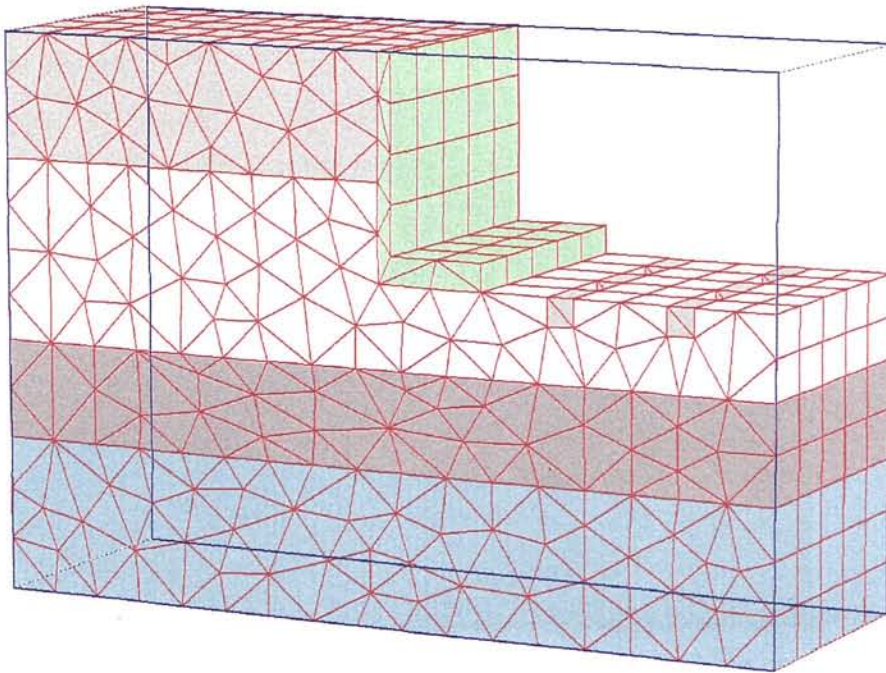


Figura 3.8. Malla de elementos finitos

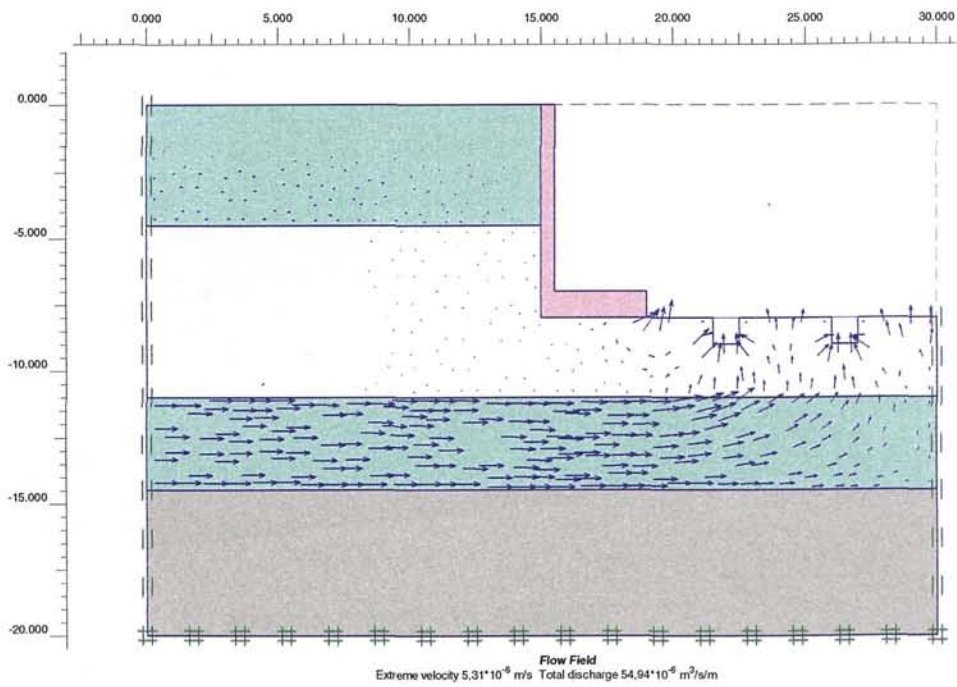


Figura 3.9. Líneas de flujo

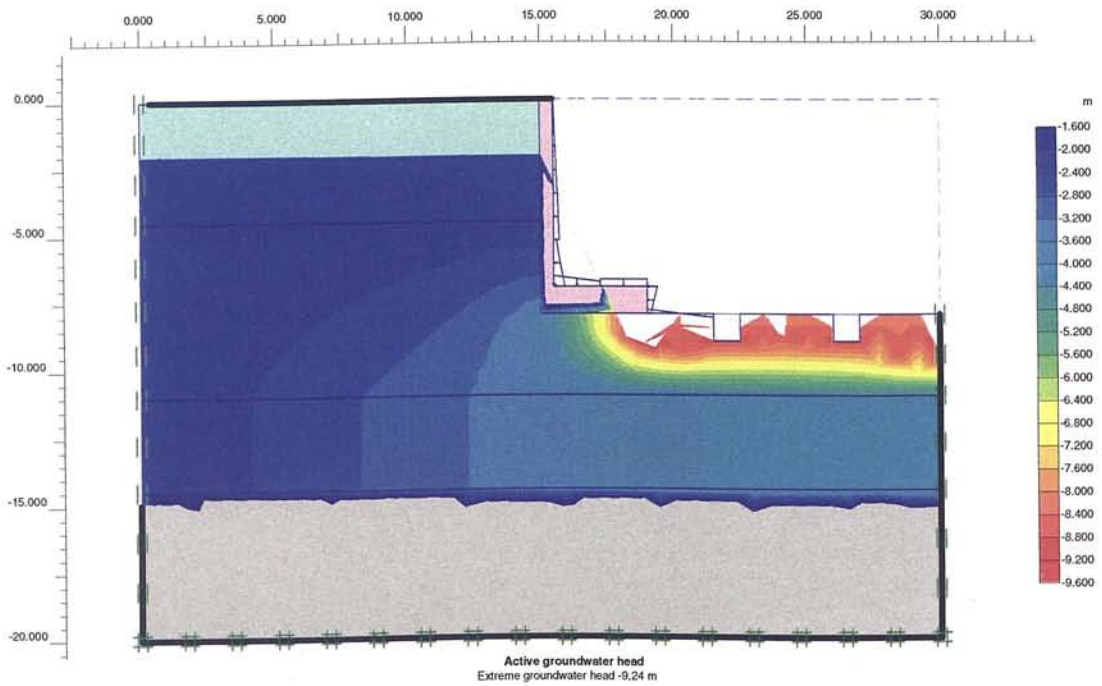


Figura 3.10. Líneas equipotenciales

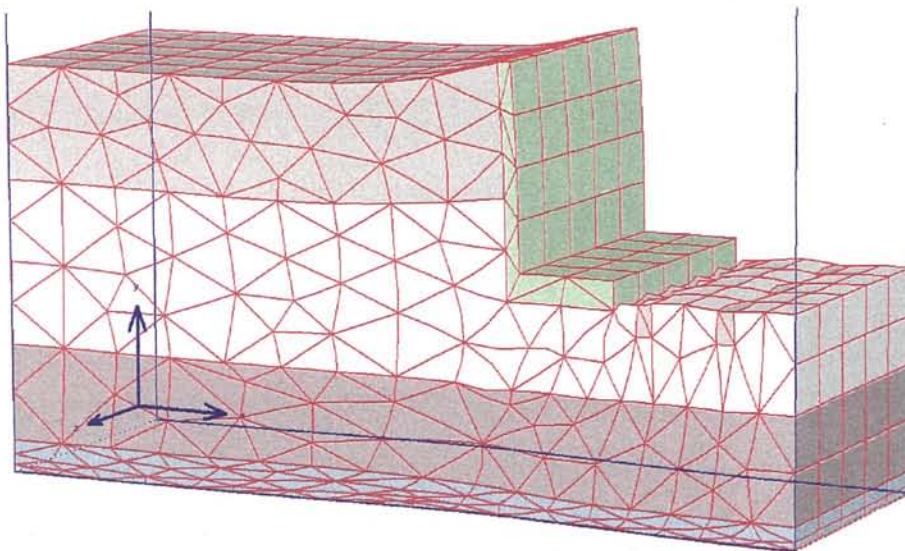


Figura 3.11. Deformaciones

Con este estudio esquemático, se puede observar la influencia de las distintas permeabilidades de los estratos componentes del terreno y deformaciones producidas en zonas próximas al vaciado, como también de la gran diversidad de estudios que se pueden contemplar en un análisis real de agotamiento, para la



construcción de un muro de sótano en presencia de un nivel freático sobre la cota final de vaciado.

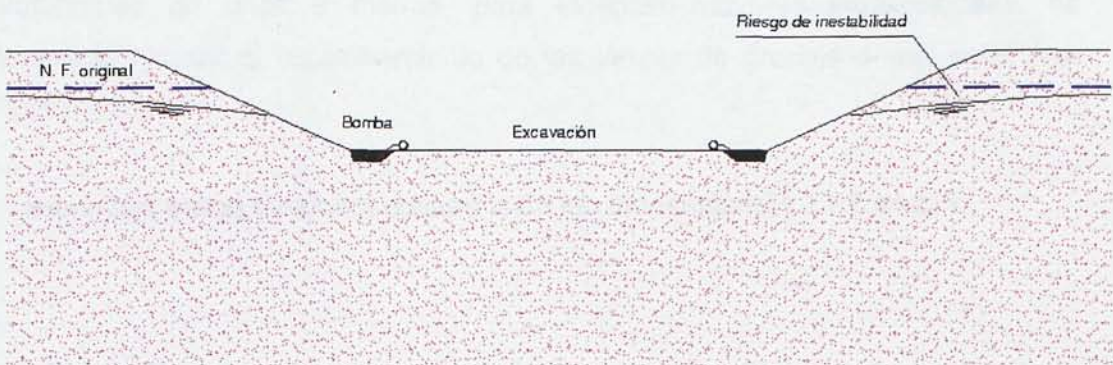
### 3.1.4. Excavaciones bajo el nivel freático.

El procedimiento más simple para realizar el vaciado del terreno, para la construcción de sótanos bajo el nivel freático, es el agotamiento directo desde la propia excavación.

Este sistema tiene las siguientes limitaciones:

- Depende de la profundidad de la excavación y permeabilidad del terreno.
- Puede provocar distorsiones angulares a las edificaciones próximas.
- Posibilidad de producir sifonamiento.
- Provoca arrastre de finos originado por el rebajamiento, convirtiéndolo el terreno en colapsable.

En la Figura 3.12, básicamente se puede ver que el método consiste en disponer durante la excavación cunetas o zanjas poco profundas que conduzcan el agua a puntos de bombeo.



*Figura 3.12. Agotamiento directo desde la excavación*

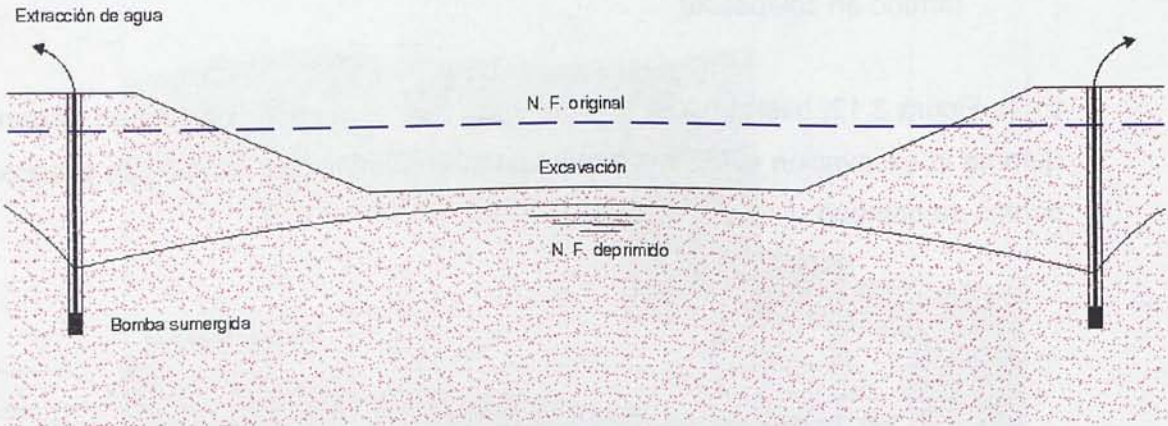
En excavaciones ataluzadas, la extracción del agua por estos procedimientos origina un flujo superficial hacia los puntos de recogida del agua, que da lugar a una inestabilidad local y global de los taludes de dicha excavación.



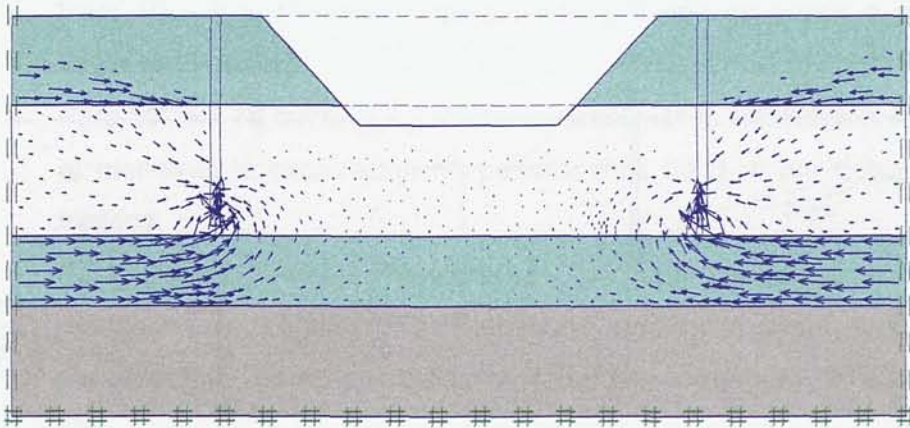
Los procedimientos de rebajamiento del nivel freático previamente a la excavación, pueden permitir en determinados casos, evitar problemas añadidos de inestabilidad y deformaciones excesivas de los terrenos cercanos al vaciado, con relación a los ejecutados en seco.

Generalmente, existen 2 procedimientos básicos para el rebajamiento de un nivel freático, que son los pozos profundos en los cuales se introducen bombas extractoras de agua y los well points (punteras o lanzas de drenaje).

El sistema de pozos profundos, se basan en la perforación de dichos pozos de suficiente diámetro para alojar una bomba sumergida en su interior (ver Figura 3.13 y 3.14). No existe en la práctica, limitación de profundidad con este sistema, solo el de disponer de un número de bombas adecuadas o de mayor potencia para la extracción de agua.



*Figura 3.13. Rebajamiento del nivel freático mediante pozos profundos*



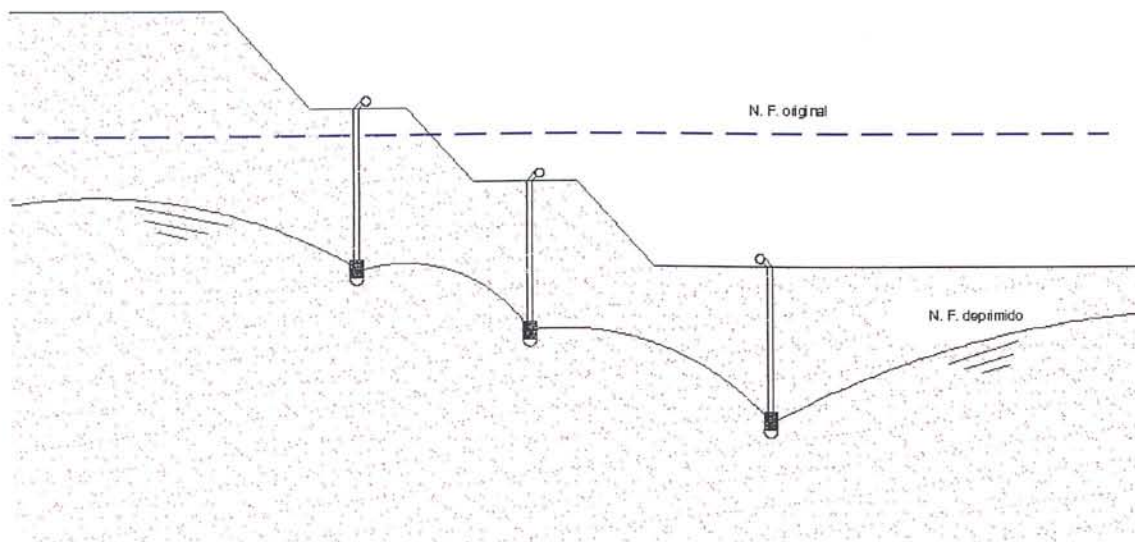
Flow Field  
 Extreme velocity  $49.84 \cdot 10^{-6}$  m/s Total discharge  $421.79 \cdot 10^{-6}$  m<sup>3</sup>/s/m

*Figura 3.14. Líneas de flujo de agua*

En ambos métodos, el fondo de la excavación, se encuentra más o menos blando y encharcado, lo que dificulta el trabajo de las maquinarias y del personal encargado de la ejecución de las obras.

El segundo procedimiento, de mayor aplicación en terreno granulares finos, consiste en hincar en el terreno un número adecuado de tubos delgados, que se unen todos ellos con un colector conectado a una bomba. El rebajamiento se realiza por aspiración, con lo que la longitud de los tubos queda limitada a una profundidad de unos 6 metros, para alcanzar mayores profundidades, es necesario recurrir al escalonamiento de las lanzas de drenaje o well point (ver Figura 3.15).





*Figura 3.15. Rebajamiento del nivel freático con well points*

El campo de aplicación general de los distintos procedimientos citados son las profundidades de los rebajamientos a efectuar, magnitudes de los caudales a extraer y medios disponibles. Específicamente, la decisión fundamental viene impuesta por las características resistentes y deformacionales del terreno y el valor de las permeabilidades horizontales y verticales medias de los distintos estratos.

El agotamiento directo de la excavación, es aplicable para rebajamientos del nivel freático de poca profundidad (hasta 5 metros aproximadamente), en terreno compactos o con cohesión que presenten permeabilidades bajas.

De acuerdo a Lampl (1955), Széchy (1965) y Jiménez Salas (1980), el sistema adecuado de agotamiento del nivel freático, con relación a la permeabilidad del terreno se puede resumir en lo siguiente:

- Para  $k < 10^{-7}$  cm/s, la excavación se puede realizar prácticamente en seco, dada la gran impermeabilidad del terreno.
- Para  $10^{-5} > k > 10^{-7}$  cm/s, se necesita agotar periódicamente (no en forma continua) directamente de la excavación.
- Para  $10^{-2} > k > 10^{-5}$  cm/s, es una alternativa a considerar el rebajamiento, en las variedades de vacío o de electroósmosis.

- Para  $10 > k > 10^2$  cm/s, rebajamiento a través de pozos o drenaje con vacío (well points).
- Para  $10^3 > k > 10$  cm/s, el agotamiento directo de la excavación es aplicable, al menos si la excavación no penetra más de 3 m por debajo del nivel freático.
- Para permeabilidades mayores a  $10^3$  cm/s, el agotamiento no es prácticamente posible y es necesario recurrir a otros procedimientos constructivos, como por ejemplo Hormigón sumergido, aire comprimido, etc.

Por otra parte, en la Figura 3.16, se indican los husos de los terrenos, para los que pueden ser aplicables los distintos sistemas de rebajamiento existentes.

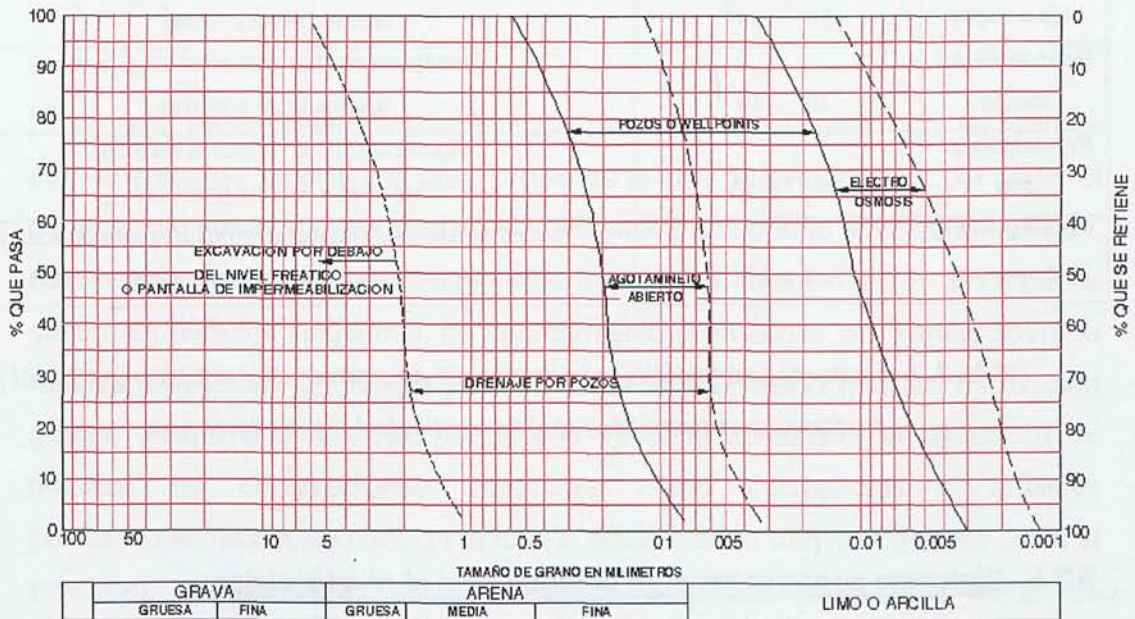


Figura 3.16. Campos de aplicación de los distintos métodos para hacer posible la excavación por debajo del nivel freático, según la composición granulométrica.

Los problemas especiales, originados por agotamientos directos de excavaciones bajo el nivel freático son:

- La erosión superficial en los taludes de la excavación.
- Erosión interna y progresiva de los puntos de bombeo.

- Inestabilidad de taludes.
- Inestabilidad del fondo en excavaciones, producidos principalmente por una disminución de las presiones efectivas del terreno (sifonamiento).
- Alteración de niveles freáticos en el entorno de la excavación.

Como resumen, el campo de aplicación de las soluciones de agotamiento y rebajamiento del nivel freático, se indica en la tabla 3.3.

Terrenos	Coefficiente de Permeabilidad (cm/s)	Soluciones de aplicación
Poco permeables	$K < 10^{-3}$	Agotamientos desde la excavación, si los terrenos se mantienen estables
Permeabilidad baja a media	$10^{-3} - 10^{-2}$	Rebajamiento por aspiración con well point o lanzas de drenaje (arenas finas y limos)
Permeabilidad media	$10^{-2} - 10^{-1}$	Rebajamiento por gravedad de pozos (arenas finas y gravas)
Permeabilidad alta	$10^{-1} - 10$	Agotamientos en terrenos estables (gravas y arenas gruesas)
Permeabilidad muy alta	$K > 10$	Recintos estancos (pantallas continuas empotradas en terrenos impermeables), hormigón sumergido

*Tabla 3.2. Recomendación de soluciones de agotamiento y rebajamiento del nivel freático, con relación a la permeabilidad de los terrenos.*

### **3.3.5. Sistemas constructivos de sótanos bajo el nivel freático.**

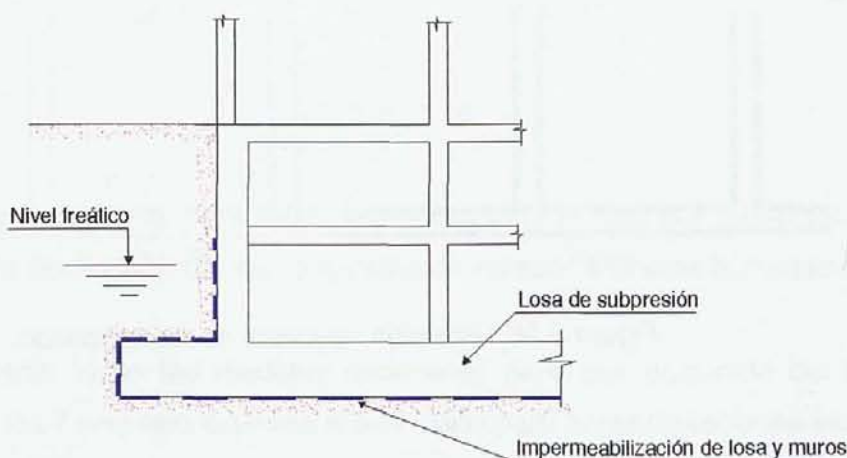
Actualmente en obras de edificación, existen dos soluciones básicas para la construcción de sótanos bajo el nivel freático:

#### **3.3.5.1. Sistema estanco con losa de subpresión.**

Cuando se quiere construir un recinto estanco, es necesario estudiar el edificio a flotabilidad, construir una losa de subpresión resistente a las acciones del



edificio y a la presión originada por el agua, y construir los muros de cerramiento totalmente estancos (ver Figura 3.17).

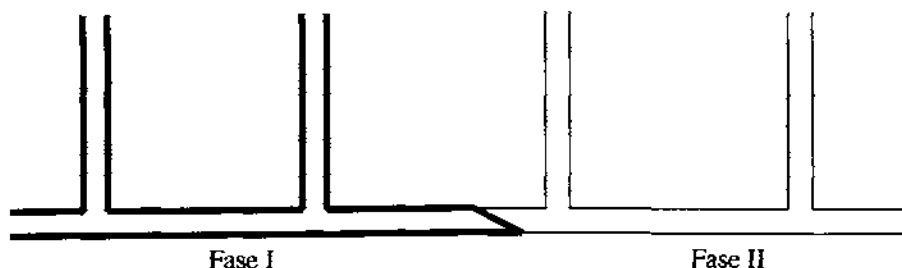


*Figura 3.17. Solución mediante losa de subpresión y muros estancos.*

El empuje ascensional debido al agua, hay que equilibrarlo con las cargas permanentes del edificio y el peso propio de la losa de cimentación, por ende, el dimensionamiento de esta losa se debe contemplar no solo el cálculo a flexión, sino sobretodo al peso gravitatorio para impedir su levantamiento. En algunos casos, en edificios singulares, de aparcamiento o en zonas sin plantas sobre la rasante, el espesor de la losa para absorber la subpresión resultan demasiado grande (mayor a 3 metros), por lo que se debe considerar la utilización de técnicas de cimentaciones especiales como micropilotes o anclajes permanentes, las cuales anclan la losa a algún estrato muy competente (roca si existiera), condicionando el dimensionado de dicha losa a los esfuerzos resultantes. Lógicamente este sistema requiere impermeabilizar la losa y los muros.

Para el caso de la losa se deberá tener muy en cuenta la colocación de láminas flexibles de impermeabilización y la disposición de juntas de construcción, que se deberán realizar a  $\frac{1}{4}$  de la luz (la posición y dirección se muestra en la Figura 3.18). Invertiendo la inclinación de los taludes de hormigón con relación a las losas de forjados, debido a que el trabajo a flexión de una losa de cimentación (y subpresión en este caso) funciona a la inversa que una viga o forjado de la

estructura y cualquier fisura por retracción plástica, térmica, etc., ocasionaría graves problemas de filtración.

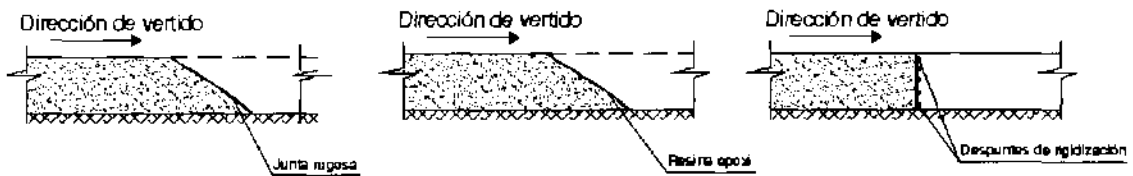


*Figura 3.18. Posición de juntas de hormigonado*

Los muros pueden ser ejecutados por el sistema tradicional de muros de sótano, cimentando solidariamente con la losa, con lo que el problema de impermeabilización se simplifica

Para mejorar la durabilidad de toda la cimentación, las características y controles de los hormigones deben ser estrictos, como resumen se indica lo siguiente:

- Utilizar como tamaño máximo de los áridos ( $D_{max}$ ) 40 mm.
- La granulometría de los áridos deberá ser compensada, para que abarquen todos los tamaños:
- La curva mezcla de áridos debe ser continua y el % de arena el adecuado para conseguir relaciones A/C lo mas bajos posibles.
- La relación A/C será  $< 0,45$ , en lo posible cercano a 0,40.
- Se utilizará un aditivo superfluidificante ó plastificante para bajar la relación A/C, y conseguir la consistencia adecuada para el bombeo (asiento del cono de Abrams entre 7 y 10 cm).
- Para el caso de juntas frías, justo antes de hormigonar, se podrá aplicar como puente de adherencia una resina Epoxy en el hormigón antiguo, malla de metal desplegado o malla tupida de alambre galvanizado en la zona de unión de ambos hormigones o solo dejando la rugosidad natural del hormigón (ver Figura 3.19)., verificando que la superficie se encuentre limpia y seca (ver Caffarena J).



*Figura 3.19*

- Tomar precauciones para evitar fisuraciones de la losa por retracción plástica, mediante disposición de una membrana de curado, arpilleras húmedas o sistema similar.
- Se tomarán todas las medidas necesarias para que el curado del hormigón durante los 7 primeros días sea el adecuado para evitar fisuraciones iniciales por retracción térmica.

Con este sistema, no son necesarios los drenajes y bombas permanentes, pero debe mantenerse el rebajamiento del nivel freático, hasta el cierre de la losa con los muros de sótano y hasta tener compensada la fuerza de ascensional debida a la subpresión.

### **3.3.5.2. Sistema con losa o solera drenada.**

Este método a diferencia del anterior, requiere de un sistema de drenaje continuo bajo la cimentación del edificio, el cual tiene como objetivo anular las presiones de agua bajo la misma. La subpresión, por lo tanto, no actúa sobre la losa o solera, por lo que no sería necesaria considerarla en el cálculo (ver Figuras 3.20, 3.21, 3.22 y 3.23).



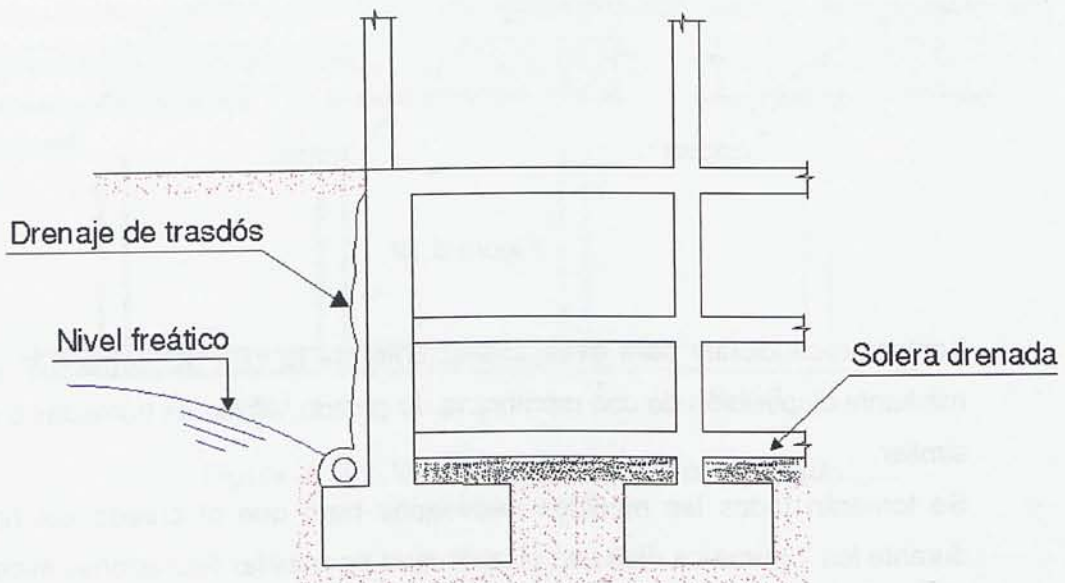


Figura 3.20. Solución mediante losa o solera drenada

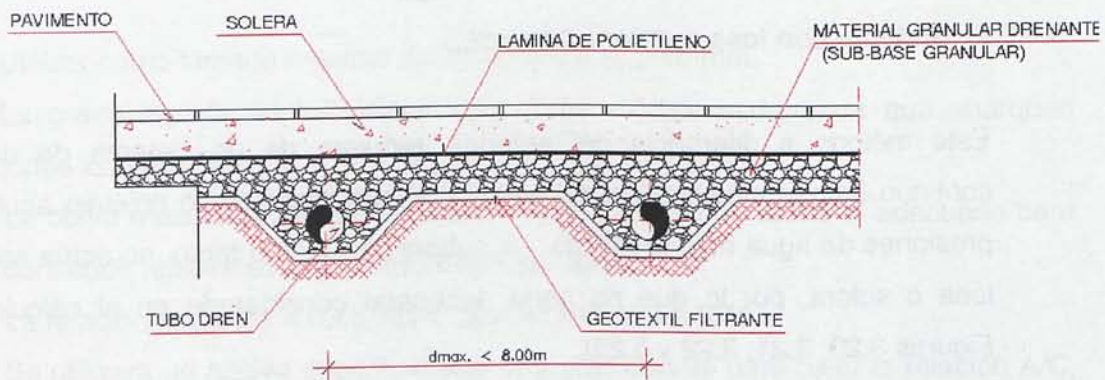


Figura 3.21. Detalle de una solera drenada

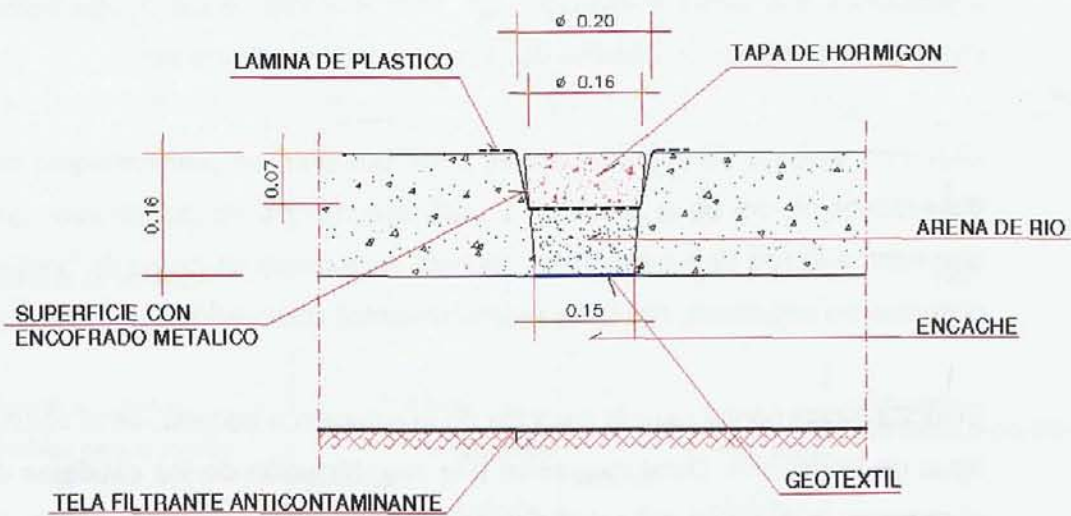


Figura 3.22. Válvula de seguridad

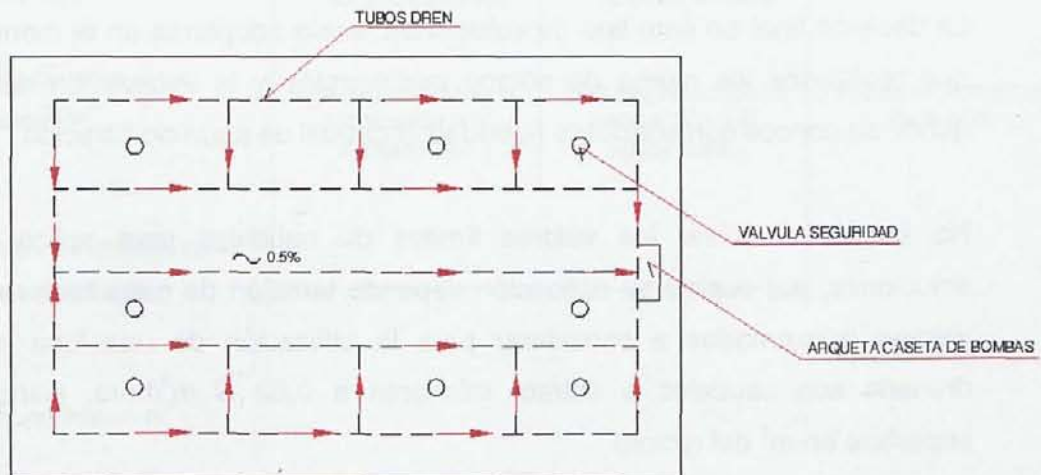


Figura 3.23. Planta de drenes

Esta solución puede aplicarse cuando existan niveles de rebajamiento de pocos metros en terrenos poco permeables o cuando se construyen edificios en el que sus muros de sótano son pantallas continuas, las que alcanzan estratos casi impermeables, reduciendo los caudales a extraer. En el caso de no existir un terreno impermeable, se puede optar por la ejecución de inyecciones de impermeabilización mediante técnicas especiales como "Jet grouting",

inyecciones con tubos manguitos, etc. Para el caso de los muros siempre se deberán disponer de un sistema de drenaje en el trasdós de estos.

Con este sistema de solera drenada, debe preverse un procedimiento continuo de evacuación del agua drenada. En el caso de que no pueda evacuarse por gravedad a la red de saneamiento, deberá disponerse un grupo de bombeo con sistemas de seguridad, higiene y mantenimientos adecuados.

El factor fundamental para la elección de la solución a adoptar, es el volumen del agua de infiltración. Debe realizarse una cuantificación de los caudales durante el proyecto, por medio del estudio de las características de permeabilidad de los terrenos atravesados, o mediante pruebas o ensayos in situ en sondeos o pozos, pero dado el grado de incertidumbre que ello conlleva, deberán efectuarse comprobaciones de caudales durante la ejecución de las obras.

La decisión final en este tipo de soluciones, suele adoptarse en el momento en que realizados los muros de sótano perimetrales y la excavación de tierras, donde se conoce con suficiente fiabilidad el caudal de agua de filtración.

No es fácil precisar los valores límites de caudales para aplicar ambas soluciones, por cuanto su aplicación depende también de otros factores. Unos valores aproximados a considerar para la utilización de una losa o solera drenada son caudales a extraer inferiores a  $0,02 S \text{ m}^3/\text{hora}$ , siendo  $S$  la superficie en  $\text{m}^2$  del recinto.

La solución de losa de subpresión, no tendría prácticamente limitación en cuanto a caudales de infiltración, si bien, la necesidad de poder ejecutar los trabajos en seco mediante agotamientos durante la construcción lleva también a un límite de caudal, que podría valorarse en el orden de  $0,2 S$  expresado en  $\text{m}^3/\text{hora}$  y representando  $S$  igualmente la superficie en  $\text{m}^2$  del recinto.

Analizando las 2 soluciones expuestas, a continuación mostramos en la Tabla 3.3 una recomendación para el sistema apropiado a disponer.

Caudal de filtración (m <sup>3</sup> /h)	0,02 S		0,2 S	
	0	Q <sub>a</sub>	Q <sub>b</sub>	∞
Realización en seco de la excavación	SI	SI	NO	
Tipo de soluciones posibles para el recinto	Drenada Estanca { - Gravedad - Anclada	Estanca { - Gravedad - Anclada	- Inyección - Sistemas especiales	
<b>TIPO DE SOLUCION RECOMENDABLE</b>	Drenada	Anclada o gravedad	Dependiendo de las circunstancias	
Compatibilidad con otras soluciones	Compatible con solución anclada	Compatible con solución anclada	Con ninguna	
Decisión sobre el tipo de solución	Una vez realizada la excavación y el agotamiento	Una vez realizada la excavación y el agotamiento	Previa al comienzo de la obra	
Límite de viabilidad para soluciones en seco	←-----→			

S: Superficie en m<sup>2</sup>

*Tabla 3.3. Recomendación para el tipo de solución a disponer*



# Capítulo 4

---

## **APLICACION DEL METODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF) AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CIMENTACION.**

El método de los Elementos Finitos (MEF), se ha presentado como uno de los procedimientos más eficaces para el cálculo de estructuras de cimentación, pudiendo considerarse como una extrapolación de los métodos de cálculo matricial para el análisis de estructuras de barras de tipo continuo. A principios de los años 1940 surgen los primeros intentos de resolver el problema de elasticidad bidimensional con técnicas matriciales mediante la división del continuo en elementos barra (Mc. Henry, D. "Atice analogy for the solution of plane stress problems", 1943).

En 1943 Courant, R., introdujo por primera vez el concepto de "elemento continuo", al resolver problemas de elasticidad plana mediante la división del dominio de análisis en elementos triangulares sobre los que suponía una variación polinómica de la solución.

En 1960 Clough, R. W., "The finite element method in plane stress analysis", en su trabajo para la solución de problemas de elasticidad plana, sugirió la denominación de elementos finitos. Desde esas fechas hasta la actualidad, el método de los elementos finitos ha tenido un desarrollo espectacular en su aplicación a otros campos. Este desarrollo, ayudado por el avance de la computación y el creciente avance en muchas áreas de la ciencia y la tecnología, disfruta hoy en día de una posición única como una técnica de solución potente de los problemas más diversos y complejos en innumerables campos de aplicación de la ingeniería.

Tratar de resumir y explicar los trabajos más significativos a lo largo de la evolución del método de los elementos finitos sería una labor ímproba, si se tiene en cuenta que solamente en el año 2001, el número de publicaciones científicas sobre el tema, se estima en más de 30.000.

Desde el punto de vista práctico del cálculo de estructuras de cimentación, la característica más atractiva del método de los elementos finitos, y quizás también la

más peligrosa, estriba en el hecho de que es un método aproximado. En manos de un técnico riguroso y experto es un procedimiento útil para obtener información sobre el comportamiento de estructuras complejas, para los que no existen soluciones analíticas disponibles. No obstante, su mismo carácter aproximado le confiere un cierto riesgo, y su utilización si no se posee una experiencia previa, debe realizarse con precaución.

Para el caso de cimentaciones, aparecen un conjunto de singularidades las que deberán considerarse en la mayoría de los supuestos, como son:

- Las diferentes escalas existentes, grandes dimensiones frente a partes singulares.
- Geometría compleja.
- Comportamientos no lineales tanto geométrica, mecánica como de contacto.
- Condiciones externas y medioambientales.
- Múltiples hipótesis de cálculo: peso propio, sobrecargas, cargas puntuales, sismos, asientos diferenciales, deslizamientos, fisuración, etc.

Actualmente el MEF se presenta como una herramienta básica de aplicación en este tipo de cálculos dada su gran capacidad para:

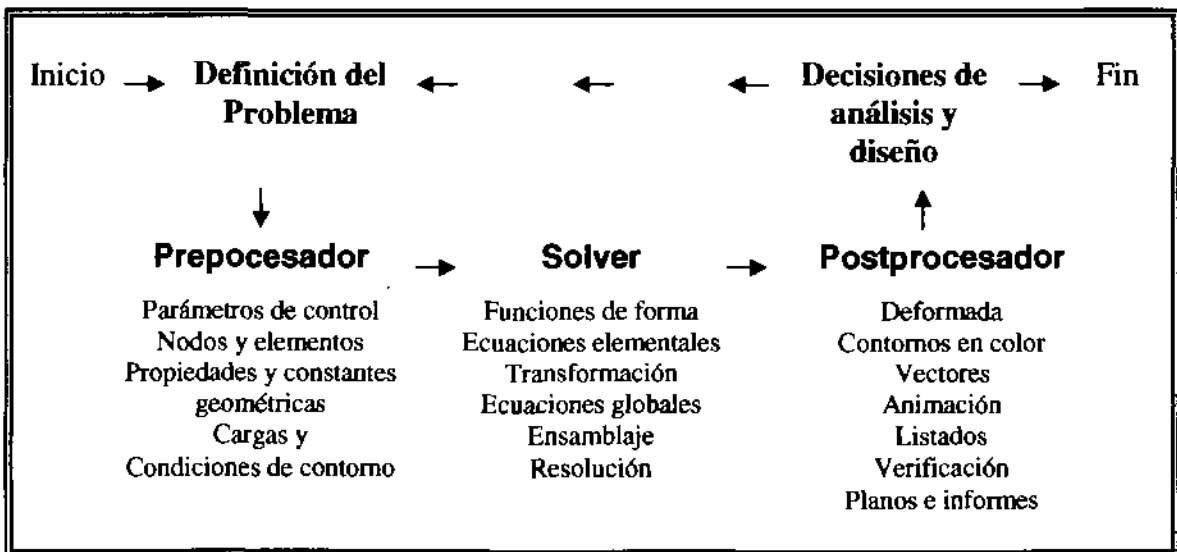
- Modelizar geometrías complejas ya sean bidimensionales o tridimensionales.
- Utilización de formulaciones acopladas, desplazamientos.
- Utilización de ecuaciones constitutivas avanzadas.
- Gran potencia numérica para analizar problemas estáticos y dinámicos no lineales.
- Realización de submodelos para la obtención de comportamientos localizados.
- Uso de diferentes tipologías elementales junto con la utilización de elementos singulares como enlaces, juntas, barras, etc.

El estudio del sólido elástico, se puede realizar en dos etapas: en la primera de ellas se estudiarán aquellas estructuras que sus características nos permiten considerar un conjunto de hipótesis que simplifican el problema, o sea, casos en los que se puedan aplicar las teorías de elasticidad plana y tensión plana; en una segunda etapa se estudiará el caso más general del sólido tridimensional.

Esta aproximación se realiza por medio del siguiente proceso:

- El continuo se discretiza por medio de líneas, superficies o volúmenes imaginarios formando un conjunto de elementos finitos.
- Los elementos se suponen conectados entre sí por medio de un conjunto discreto de puntos situados sobre su frontera.
- Se definen las funciones de forma que establecen el campo de desplazamientos en el elemento.
- Los desplazamientos anteriormente considerados nos definen un único conjunto de deformaciones que junto con las relaciones constitutivas del material nos determinan el estado tensional del elemento.
- El conjunto de cargas actuantes concentradas en los nodos de la discretización nos define un estado de equilibrio con el estado tensional pudiéndose obtener de esta forma la relación entre fuerzas y desplazamientos.

El esquema siguiente se presentan los pasos que se deben seguir en todo cálculo por el MEF.





#### 4.1. ANALISIS TRIDIMENSIONAL.

De acuerdo a lo comentado anteriormente, existen estructuras cuya características geométricas, mecánicas o de cargas no permiten la utilización de modelos de cálculo simplificados, tales como los de sólido bidimensional o de revolución, los de elementos viga, placas o láminas. En dichos casos se precisa realizar pues, un estudio tridimensional del tema. Ejemplos prácticos de dichas situaciones son típicos en estructuras constituidas por sólidos de geometría irregular o propiedades de los materiales heterogéneas, en la Figura 4.1 se muestran algunos casos en los que es necesario un análisis tridimensional.

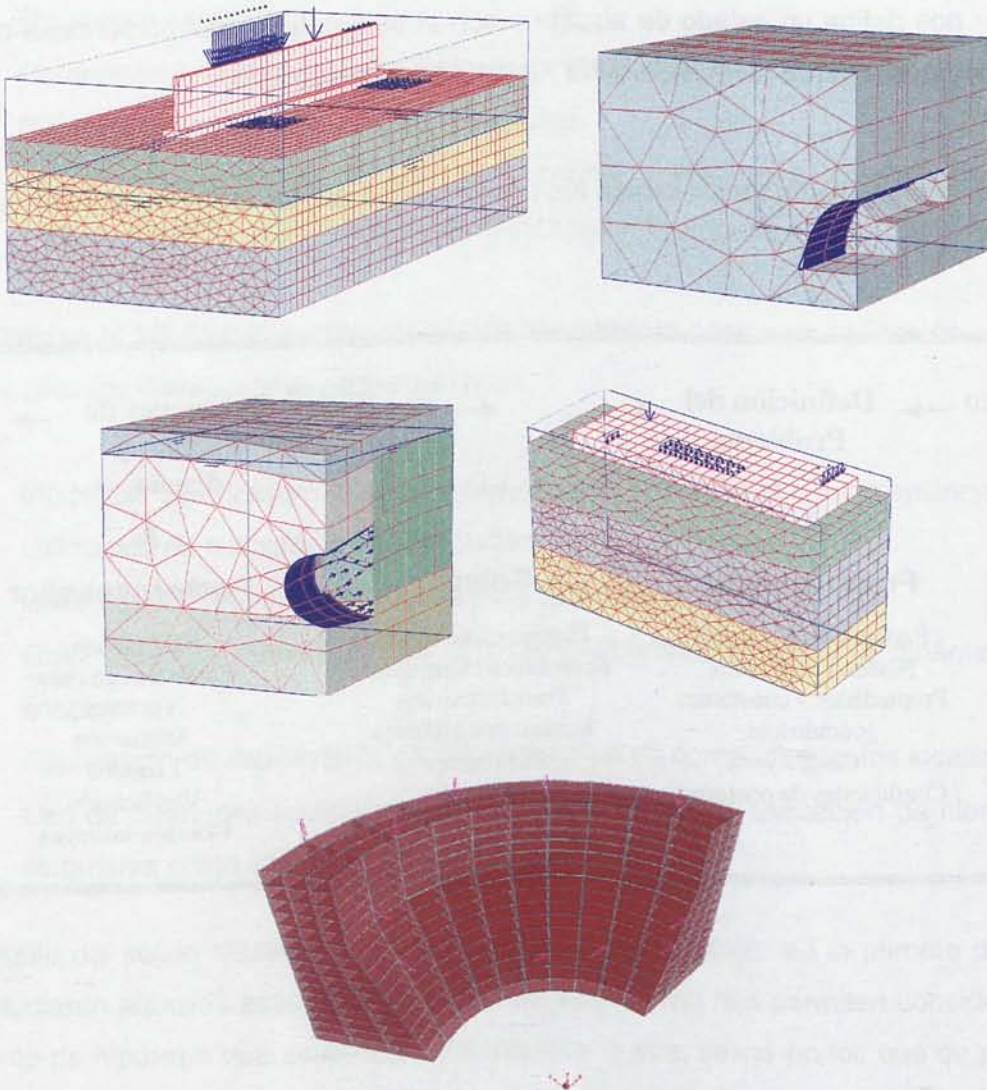


Figura 4.1. Casos en los que es necesario un análisis tridimensional

### 4.1.1. Teoría básica.

#### 4.1.1.1. Campo de desplazamientos.

Si analizamos un sólido tridimensional como el que se muestra en la Figura 4.2, el movimiento de un punto en el espacio queda definido por las tres componentes del vector de desplazamientos.

$$\mathbf{u} = [u, v, w]^T$$

donde  $u, v, w$  son los desplazamientos del punto según los ejes cartesianos  $x, y, z$  respectivamente.

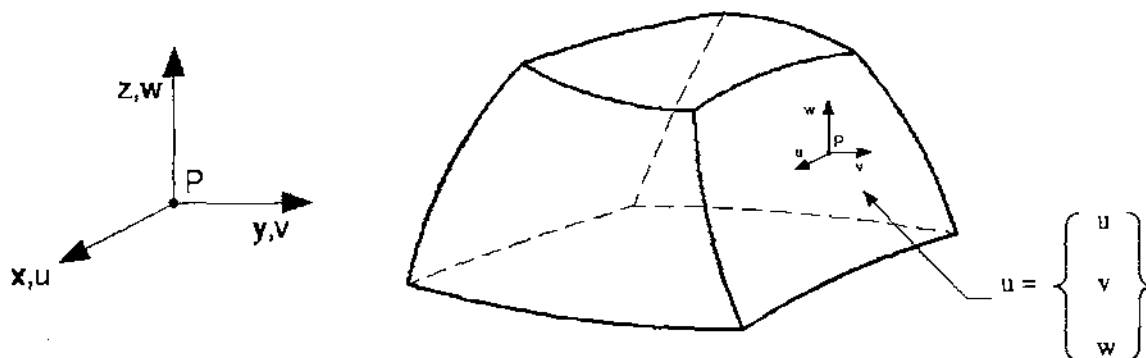


Figura 4.2. Sólido tridimensional. Vector de desplazamientos de un punto.

#### 4.1.1.2. Campo de deformaciones.

Siguiendo la teoría clásica de la elasticidad tridimensional (Timoshenko, S. P. y Goodier, J. N – 1968), el vector de deformación en un punto está definido por seis componentes.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = [\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}]^T$$

donde:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad ; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad ; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad ; \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \quad ; \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}$$

Donde  $\varepsilon_x$ ,  $\varepsilon_y$ ,  $\varepsilon_z$  son las deformaciones normales y  $\gamma_{xy}$ ,  $\gamma_{xz}$ ,  $\gamma_{yz}$  las deformaciones tangenciales.

#### 4.1.1.3. Campo de tensiones.

El vector de tensiones en un punto contiene seis componentes de tensión, conjugadas de las seis respectivas deformaciones, por lo tanto.

$$\sigma = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}]^T$$

donde  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\sigma_z$  son las tensiones normales y  $\tau_{xy}$ ,  $\tau_{xz}$ ,  $\tau_{yz}$  son las tensiones tangenciales. En la Figura 4.3 se muestra el convenio de signos de dichas tensiones.

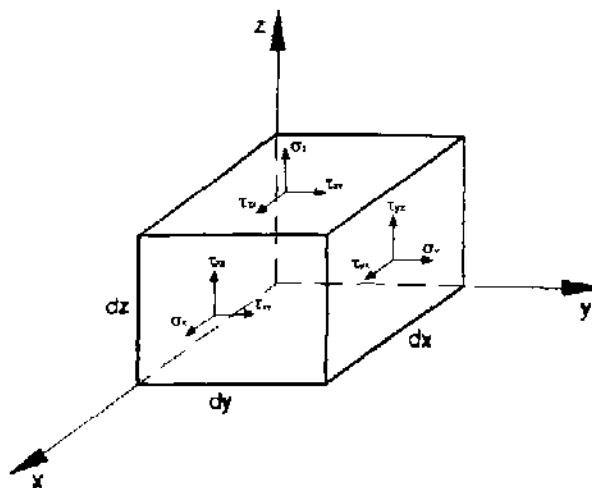


Figura 4.3. Convenio de signos para las tensiones en un elemento diferencial de un sólido tridimensional

#### 4.1.1.4. Relación tensión-deformación.

La relación entre las seis deformaciones y las seis tensiones viene expresada en el caso más general de elasticidad anisótropa, por una matriz constitutiva de tamaño 6 x 6 simétrica y con 21 coeficientes independientes. En el caso de material ortótropo, de acuerdo a Lekhnitskii, S. G, 1963, el número de coeficientes se reduce a nueve.

Un caso muy usual en la práctica, es el de elasticidad isótropa, en que los coeficientes independientes de la ecuación constitutiva se reducen a dos; el módulo de elasticidad  $E$  (para el caso de los terrenos módulo edométrico  $E_m$ ) y el coeficiente de Poisson  $\nu$ . En este caso, la ecuación constitutiva puede escribirse (teniendo en cuenta los vectores de deformaciones y tensiones iniciales) como:

$$\sigma = D (\varepsilon - \varepsilon^0) + \sigma^0$$

y la matriz constitutiva  $D$  viene dada por:

$$D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left\{ \begin{array}{cccccc} 1 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ & & & & & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{array} \right\}$$

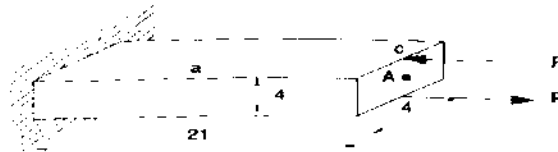
En el caso de deformaciones iniciales de origen térmico, el vector  $\varepsilon^0$  tiene el valor.

$$\varepsilon^0 = \alpha (\Delta T) [1, 1, 1, 0, 0, 0]^T$$

#### 4.1.2. Comportamiento general de los elementos de sólido tridimensional.

En líneas generales, los elementos de sólido tridimensional se comportan de manera muy similar a sus análogos bidimensionales. Así puede afirmarse que los elementos hexaédricos son más precisos que los tetraédricos del mismo orden.

Por otra parte, los elementos de orden bajo como el hexaédrico de 8 nodos y el tetraédrico de 4 son poco adecuados para análisis de problemas donde domine el estado de flexión, siendo mucho más precisos para estos casos los elementos de aproximación cuadrática o superior. Un ejemplo de esta situación se muestra en la Figura 4.4, donde se comparan los elementos hexaédricos rectos de 8 y 20 nodos y los tetraédricos de 4 y 10 nodos, en el análisis de una viga en voladizo sometida a un estado de flexión pura (Clough, R. W. y Felippa, C. A.).



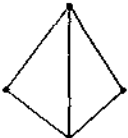
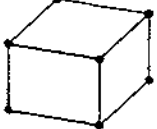
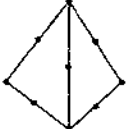
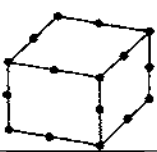
Elemento	Nodos	Malla (a x b x c)	Grados de libertad	Error en desplazamiento vertical punto A
	4	7x3x2x5 = 210	84x3 = 252	-25,8 %
	8	7x3x2 = 42	84x3 = 252	-10,2 %
	10	7x3x2x5 = 210	448x3 = 1344	≈ 1 %
	20	7x3x2 = 42	287x3 = 861	= Exacto (Teoría de vigas)

Figura 4.4. Análisis de la flexión de una viga con diferentes elementos de sólido tridimensionales.

En la figura, se aprecia la superioridad de los elementos hexaédricos y en particular el excelente comportamiento del prisma cuadrático de 20 nodos que aproximan la solución exacta con un 50 % menos de variables que su análogo tetraédrico de 10 nodos.

Por otra parte, hay que señalar que la discretización de un sólido tridimensional en tetraedros es mucho mas compleja que en el caso de los más sencillos triángulos en dos dimensiones.

El problema se simplifica si se parte de una discretización en hexaedros y se divide cada uno de ellos en cinco elementos tetraédricos (Palaninathan, R. y Chadrasekharan, P. S., 1983), sin embargo, dada la superioridad de los elementos hexaédricos antes mencionada, este procedimiento no parece apropiado desde el punto de vista de obtener una mayor precisión en el cálculo.

Actualmente se ha avanzado mucho en las técnicas de generación de mallas tetraédricas, lo que ha favorecido la utilización de estos elementos en el análisis de geometrías tridimensionales complejas, utilizando técnicas de remallado adaptable (Bonet, J. y Peraire, J., 1991; Oñate, E., 1995) considerada en la presente tesis.

## **4.2. ANALISIS NO LINEAL.**

En el campo de la Ingeniería existen una serie de fenómenos en los que se observa una marcada no linealidad tanto en su desarrollo como en su comportamiento.

Se entiende por un comportamiento no lineal cuando no existe relación directa que se mantiene entre la acción y el efecto que produce esta acción. Una consecuencia directa que se desprende es la no validez del principio de superposición por lo que se deberá de analizar todo el conjunto de acciones de forma global.

Con el concepto de no linealidad se puede analizar el comportamiento de una cimentación hasta rotura, observándose que para el mismo valor de un incremento

de carga los valores de los incrementos de deformaciones producidas van aumentando paulatinamente (ver Figura 4.5).

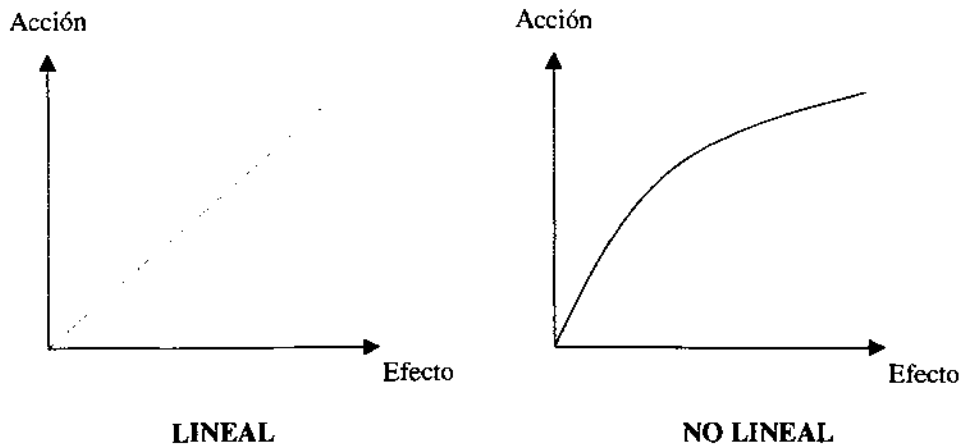


Figura 4.5. Comparación entre comportamiento lineal y no lineal.

El MEF nos permite, a través de la discretización del continuo, obtener una expresión global de la estructura junto con las acciones y las incógnitas (desplazamientos, tensiones) de la forma  $f = K \cdot d$ , siendo  $f$  el vector de cargas nodales equivalentes,  $d$  el vector de las incógnitas y  $K$  se denomina matriz de rigidez del sistema, estando dicha matriz de rigidez definida por la siguiente expresión.

$$K = \iiint_{\Omega} B^T D B d\Omega$$

En donde  $B$  es la matriz de deformación que relaciona los desplazamientos nodales con las deformaciones y  $D$  es la matriz constitutiva (tensión – deformación) que rige el comportamiento del material. La linealidad del comportamiento se garantiza siempre que la matriz  $K$  se mantenga a lo largo de todo el cálculo.

La no linealidad en un problema del MEF, puede aparecer desde el punto de la matriz de rigidez, que por un lado la matriz constitutiva  $D$  dependa del estado actual de tensiones (no linealidad del material) y por otro lado que la matriz de deformaciones  $B$  sea función del actual campo de desplazamientos, que en el estudio que nos ocupa, no se presenta debido a la no existencia de grandes

deformaciones y desplazamientos nodales que originen a una modificación considerable de la geometría del modelo, posición y magnitud de las cargas que obligue a una consideración del equilibrio de la estructura en su situación deformada (no linealidad geométrica). También es posible la existencia de un comportamiento no lineal cuando se modifican las condiciones de contorno a lo largo del proceso, por ejemplo cuando existen problemas de rozamiento o de contacto, que en el caso de la interacción terreno – estructura, siempre se presentan.

#### **4.3 MODELOS DE COMPORTAMIENTO (NO LINEALIDAD DEL MATERIAL).**

Para estudiar el comportamiento tenso-deformacional más real de las estructuras de cimentación, es necesario asignarles a los materiales constituyentes (hormigón y terreno) propiedades que caractericen dicho comportamiento.

Debido a la gran diferencia de rigidez existente entre ambos materiales, consideramos que asignarle al hormigón un modelo de comportamiento complejo resulta irrelevante. Este aspecto lo pudimos comprobar en el trabajo, ya que de acuerdo al nivel de tensiones al que estuvo sometida la estructura, esta siempre se comportó elástica y lineal.

No obstante, asignamos un modelo de comportamiento simplificado al hormigón basado en el diagrama parábola rectángulo. Este diagrama, está formado por una parábola de segundo grado y un segmento horizontal (ver Figura 4.6), con el vértice de la parábola en el punto de la abscisa correspondiente al 2 ‰ (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a  $0,85 f_{cd}$  siendo  $f_{cd}$  la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.



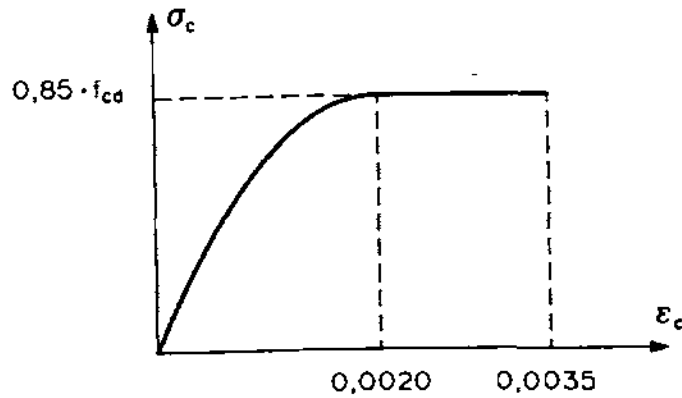


Figura 4.6. Diagrama Parábola rectángulo.

Para caracterizar el comportamiento del terreno, hemos visto que a lo largo de la historia, se han propuesto numerosos criterios de plastificación, la mayoría de los cuales han caído en el olvido por su escasa correlación con el comportamiento real del material. Por lo que respecta al terreno, los dos criterios originarios de plastificación utilizados son los de Tresca y Von mises, y que en la actualidad son en los que se basan las distintas líneas de investigación en la materia (Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Cam-Clay, Hardening-Soil, etc.

El criterio de Tresca (1864) se basa en suponer que la plastificación tiene lugar cuando el valor máximo de la tensión tangencial alcanza un valor crítico  $k$ . Puede expresarse en función de las tensiones principales en la forma.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2k \quad \text{con} \quad \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$$

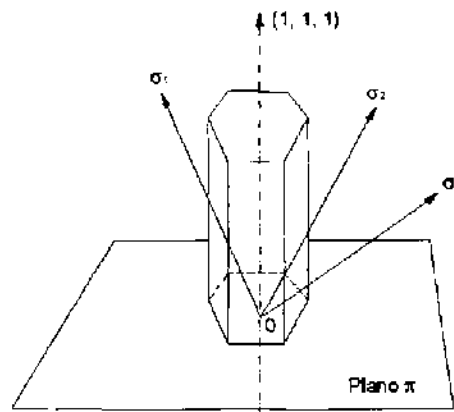
En el caso de un ensayo de tracción o compresión simple, sólo existe una tensión principal distinta de cero (la tensión aplicada a la probeta), produciéndose la plastificación cuando dicha tensión alcanza el límite elástico del material  $\sigma_y$ . En consecuencia, para el criterio de Tresca se tiene que la tensión tangencial máxima vale  $k = \sigma_y/2$ .

La función  $f(\sigma_{ij})$  para el criterio de Tresca puede escribirse por tanto en la forma siguiente:

$$f(\sigma_{ij}) = \text{Sup} |\sigma_i - \sigma_j - \sigma_y| \quad i, j = 1, 2, 3$$

Donde como siempre  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ , y  $\sigma_3$  son las tensiones principales.

La superficie de plastificación en el espacio  $R^3$  de las tensiones principales, es un prisma hexagonal regular de eje  $(1, 1, 1)$  que corta al plano  $\pi$  en un hexágono regular (Ver Figura 4.7).



*Figura 4.7. Superficie de plastificación, según criterio de Tresca.*

El criterio de Von Mises (1913) se basa en suponer que la plastificación tiene lugar cuando el segundo invariante del tensor desviador de tensiones  $J_2$ , que alcanza un valor crítico:

$$J_2 = k^2$$

Evidentemente se trata de un caso particular del criterio general expresado para materiales metálicos, cuando se supone que  $J_3$  no influye en la plastificación.

Este criterio puede escribirse en función de las tensiones principales como:

$$\frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] = k^2$$

Expresado de esta forma, es fácil comprobar que si el estado tensional en el elemento es un cortante puro  $\tau$ , la plastificación tiene lugar cuando  $\tau$  alcanza el valor de  $k$ . Por el contrario, si el estado tensional es una tracción o compresión simple, la plastificación tiene lugar cuando la tensión aplicada (límite elástico  $\sigma_y$ )

alcanza el valor de  $\sqrt{3k}$ , y por tanto la tensión tangencial máxima en este caso sería  $\sqrt{\frac{3k}{2}}$ , es decir menor en un factor  $\sqrt{\frac{3}{2}}$  a la que produce la plastificación en el estado de cortante puro. Por el contrario, en el criterio de Tresca ambas deben ser iguales.

Esta es la mayor diferencia entre ambos criterios y la realidad se sitúa entre ambos, aunque para la mayoría de los metales, el criterio de Von Mises se aproxima más al comportamiento real.

La función  $f(\sigma_{ij})$  para el criterio de Von Mises, puede escribirse por tanto en la forma siguiente:

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} - \sigma_y$$

o también en función de las tensiones desviadoras:

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{\frac{3}{2} \sigma_{ij}^d \cdot \sigma_{ij}^d} - \sigma_y$$

En el espacio  $R^3$  de las tensiones principales, la superficie de plastificación es un cilindro circular recto de eje (1, 1, 1) que corta al plano  $\pi$  en una circunferencia (ver Figura 4.8).

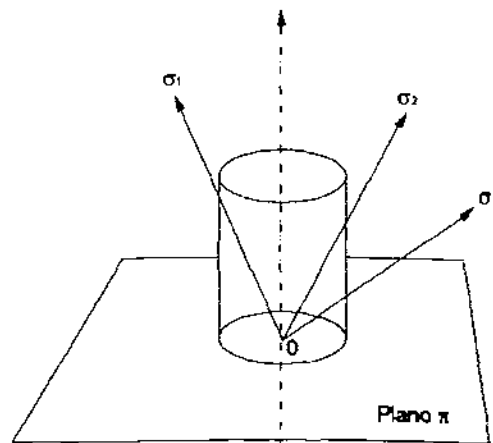


Figura 4.8. Superficie de plastificación, según el criterio de Von Mises.

En resumen, el lugar de plastificación en el criterio de Tresca viene dado por un hexágono regular, mientras que en el criterio de Von mises es una circunferencia.

Las discrepancias entre ambos criterios, se reflejan de distinta manera según sean las dimensiones respectivas de ambas figuras. Así por ejemplo, si se les lleva a coincidir en los vértices del hexágono (circunferencia circunscrita), ambos criterios coincidirían para tracción o compresiones simples y las mayores diferencias aparecen para cortante puro en que Tresca predice la plastificación para  $\tau_{max} = \sigma_y/2$  y Von Mises para  $\tau_{max} = 2\sigma_y/\sqrt{3}$ . Por el contrario, si se hacen coincidir ambas figuras en los puntos medios de los lados del hexágono (circunferencia inscrita), los dos criterios coinciden para cortante puro y las mayores diferencias se tienen ahora para tracción o compresión simple, donde, como ya hemos indicado antes, Tresca prevé una tensión de plastificación  $2k$  y Von Mises  $\sqrt{3}k$ . Estos extremos se ven claramente, observando la Figura 4.9.

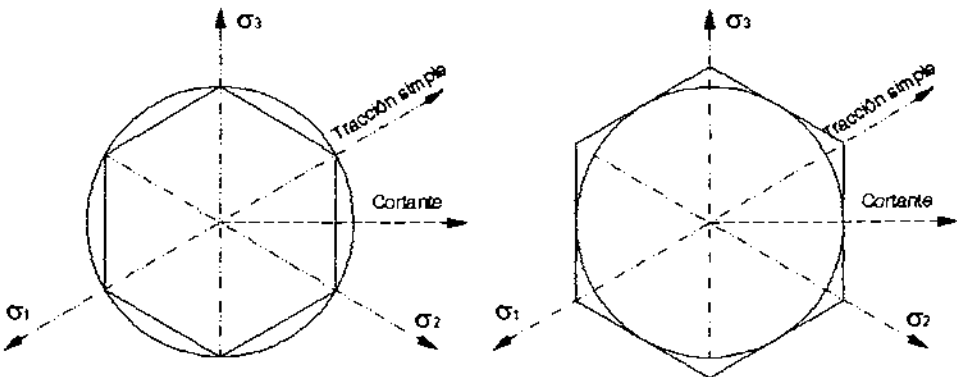


Figura 4.9. Comparación entre los criterios de plasticidad Tresca y Von Mises.

Para la gran mayoría de materiales no metálicos, puede aproximarse la influencia de la componente hidrostática en la plastificación de una forma sencilla generalizando el criterio de Tresca. Por lo que se supone que la plastificación tiene lugar cuando la diferencia en las tensiones principal mayor y menor alcanza un valor crítico, que ya no es constante como en el criterio de Tresca, sino función de la suma de dichas tensiones principales.

Matemáticamente, esta condición se expresa en la forma siguiente:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = h(\sigma_1 + \sigma_3) \quad \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3 \quad (1)$$

donde h es una función a definir experimentalmente.

Teniendo en cuenta que  $\sigma_1 - \sigma_3$  es el diámetro del círculo de Mohr máximo y que  $(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$ , es la abscisa del centro del mismo, la condición (1) es equivalente a expresar el criterio de plastificación como una relación entre el radio del círculo R y la abscisa de su centro  $p$  (denominada presión media).

$$R = R(p) \quad (2)$$

Donde se deduce que la función R es  $\frac{1}{2} h(2p)$

En consecuencia, si en el momento de la plastificación existe una relación entre el radio del círculo de Mohr máximo R y la abscisa  $p$  del centro del círculo, se llega a la conclusión de que los círculos de Mohr tendrán una curva envolvente.

De acuerdo a esto, este tipo de criterios suele presentarse como la expresión de la curva envolvente de los círculos de Mohr máximos, esta curva se denomina curva intrínseca y generalmente se expresa con una relación entre la tensión tangencial de plastificación y la presión normal sobre el plano en que actúa dicha tensión tangencial.

$$|\tau| = g(p) \quad (3)$$

La curva intrínseca, está constituida por dos ramas simétricas respecto del eje  $p$  (ver Figura 4.10).

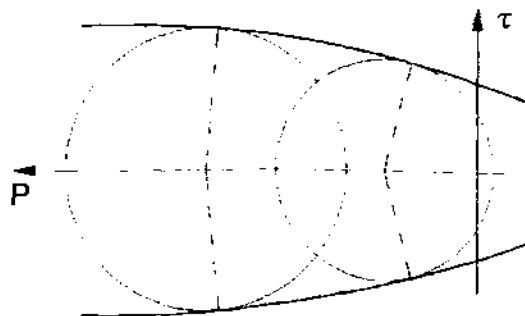


Figura 4.10.

Con relación a la Figura 4.10, se puede comprender más fácilmente, que el criterio de Tresca es un caso particular en el que la curva intrínseca está constituida por dos rectas paralelas al eje de abscisas (ver Figura 4.11).

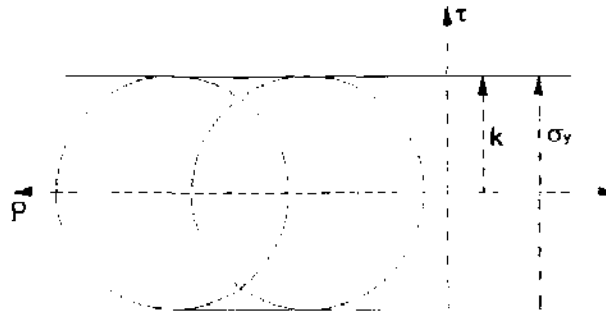


Figura 4.11. Curva intrínseca para el criterio de Tresca.

Podemos analizar ahora la forma de superficie de plastificación para un material regido por un criterio del tipo curva intrínseca. Tratándose de un material isótropo, la superficie de plastificación puede representarse en el espacio  $R^3$  de las tensiones principales.

Para la región del espacio definida por la condición  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  el criterio de plastificación con relación a (2):

$$f(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - h (\sigma_1 + \sigma_3) = 0 \quad (4)$$

Esta ecuación es independiente de  $\sigma_2$ , lo que significa que en esta región del espacio, la superficie de plastificación es un cilindro paralelo al eje  $\sigma_2$  y cuya directriz en el plano  $(\sigma_1, \sigma_3)$  es la curva definida por la ecuación (4).

Se puede seguir idéntico razonamiento, permutando dos a dos las tensiones principales, con lo que se tendrán seis láminas cilíndricas paralelas a los ejes  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ , simétricas respecto de los planos bisectores de los ejes. La superficie de plastificación por tanto, está constituida por seis hojas, correspondiendo cada una de ellas a la porción de la superficie laminar definida por la ecuación (4) (o la que resulta de permutar los índices de las tensiones principales) en la región de validez de la ecuación.

Estas hojas están unidas entre sí, por las curvas resultantes de la intersección de las láminas con los puntos bisectores de los ejes (ver Figura 4.12).

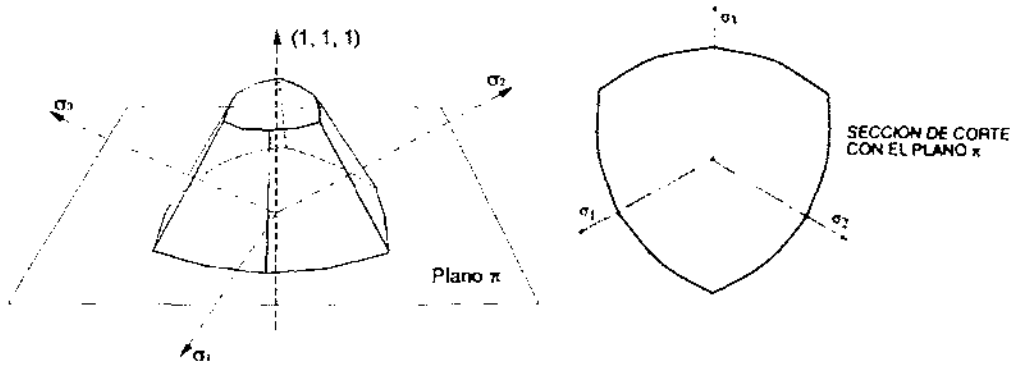


Figura 4.12. Superficie de plastificación para un material cuyo criterio de plastificación, está regido por una curva intrínseca.

La forma de la curva intrínseca, se deduce de las observaciones experimentales del comportamiento de los materiales que exhiben un criterio de plastificación del tipo curva intrínseca, que ésta es siempre una curva cerrada en la zona de tracciones ( $p$  negativa) y abierta en la zona de compresiones ( $p$  positiva). Así pues para estos materiales la región elástica está limitada en la zona de tensiones de tracción y no lo está en la zona de tensiones de compresión, es por ello, cuando la presión media  $p$  tiende a infinito, el criterio de plastificación tiende al criterio de Tresca y la curva intrínseca es asintótica a dos rectas paralelas (Mandel 1966, 1978) tal como se muestra en la Figura 4.13.

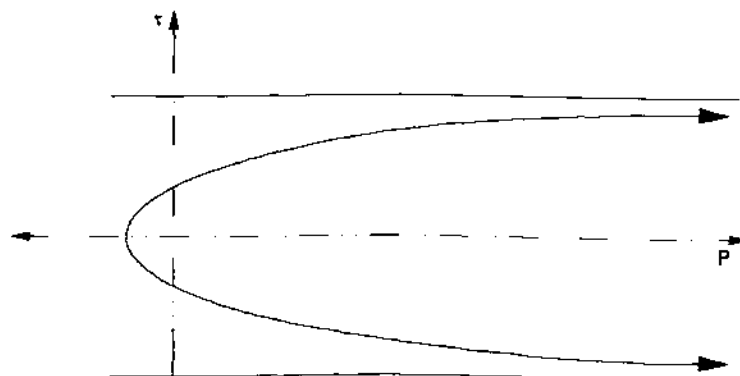


Figura 4.13. Forma de la curva intrínseca (Mandel, 1978)

La diferencia en la forma de la curva intrínseca en las regiones de tensiones positivas y negativas, es consecuencia del diferente comportamiento de estos materiales a tracción y compresión. Decido a esto, cuando en este tipo de materiales la presión media es de compresión, al aumentar las tensiones desviadoras, el fin de la región elástica queda definido por la aparición de deformaciones permanentes, por lo que puede seguir hablándose de plastificación del elemento. Por el contrario, cuando la componente hidrostática del tensor de tensiones es positiva (tensión media de tracción) el fin del comportamiento elástico lleva a la rotura del elemento de una forma frágil, es decir sin deformaciones permanentes, por lo que carece de sentido hablar de plastificación.

#### 4.3.1. Criterio de plastificación Mohr-Coulomb.

En el año 1773, Coulomb estableció por primera vez, un criterio para determinar la resistencia a esfuerzo cortante  $\tau$ , en un elemento plano a través de un suelo.

Dentro de la familia de criterios de plastificación del tipo curva intrínseca, uno de los más utilizados para aproximar el comportamiento plástico de suelos y materiales granulares es el criterio de criterio Mohr-Coulomb. En este caso la curva intrínseca está constituida por dos rectas que forman un ángulo  $\phi$  con el eje de las abscisas y cuya ordenada en el origen es  $c$  (ver Figura 4.14). El ángulo  $\phi$  se denomina ángulo de rozamiento interno, mientras el parámetro  $c$ , que tiene dimensiones de una tensión denominada cohesión.

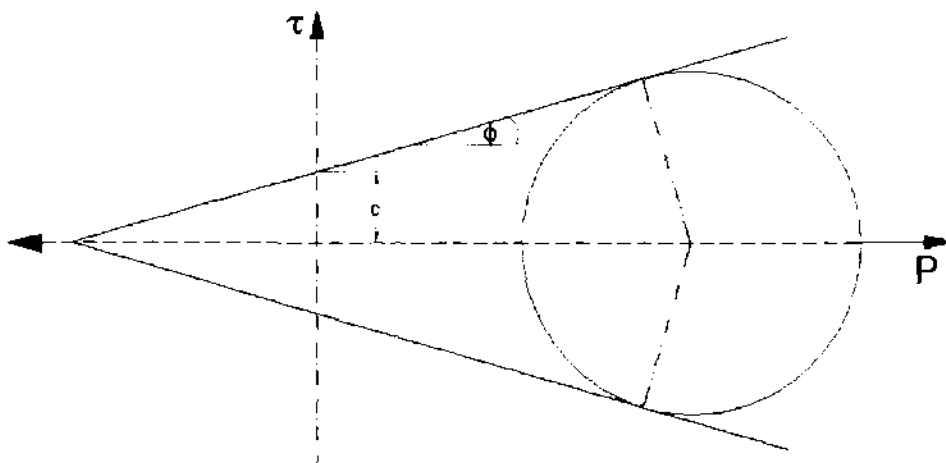


Figura 4.14. Criterio de Mohr-Coulomb.



La ecuación de la curva intrínseca, para el criterio de Mohr-Coulomb, resulta por tanto:

$$\tau = c + p \operatorname{tg} \phi$$

siendo:

$c$ : una constante llamada "cohesión" del suelo.

$p$ : la tensión normal al plano, también denominada  $\sigma$ .

$\phi$ : una constante llamada "ángulo de rozamiento interno" del suelo.

A partir de esta ecuación se deduce inmediatamente la función  $f$  del criterio de Mohr - Coulomb:

$$f(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} \phi - 2c \operatorname{cos} \phi$$

Aproximadamente para el caso de los materiales puramente granulares, se puede suponer  $\phi \neq 0$  y  $c = 0$ , por el contrario a los materiales puramente cohesivos  $c \neq 0$  y  $\phi = 0$ .

La superficie de plastificación para el criterio de Mohr - Coulomb, se representa en la Figura 4.15. Es una pirámide hexagonal no regular, con las simetrías ya indicadas para materiales isótropos. La magnitud  $H = c \cot \phi$  se denomina presión de cohesión.

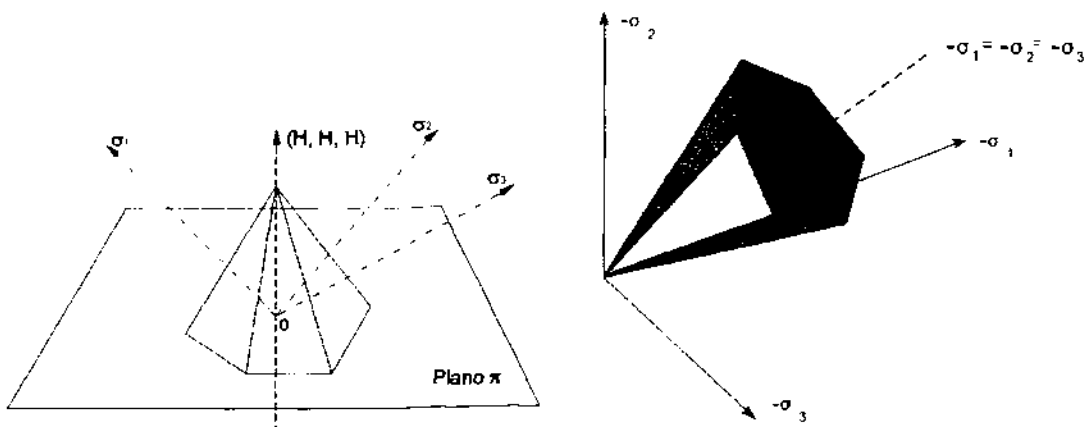


Figura 4.15.

Finalmente, la Figura 4.16 muestra la sección de la superficie de plastificación por el plano  $\pi$  (lugar de plastificación).

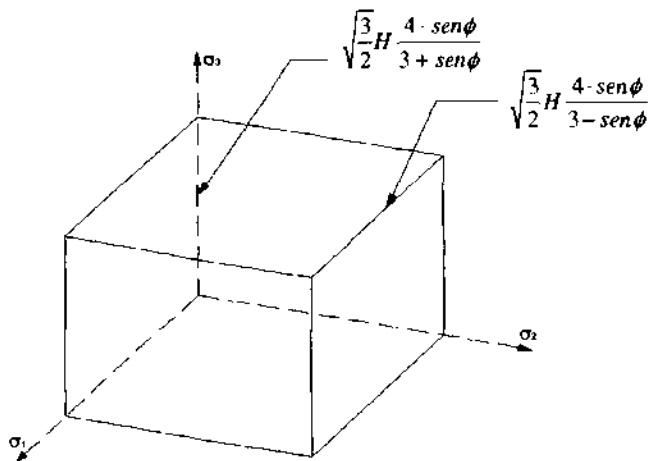


Figura 4.16.

El criterio de plasticidad de Mohr-Coulomb, nos permite averiguar cuando se ha producido la plastificación en un plano elemental determinado. Este criterio nos indica que en un punto cualquiera de un cuerpo continuo se produce la plastificación cuando en algún plano que pase por dicho punto existe la combinación de tensiones definida por la envolvente de Mohr.

Si consideramos el haz de planos que contienen a la tensión principal intermedia y dibujamos en unos ejes coordenados, en abscisas las tensiones normales y en ordenadas las tangenciales que actúan sobre dichos planos, encontramos que los puntos correspondientes se encuentran en una circunferencia (Ver Figura 4.17).

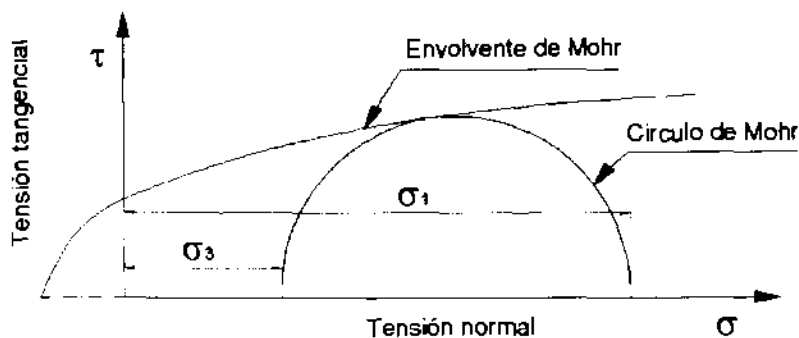


Figura 4.17. Envolvente de Mohr, y círculo de Mohr de los planos que pasan por la dirección de la tensión principal intermedia.

Dicha circunferencia corta al eje de las  $x$  en dos puntos de abscisas  $\sigma_3$  y  $\sigma_1$  respectivamente. Este círculo es el círculo de Mohr del haz de planos que contienen a la tensión principal intermedia.

Los puntos que representan las tensiones correspondientes a todos los demás planos que pasan a través del punto considerado, son interiores a este círculo, debido a esto, la rotura se producirá de acuerdo con el criterio de Mohr – Coulomb, cuando el círculo de Mohr anteriormente descrito sea tangente a la envolvente de Mohr.

#### **4.3.2. Criterio de plastificación Drucker-Prager.**

De igual forma que el criterio Mohr – Coulomb, puede considerarse como una generalización del criterio de Tresca para materiales en los que la tensión hidrostática influye en la plastificación. Drucker y Prager en 1952 propusieron para este tipo de materiales, un criterio que puede considerarse una generalización del criterio de Von Mises.

La superficie de plastificación es una superficie cónica de revolución de eje  $(1, 1, 1)$  y vértice el punto  $(H, H, H)$  (ver Figura 4.18). Matemáticamente, el criterio de Drucker – Prager se expresa por la ecuación:

$$f(\sigma_{ij}) = J_2^{1/2} + \alpha \left( \frac{1}{3} J_1 - H \right) = 0$$

donde  $\alpha$  es una constante positiva,  $H$  es como en el caso del criterio de Mohr Coulomb, la tensión hidrostática máxima, que puede soportar el material y  $J_1$  y  $J_2$  el primer y segundo invariante del tensor de tensiones y del tensor desviador respectivamente.

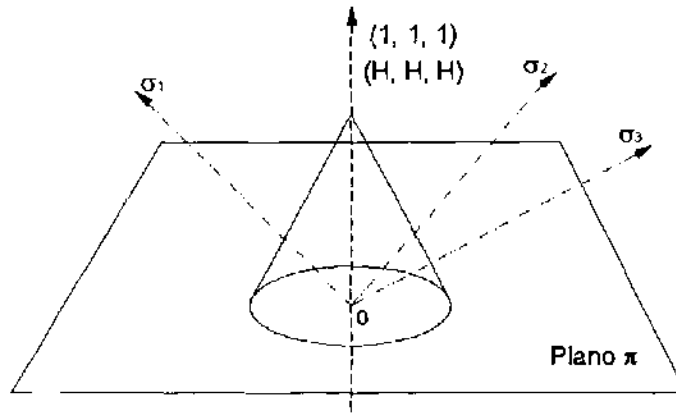


Figura 4.18.

#### 4.3.3. Ajuste de parámetros Mohr-Coulomb a modelo Drucker-Prager.

La utilización de criterios de plastificación de flujo que estén basados en superficies formadas por planos que producen vértices y aristas, introduce gran cantidad de problemas numéricos y en la mayoría de los casos problemas de convergencia de la solución; estos puntos singulares actúan como polos de atracción siempre a evitar, por lo que es necesario realizar ajustes a modelos con superficies continuas y que garanticen su convexidad en todo instante.

En el presente trabajo se han utilizado preferentemente dos programas de cálculo basados en la teoría de los elementos finitos. El primero de ellos, Plaxis 3D versión 1.0, más especializado en el tratamiento de los problemas geotécnicos, y el segundo, Ansys versión 6.0, que puede considerarse más potente para este tipo de análisis de interacción, el cual puede aplicarse a cualquier tipo de combinación de materiales.

El programa Plaxis analiza el problema tenso-deformacional del terreno sobre el que se apoyan los muros de sótano objeto de este trabajo, basándose en un comportamiento no lineal del material, de acuerdo al criterio de plastificación Mohr-Coulomb definidos en los distintos informes geotécnicos considerados para establecer en el presente trabajo los parámetros de cohesión ( $c$ ) y ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ) que caracterizan a los materiales.

El programa Ansys utiliza sin embargo unos parámetros “c” y “ $\phi$ ” de acuerdo al criterio de plastificación de Drucker – Prager, que no coinciden exactamente con la definición de cohesión y ángulo de rozamiento interno del modelo de Mohr-Coulomb.

Con objeto de utilizar la potente herramienta del programa Ansys, que permite el análisis tridimensional del conjunto superestructura- muro de sótano – cimentación – terreno, hemos correlacionado en el presente trabajo los verdaderos parámetros “c” y “ $\phi$ ” del terreno al modelo Drucker-Prager, obteniendo tablas y ábacos que se indican a continuación, que permitirán de una forma sencilla su utilización para el programa Ansys. (ver figura 4.19).

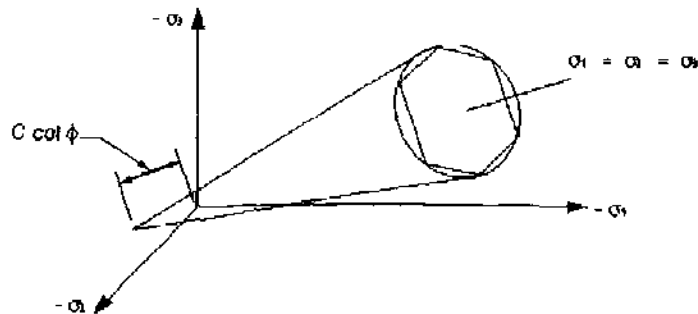


Figura 4.19.- Superficie de plasticidad Drucker-Prager y Mohr – Coulomb.

A continuación se presenta, el desarrollo matemático de aplicación para el ajuste de los parámetros de los modelos para un cálculo con hipótesis de deformación plana, el modelo de rotura Mohr-Coulomb se basa en el concepto de círculo de Mohr, en el plano de las tensiones principales (máxima y mínima); de tal forma que la línea de rotura es tangente a dichos círculos, utilizándose la expresión  $s + \sigma_m \cdot \text{sen } \phi - \text{cos } \phi = 0$ , donde  $s$  es la máxima tensión cortante y  $\sigma_m$  la media de las tensiones principales máxima y mínima. Por lo que el modelo supone una relación lineal entre las tensiones desviadora e hidrostática al igual que el modelo de Drucker-Prager, haciendo por lo tanto viable encontrar una semejanza entre los parámetros de los dos modelos.

Las siguientes expresiones permiten el ajuste para problemas de deformación plana igualando las leyes de flujo y de rotura para el modelo lineal, siendo también de aplicación para el modelo hiperbólico con un alto nivel de confinamiento.

Se parte del flujo del potencial para definir el incremento de deformación plástica como:

$$d\varepsilon^{pl} = \bar{d\varepsilon}^{pl} \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{3} \operatorname{tg} \psi\right)} \frac{\partial}{\partial \sigma} (t - p \cdot \operatorname{tg} \psi)$$

Siendo  $\bar{d\varepsilon}^{pl}$  el incremento de deformación plástica equivalente.

A continuación realizaremos el ajuste a un plano, para ello consideraremos  $K = 1$  lo que nos permite establecer  $t = q$ .

$$d\varepsilon^{pl} = \bar{d\varepsilon}^{pl} \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{3} \operatorname{tg} \psi\right)} \left( \frac{\partial q}{\partial \sigma} - \frac{\partial p}{\partial \sigma} \operatorname{tg} \psi \right)$$

que en términos de tensiones se puede escribir como:

$$d\varepsilon_1^{pl} = \bar{d\varepsilon}^{pl} \frac{1}{\left(1 - \frac{1}{3} \operatorname{tg} \psi\right)} \left( \frac{1}{2q} (2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{3} \operatorname{tg} \psi \right)$$

En este punto consideramos la hipótesis de un problema de deformación plana y al considerar la carga límite se tendrá,  $\varepsilon_1^{pl} = 0$ , lo que permite establecer la siguiente restricción:

$$\frac{1}{2q} (2\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{3} \operatorname{tg} \psi = 0 \quad \text{por lo que } \sigma_1 = \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) + \frac{1}{3} q \cdot \operatorname{tg} \psi$$

Utilizando las expresiones anteriores se pueden escribir  $q$  y  $p$  en término de tensiones principales:

$$q = \frac{3\sqrt{3}}{2\sqrt{9 - \operatorname{tg}^2 \psi}} (\sigma_2 - \sigma_3) \quad \text{y} \quad p = -\frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_3) + \frac{\operatorname{tg} \psi}{2\sqrt{3(9 - \operatorname{tg}^2 \psi)}} (\sigma_2 - \sigma_3)$$

Lo que permite escribir el criterio de Drucker-Prager en términos de las tensiones principales:

$$\frac{9 \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{tg} \psi}{2\sqrt{3(9 - \operatorname{tg}^2 \psi)}} (\sigma_2 - \sigma_3) + \frac{1}{2} \operatorname{tg} \beta (\sigma_2 + \sigma_3) - d = 0$$

y compararlo con el equivalente en el mismo plano de Mohr-Coulomb:

$$\sigma_2 - \sigma_3 + (\sigma_2 + \sigma_3) \operatorname{sen} \phi - 2c \cos \phi = 0$$

Obteniéndose las siguientes expresiones:

$$\operatorname{sen} \phi = \frac{\operatorname{tg} \beta \sqrt{3(9 - \operatorname{tg}^2 \psi)}}{9 - \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{tg} \psi} \quad \text{y} \quad c \cdot \cos \phi = \frac{\sqrt{3(9 - \operatorname{tg}^2 \psi)}}{9 - \operatorname{tg} \beta \cdot \operatorname{tg} \psi} d$$

El siguiente paso es el ajuste en los casos de flujo extremos: flujo asociado  $\psi = \beta$ , y flujo no dilatante  $\psi = 0$ , obteniéndose las expresiones para el ajuste del modelo Mohr-Coulomb al modelo Drucker-Prager.

Las siguientes expresiones permiten el ajuste para problemas de deformación plana igualando las leyes de flujo y de rotura para el modelo lineal, siendo también de aplicación para el modelo hiperbólico con un alto nivel de confinamiento, obteniéndose las expresiones para el ajuste del modelo Mohr-Coulomb al modelo Drucker-Prager.

- **Plasticidad asociada.**

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\sqrt{3} \operatorname{sen} \phi}{\sqrt{1 + \frac{1}{3} \operatorname{sen}^2 \phi}} \quad \text{y} \quad \sigma_c^0 = \frac{1}{1 - \frac{1}{3} \operatorname{tg} \beta} d \quad \text{con} \quad \frac{d}{c} = \frac{\sqrt{3} \cos \phi}{\sqrt{1 + \frac{1}{3} \operatorname{sen}^2 \phi}}$$

Flujo Asociado – Drucker-Prager ( $\phi$ )

Coefficientes

$$Y = a - b \cdot e^{-c \cdot x^d}$$

a = 55.653532  
 b = 53.542514  
 c = 0.019069612  
 d = 1.2221049

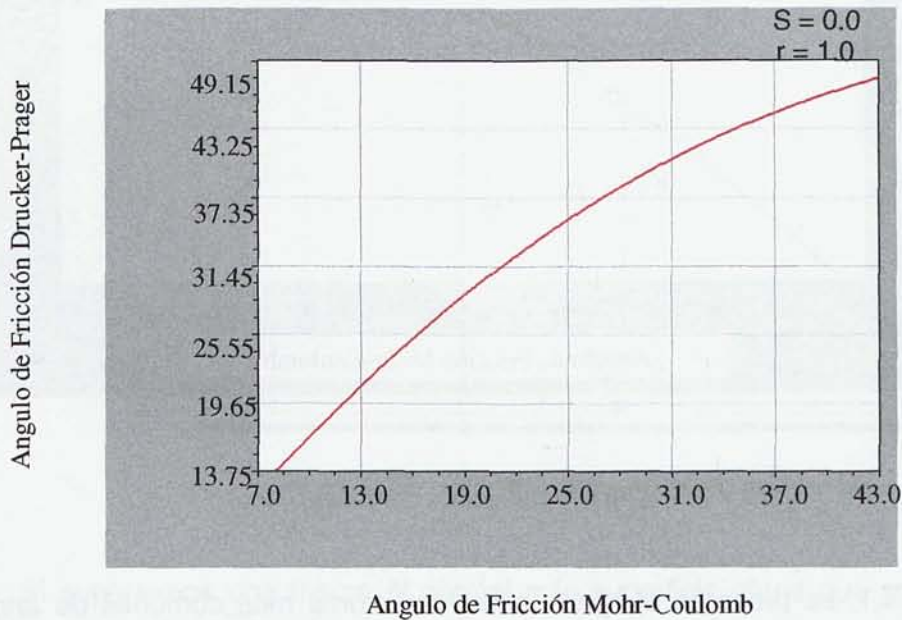


Figura 4.20. Gráfica de ajuste de parámetros

▪ **Plasticidad no asociada.**

$$\operatorname{tg} \beta = \sqrt{3} \operatorname{sen} \phi \quad \text{y} \quad \sigma_c^0 = \frac{1}{1 - \frac{1}{3} \operatorname{tg} \beta} d \quad \text{con} \quad \frac{d}{c} = \sqrt{3} \cos \phi$$

Flujo no Asociado – Drucker-Prager ( $\phi$ )

$$Y = a - b \cdot e^{-c \cdot x^d}$$

Coefficientes:

a = 60.992821  
 b = 59.420826  
 c = 0.019024373  
 d = 1.1888443



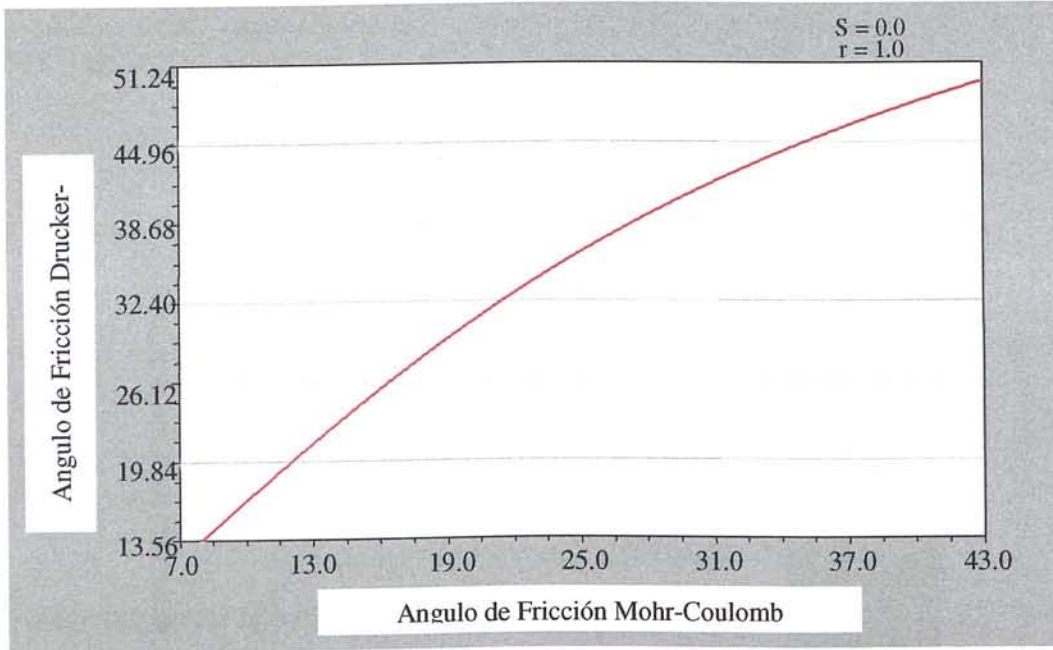


Figura 4.21. Gráfica de ajuste de parámetros

En la tabla 4.1, se presenta el ajuste para los valores más comunes de ángulo rozamiento interno, manteniendo el parámetro de cohesión constante.

Mohr-Coulomb $\phi$	Flujo Asociado		Flujo no Asociado	
	Drucker-Prager $\phi$	$d/c$	Drucker-Prager $\phi$	$d/c$
10	16.7	1.7	16.7	1.7
15	23.9	1.69	24	1.67
20	30.2	1.6	30.6	1.6
25	35.5	1.5	36.2	1.56
30	39.8	1.4	40.9	1.5
35	43.3	1.3	44.8	1.40
40	46.2	1.2	48.1	1.3
45	48.4	1.13	50.7	1.22

Tabla 4.1.- Ajuste de parámetros del modelo Mohr-Coulomb a Drucker-Prager

#### 4.4. ROZAMIENTO ENTRE LA CIMENTACIÓN Y EL TERRENO (NO LINEALIDAD DE CONTACTO).

La Figura 4.22 representa dos sólidos en contacto a través de una superficie plana.

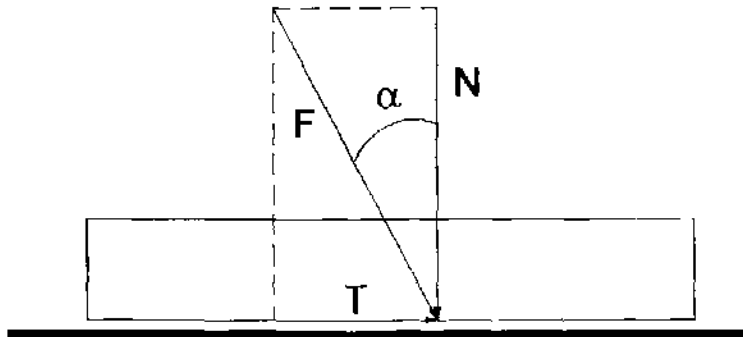


Figura 4.22. Fricción entre superficies planas.

Si suponemos una fuerza  $N$  normal a la superficie plana que comprime ambos sólidos, y aplicamos una fuerza tangencial  $T$ , no se produce el deslizamiento entre ambos sólidos hasta que  $T$  iguala el valor  $\mu N$ . El coeficiente  $\mu$ , llamado "coeficiente de rozamiento" permanece prácticamente constante en la mayoría de los casos al variar  $N$  ó la superficie de contacto (V. Borden y Tabor, 1954; Horn y Deere, 1962). El coeficiente de rozamiento depende fundamentalmente de la naturaleza de las superficies en contacto. Este hecho experimental fue descubierto por Leonardo da Vinci a principios del siglo XVI y que V. Byerlee en 1970 comprobó que para presiones normales superiores a  $2 \text{ Kg/cm}^2$  se observa una pequeña disminución del coeficiente de rozamiento al aumentar la presión normal.

En 1925 Karl Terzaghi propuso que la fuerza de rozamiento desarrollada entre dos superficies sin lubricar, era el resultado de los enlaces moleculares formados en el contacto entre ambas superficies, y que esta fuerza era igual al producto del área de contacto real por la resistencia al corte unitaria de estos enlaces.

De acuerdo a esta teoría, lo que ocurre realmente es que el área de contacto real entre las superficies es proporcional a la carga normal, y que la resistencia al corte de los contactos es independiente de esta superficie real.

La primera hipótesis ha sido comprobada en metales, y la segunda de acuerdo a Horn y Deere en 1962 se cumple para la mayor parte de las superficies.

Si hacemos  $\mu = \operatorname{tg} \phi$ , la condición para que no haya deslizamiento será:

$$T \leq N \mu = N \operatorname{tg} \phi$$

Es decir:

$$\frac{T}{N} = \operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \phi$$

o sea:

$$\alpha \leq \phi$$

De lo anterior, el deslizamiento se producirá cuando el ángulo que forma la fuerza  $F$  con la normal a la superficie de contacto sea igual o mayor que  $\phi$ .

Si analizamos los minerales que forman los suelos, podemos decir que el valor  $\mu$  cuando se inicia el movimiento (estático) es igual o ligeramente superior al valor de  $\mu$  durante el movimiento (cinético). Una excepción es el cuarzo, en el cual la reducción de  $\mu$  producida por el movimiento es muy fuerte cuando las superficies están saturadas.

En la Tabla 4.2, se aprecia el coeficiente de rozamiento entre algunos minerales que se encuentran en los suelos propuestos por Horn y Deere en 1962 y Tschebotarioff y Welch en 1948.

		MINERALES	Secados en estufa	Saturados
<b>Masivos</b>	Cuarzo		0,11 - 0,14	0,42 - 0,51
	Calcita		0,11 - 0,14	0,26 - 0,68
	Microclina		0,11 - 0,12	0,76 - 0,77
	Cuarzo sobre calcita		0,10	0,33
<b>Red cristalina bidimensional</b>	Moscovita		0,41 - 0,45	0,22 - 0,26
	Biotita		0,31	0,13
	Serpentina		0,62 - 0,76	0,29 - 0,48
	Esteatita		0,38	0,23
	Talco		0,36	0,16
	Clorita		0,53	0,22
	Pagodita		0,20	0,17
	Pirofillita		0,16	0,12
	Pagodita sobre pirofillita		0,18	0,11
<b>Mixtos</b>	Cuarzo sobre pirofillita		0,15	0,18
	Calcita sobre pirofillita		0,23	0,13
	Cuarzo sobre pagodita		0,18	0,17
	Calcita sobre pagodita		0,17	0,15

*Tabla 4.2. Coeficientes de rozamiento estáticos entre superficies planas pulimentadas de minerales constitutivos de los suelos.*

Al aumentar la humedad de las superficies, el coeficiente de rozamiento varía entre los dos límites incluidos en la Tabla 4.1. Como puede apreciarse en dicha tabla, cuando se produce un aumento de humedad corresponde un aumento notable del coeficiente de rozamiento en minerales de red cristalina tridimensional (masivos), y por el contrario una disminución en minerales de red cristalina bidimensional.

De acuerdo a los ensayos de Potyondy en 1961 (ver Tabla 4.3), para el rozamiento entre suelos y diversos materiales de construcción, la resistencia al corte en el contacto entre un suelo cohesivo y un material de construcción viene dada por una ecuación del tipo:

$$\tau_{\delta} = a_f + \sigma \cdot \operatorname{tg} \delta_f$$

siendo:

$a_f$  = adherencia máxima

$\delta_f$  = ángulo de rozamiento límite entre tierras y muro

En los ensayos realizados por Potyondy en arcilla, la resistencia al corte aumentó con  $\sigma$  hasta llegar a un cierto valor de la presión normal. A partir de este momento, la resistencia al corte  $(\tau_{\delta})_{\max}$  permaneció constante debido a que se llegó a la saturación de la arcilla.

Las condiciones de drenaje en la mezcla de arena y arcilla, dependieron probablemente de la proporción de cada componente. Potyondy sugiere despreciar la adherencia cuando la componente arcillosa sea menos del 15%, y considerar el material como arcilloso cuando la proporción de arena no sea superior al 8%.

Material de Construcción	Acabado superficial	ARENA GRUESA		LIMO SIN COHESION			Suelo granular cohesivo (1/2 arcilla y 1/2 arena)		ARCILLA		
		Seca	Saturada	Seco	Saturado		Índice de fluidez 0 - 0,5		Índice de fluidez 0 - 0,27		
		Densa		Denso	Flojo	Denso					
		$\delta_f, \phi'$	$\delta_f, \phi'$	$\delta_f, \phi'$	$\delta_f, \phi'$	$\delta_f, \phi'$	$\delta_f, \phi'$	$a_{f,c}$	$\delta_f, \phi'$	$a_{f,c}$	$(\tau_{\delta})_{\max}$ t max
Acero	Liso (pulido)	0,54	0,64	0,79	0,40	0,68	0,40	-	0,50	0,25	0,50
	Rugoso (oxidado)	0,76	0,80	0,95	0,48	0,75	0,65	0,35	0,50	0,50	0,80
Madera	Rozamiento paralelo a las fibras	0,76	0,85	0,92	0,55	0,87	0,80	0,20	0,60	0,40	0,85
	Id. Perpendicular a las fibras	0,88	0,89	0,98	0,63	0,95	0,90	0,40	0,70	0,50	0,85
Hormigón	Liso (encofrado metálico)	0,76	0,80	0,92	0,50	0,87	0,84	0,42	0,68	0,40	1,00
	Aspero (encofrado de madera)	0,88	0,88	0,98	0,62	0,96	0,9	0,58	0,80	0,50	1,00
	Rugoso (vertido sobre un terreno preparado)	0,98	0,90	1,00	0,79	1,00	0,95	0,80	0,95	0,60	1,00

Tabla 4.3. Coeficientes propuestos por Potyondy para el rozamiento entre suelos y materiales de construcción (sin coeficientes de seguridad).

Otros autores (Clough y Duncan, 1971; Rowe, 1969; Schultze y Horn, 1967; Narain et al., 1969; Rowe y Peaker, 1965; Jansson et al., 1948) concuerdan aceptablemente con los valores de Potyondy expuestos en la Tabla 4.3.

Si se trata de superficies pintadas con asfalto, alquitrán o betún, existe la posibilidad de que a largo plazo  $\delta$  se anule, corroborándose en el caso de pilotes prefabricados hincados en terrenos blandos que puedan producir rozamiento negativo, se utiliza como práctica habitual pintar los pilotes con una mezcla asfáltica para que dicho rozamiento sea despreciable.



# Capítulo 5

---

## **ESTUDIO DE LA SENSIBILIDAD DE LOS MUROS DE SÓTANO, EN FUNCIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO Y LAS RIGIDECES DEL CONJUNTO SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO.**

En este capítulo estudiaremos la interacción del conjunto superestructura-muro de sótano-terreno, con relación a los métodos de cálculo existentes y a la variación de rigideces que influyen directamente en el diseño de un muro de sótano, como viga de cimentación.

Para la aplicación del estudio desarrollado, hemos considerado una superestructura que represente a un edificio de 10 plantas, con una separación de pilares de 5 m y una altura entre plantas de 3 m. Para analizar la influencia de rigidez de la superestructura en el estudio, se han adoptado cuatro tipos de estructuras, desde vigas de 2 m de canto y pilares de 0,50 \* 0,50 (simulando una superestructura muy rígida) a vigas planas de 0,25 m de canto y pilares de 0,30 \* 0,30 (simulando una superestructura muy flexible).

Las acciones a la que la superestructura estará sometida, son:

- Peso propio del forjado : 250 kg/m<sup>2</sup>
- Pavimento : 100 kg/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga de uso : 200 kg/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga de tabiquería : 100 kg/m<sup>2</sup>
- Carga total en cimentación : 650 kg/m<sup>2</sup>

Fachada: Se considera una fachada de tipo pesado (piezas prefabricadas de hormigón) con una carga por metro lineal de 1,2 t.

Los casos de superestructura analizados son:



▪ **Rigidez Superestructura Caso 1.**

- Vigas: 0,25 \* 2,0 m
- Pilares: 0,5 \* 0,5 m

▪ **Rigidez Superestructura Caso 2.**

- Vigas: 0,25 \* 1,0 m
- Pilares: 0,4 \* 0,4 m

▪ **Rigidez Superestructura Caso 3.**

- Vigas: 0,25 \* 0,6 m
- Pilares: 0,35 \* 0,35 m

▪ **Rigidez Superestructura Caso 4.**

- Vigas: 0,40 \* 0,25 m
- Pilares: 0,3 \* 0,3 m

No se han considerado los pesos propios de las vigas y pilares, para que estos no afecten a la distribución de presiones del terreno y solo su rigidez (módulo de elasticidad e inercia) sea el factor a sensibilizar.

Las características del hormigón adoptadas, se definen de acuerdo a la Instrucción de Hormigón Estructural Española EHE.

- Resistencia característica de proyecto ( $f_{ck}$ ): 25 MPa
- Modulo de elasticidad secante  $E_j$ :  $8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$ , donde se adoptará que  $f_{cm} = f_{ck} + 8$  en  $N/mm^2$
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): 0,2
- Densidad ( $\gamma$ ): 2,5  $t/m^3$

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales, en los Estados Límite Últimos se adoptará el diagrama parábola rectángulo recomendado por la EHE.

Este diagrama, está formado por una parábola de segundo grado y un segmento horizontal (ver Figura 5.1), con el vértice de la parábola en el punto de la abscisa correspondiente al 2 ‰ (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a  $0,85 f_{cd}$  siendo  $f_{cd}$  la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

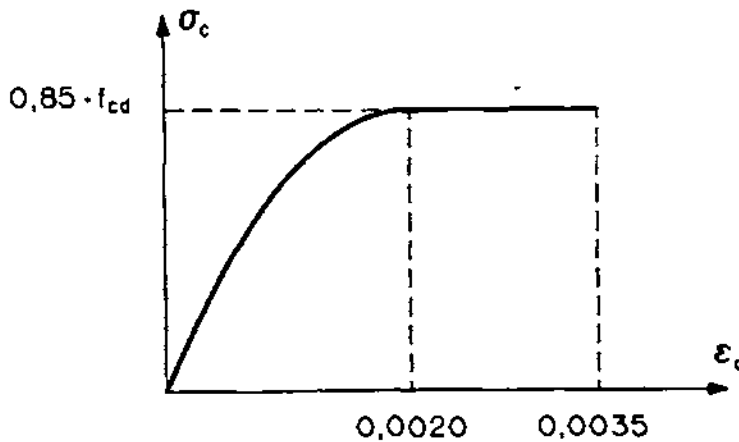


Figura 5.1. Diagrama de cálculo parábola-rectángulo

La cimentación considerada en el estudio, se compone de dos elementos:

a) **Zapata.**

Esta tendrá siempre las mismas dimensiones, y será de 0,60 m de canto y 1,5 m de ancho en toda la longitud del muro. Las características de los materiales son similares a los de superestructura.

b) **Muro de sótano.**

El muro de sótano sirve de enlace entre la superestructura y la cimentación, proporcionando a la cimentación una gran rigidez en el plano del mismo.

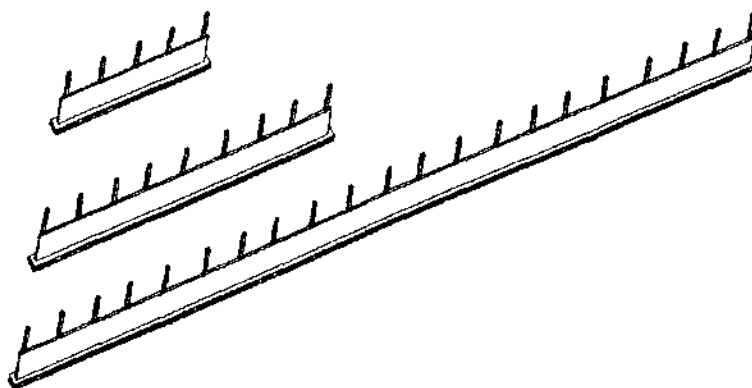
En la actualidad, las distintas normativas que se refieren al cálculo y dimensionamiento de muros de sótanos para estructuras de edificación, suelen establecer límites entre 40 a 50 m entre juntas de dilatación, para que no sea necesario la consideración del efecto de retracción y temperatura en el cálculo estructural.

De esta forma suele ser usual la disposición de juntas de dilatación en las estructuras de edificaciones en zonas de grandes cambios térmicos a distancias entre 20 y 25 m.

Por otra parte existe la tendencia actual que los edificios con grandes superficies en las plantas de los sótanos, se construyan los forjados sin ningún tipo de juntas, con objeto de evitar el tratamiento especial de las juntas intermedias, que deben ser capaces de transmitir los empujes horizontales de las tierras de un lado al otro. En este tipo de edificaciones es fácil llegar a realizar paños entre juntas de 100 m ó mayores.

Con objeto de analizar la influencia de la separación de las juntas de dilatación en los esfuerzos generados en el muro, se han considerado en este estudio tres tipos de longitudes de muros de sótano, correspondientes a 20 m, 40 m y 100 m.

Para todos los casos se considera un muro de un solo sótano, con una altura de 3,0 m y de 0,30 m de ancho, ver Figura 5.2 y unas características de los materiales similares a los de la superestructura.



*Figura 5.2. Cimentación adoptada. Zapata de 0,60 x 1,50 m y muro de sótano de sección 0,30 x 3,0 m de longitudes de 20 m, 40 m y 100 m y con separación de pilares de 5 m.*

El terreno de cimentación y la consideración de las distintas respuestas posibles del mismo bajo la acción de las cargas de la estructura, a través de la cimentación, condicionan a nuestro juicio de forma importante, los esfuerzos generados en el muro de sótano y la superestructura, esfuerzos que servirán para calcular las armaduras a disponer en el muro.

Para estudiar las distintas hipótesis del conjunto superestructura-cimentación-terreno, hemos creado diferentes modelos, basados cada uno de ellos en distintas consideraciones con relación a la interacción terreno-estructura concretándose el estudio para los casos que se exponen a continuación.

### 5.1. ANÁLISIS DE LOS MUROS DE SÓTANO COMO CUERPO RÍGIDO Y RESPUESTA UNIFORME DEL TERRENO.

Con relación al capítulo 3, este método de cálculo se basa principalmente en:

- Se considera solo la carga axial transmitida por los pilares a la cimentación.
- El muro de sótano y la propia cimentación de este se consideran infinitamente rígida (cuerpo rígido).
- La distribución de presiones del terreno, bajo la cimentación se supone uniforme, ver Figura 5.3.

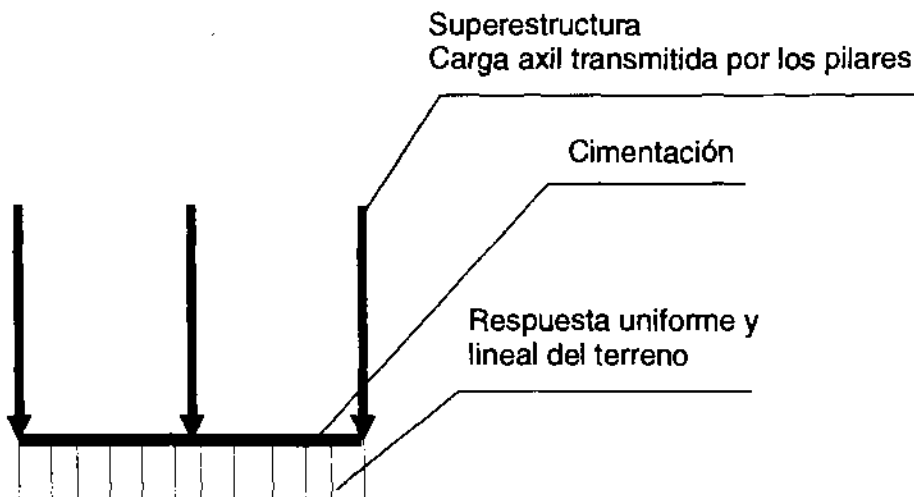


Figura 5.3. Método considerando la estructura como un cuerpo rígido y distribución uniforme del terreno.

Se ha utilizado para este caso una hoja de cálculo Excel (ver Figura 5.4.), en la cual se han definido las siguientes variables:

- Carga axil transmitida por los pilares de fachada separados entre si 5,0 m, para muros de longitud 20 m, 40 m y 100m
- Longitud de la Cimentación (muro de sótano y zapata) como viga infinitamente rígida.

Por lo tanto, la respuesta del terreno es uniforme y se obtiene la reacción lineal bajo el muro por la sumatoria de axiles de los pilares, divididos por la longitud de la cimentación.

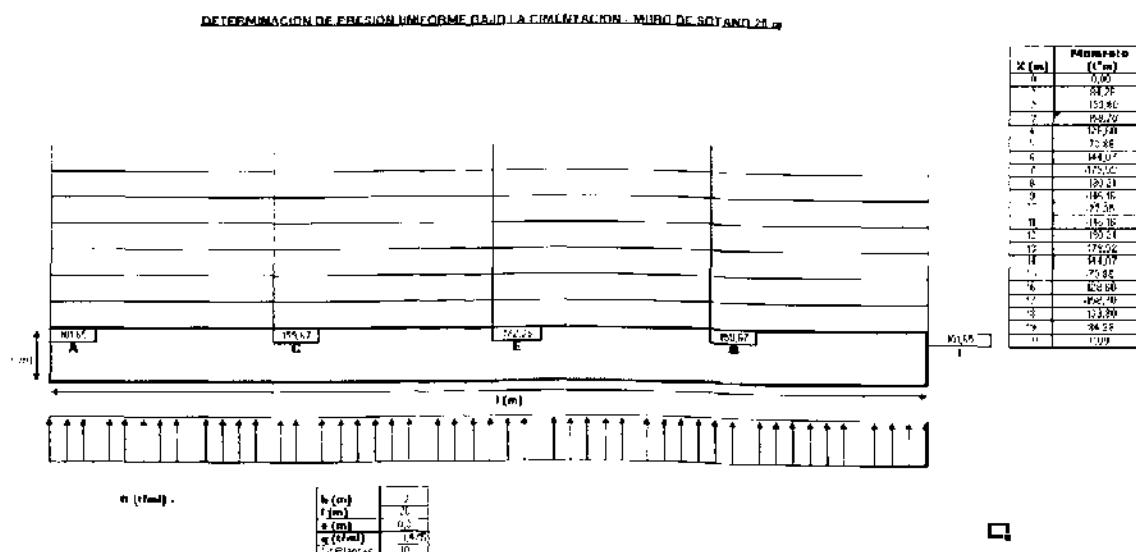


Figura 5.4. Análisis de los muros de sótano como cuerpo rígido y respuesta uniforme del terreno a través de una hoja de cálculo.

## 5.2. ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DE LOS MUROS DE SÓTANO POR ELEMENTOS FINITOS Y RESPUESTA DEL TERRENO SEGÚN EL MÉTODO DE WINKLER.

Para determinar el comportamiento del conjunto superestructura-cimiento-terreno, hemos considerado un modelo bidimensional, donde:

- Se ha supuesto que la superestructura se rige por un modelo elástico y lineal, basado en la teoría de los elementos finitos.
- El muro de sótano corresponde a una viga de cimentación de 0,30 x 3,0 m, con los mismos supuestos de rigidez y comportamiento del material que la superestructura.

Para el caso del terreno, en lugar de suponer un medio homogéneo e isótropo con parámetros  $E$  y  $\nu$  como el del espacio elástico de Boussinesq, se supone un modelo, denominado espacio de Winkler, en el que los asientos son proporcionales a la presión aplicada en cada punto, discretizando cada 1 m, en la longitud del muro, a través de muelles que solo trabajen a compresión (debido a que el terreno no acepta tracciones), donde la constante de estos irá en directa relación con el coeficiente de balasto para los distintos tipos de terreno y con las dimensiones de la zapata.

La constante del muelle  $k$  es igual a Coeficiente de Balasto ( $K$ ) \* el área tributaria ( $A$ ) de la zapata.

El estudio se ha realizado, considerando 3 tipos de terrenos:

- Terreno blando: Terrenos de consistencia blanda.
- Terreno medio: Terrenos de consistencia media.
- Terreno duro: Terrenos de consistencia muy dura.

Para definir los coeficientes de balasto en cada caso, se han utilizado las distintas tablas y recomendaciones existentes en la bibliografía mencionada en el capítulo 3, considerando finalmente los siguientes valores:

- Coeficiente de Balasto terreno blando:  $2.300 \text{ t/m}^3$
- Coeficiente de Balasto terreno medio:  $3.500 \text{ t/m}^3$
- Coeficiente de Balasto terreno duro:  $100.000 \text{ t/m}^3$

A través de esta suposición, obtenemos una respuesta del terreno, en función de las distintas rigideces del terreno y la dimensión de la zapata (0,60 x 1,50 m)

Para analizar todos los distintos casos estudiados, se ha utilizado el programa comercial de cálculo basado en la teoría de elementos finitos SAP2000 Versión 8.36

### **5.3. ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL DE LOS MUROS DE SÓTANO, MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.**

Para determinar el comportamiento del conjunto superestructura-cimiento-terreno, hemos considerado un modelo tridimensional, donde:

- Se ha supuesto que la superestructura se rige por un modelo no lineal mecánico basado en la teoría de los elementos finitos, donde el comportamiento del hormigón corresponde al método parábola-rectángulo.
- El muro de sótano corresponde a una viga de cimentación de 0,30 x 3,0 m, con los mismos supuestos de rigidez y características no lineales que la superestructura.
- La zapata en cambio adopta las dimensiones señaladas anteriormente, añadiendo en su comportamiento tenso-deformacional, la propiedad no lineal de contacto basado en el rozamiento zapata-terreno.

Para el caso del terreno, se modeliza discretizándolo en elementos finitos, definiendo sus propiedades tenso deformacionales, y un modelo no lineal, mecánico y de contacto para analizar factores específicos como lo son: asientos totales y diferenciales, plastificación en el terreno y en el contacto con la zapata.

Las propiedades y parámetros del terreno adecuados a los diferentes tipos de terrenos y son:

- Terreno Blando:
  - Módulo de deformación (E): 1.000 t/m<sup>2</sup>
  - Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): 0,35
  - Peso específico aparente ( $\gamma$ ): 1,85 t/m<sup>3</sup>
  - Cohesión efectiva ( $c'$ ): 2 t/m<sup>2</sup>
  - Ángulo de rozamiento interno efectivo ( $\phi'$ ): 24°

- Terreno Medio:
  - Módulo de deformación (E): 3.500 t/m<sup>2</sup>
  - Coeficiente de Poisson (ν): 0,3
  - Peso específico aparente (γ): 1,9 t/m<sup>3</sup>
  - Cohesión efectiva (c'): 0,5 t/m<sup>2</sup>
  - Ángulo de rozamiento interno efectivo (φ'): 33°
  
- Terreno Duro:
  - Módulo de deformación (E): 100.000 t/m<sup>2</sup>
  - Coeficiente de Poisson (ν): 0,25
  - Peso específico aparente (γ): 2,3 t/m<sup>3</sup>
  - Cohesión efectiva (c'): 10 t/m<sup>2</sup>
  - Ángulo de rozamiento interno efectivo (φ'): 42°

El coeficiente de rozamiento terreno-cimiento ( $\mu$ ) está en directa relación con la resistencia al corte del terreno, y el parámetro más preponderante en este factor es el ángulo de rozamiento interno de las partículas ( $\phi'$ ) y la rugosidad del propio cimiento, valor en que oscila este rozamiento es de  $1/3 \text{ tg}(\phi')$  y  $\text{tg}(\phi')$ , para nuestro modelo hemos considerado el valor de  $\mu$  igual a la resultante de la tangente de 30°.

Para analizar todos los distintos casos estudiados, se han utilizado 2 programas comerciales de cálculo basados en la teoría de elementos finitos ANSYS Versión 6.0 Y PLAXIS 3D Versión 1.0



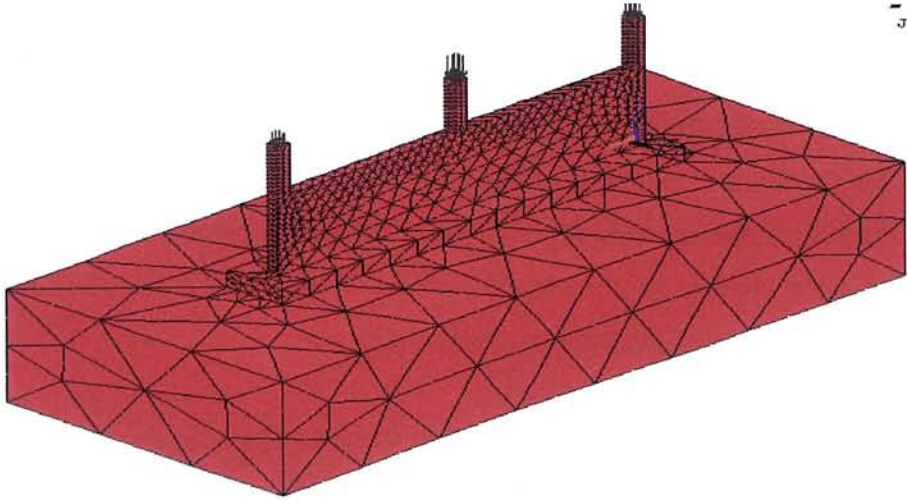


Figura 5.5. ANSYS versión 6.0

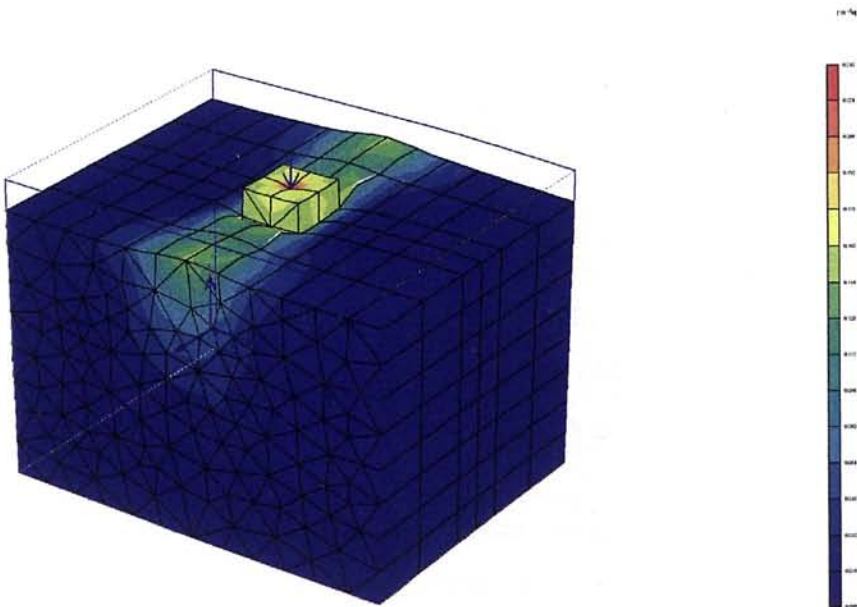


Figura 5.6. PLAXIS 3D versión 1.0

#### **5.4. ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LA INTERACCIÓN SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO, EN FUNCIÓN DE LOS MÉTODOS DE CÁLCULO Y LAS RIGIDECES DEL CONJUNTO SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO.**

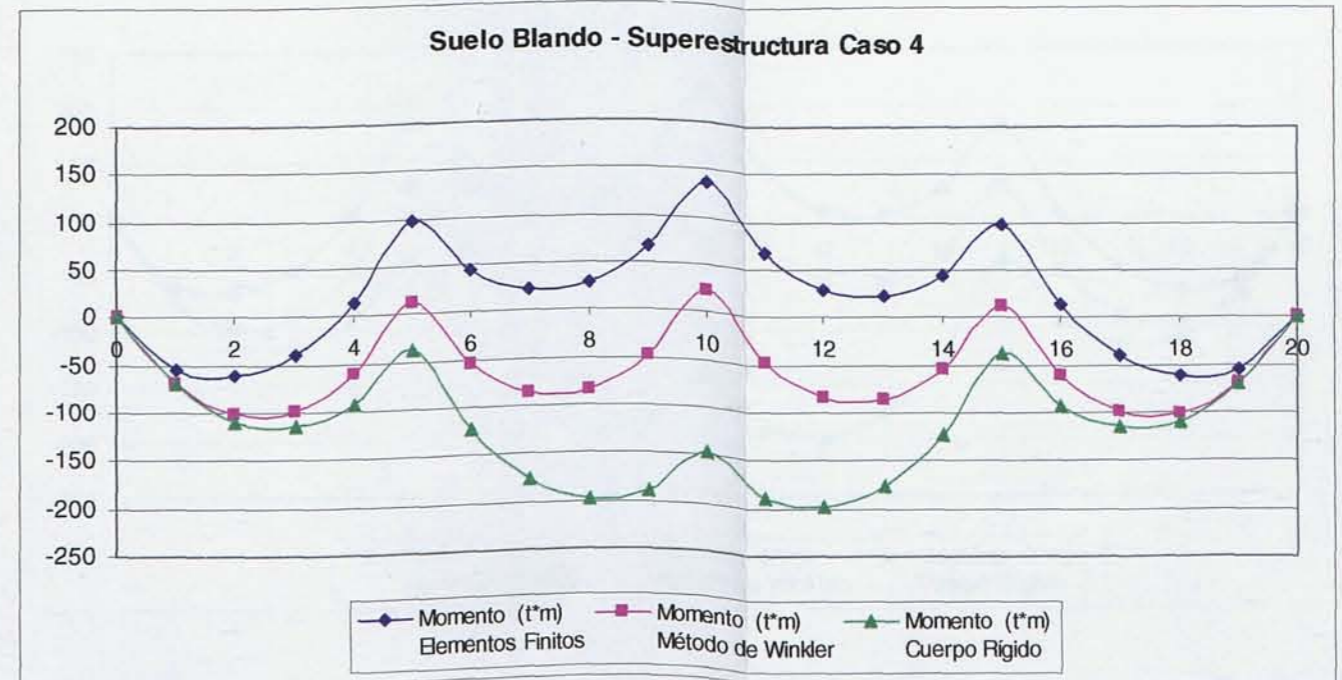
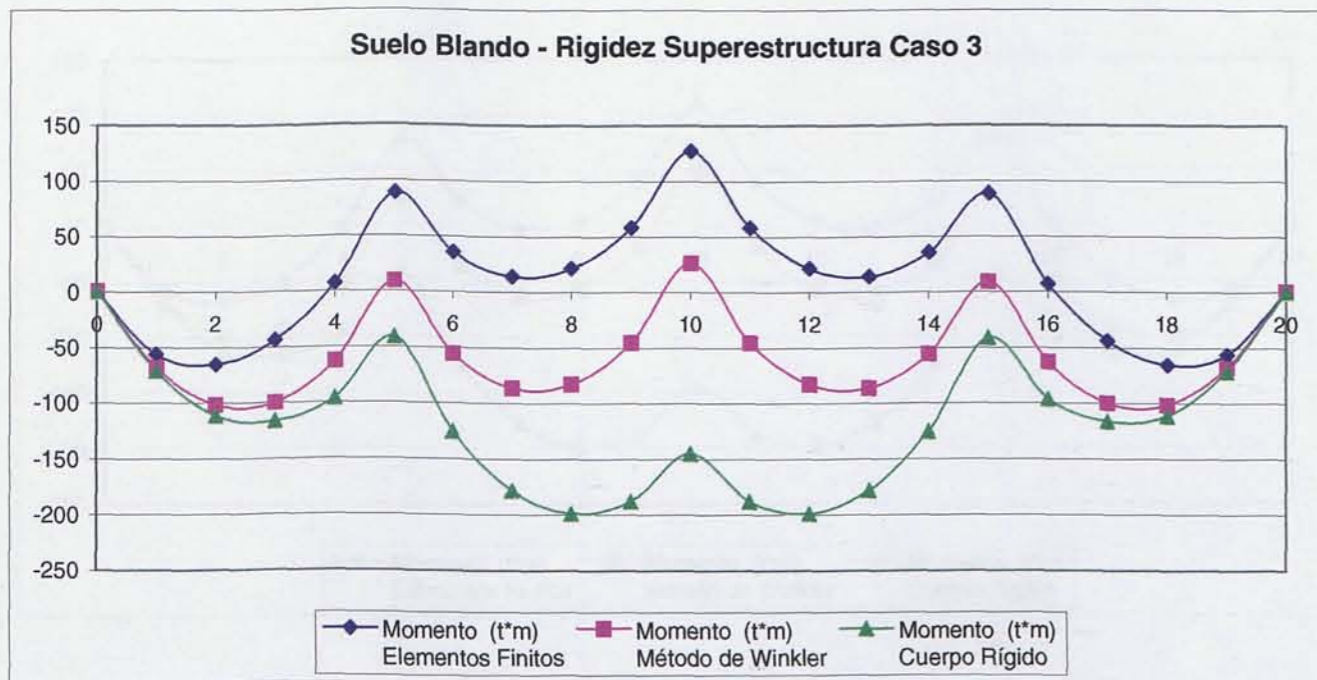
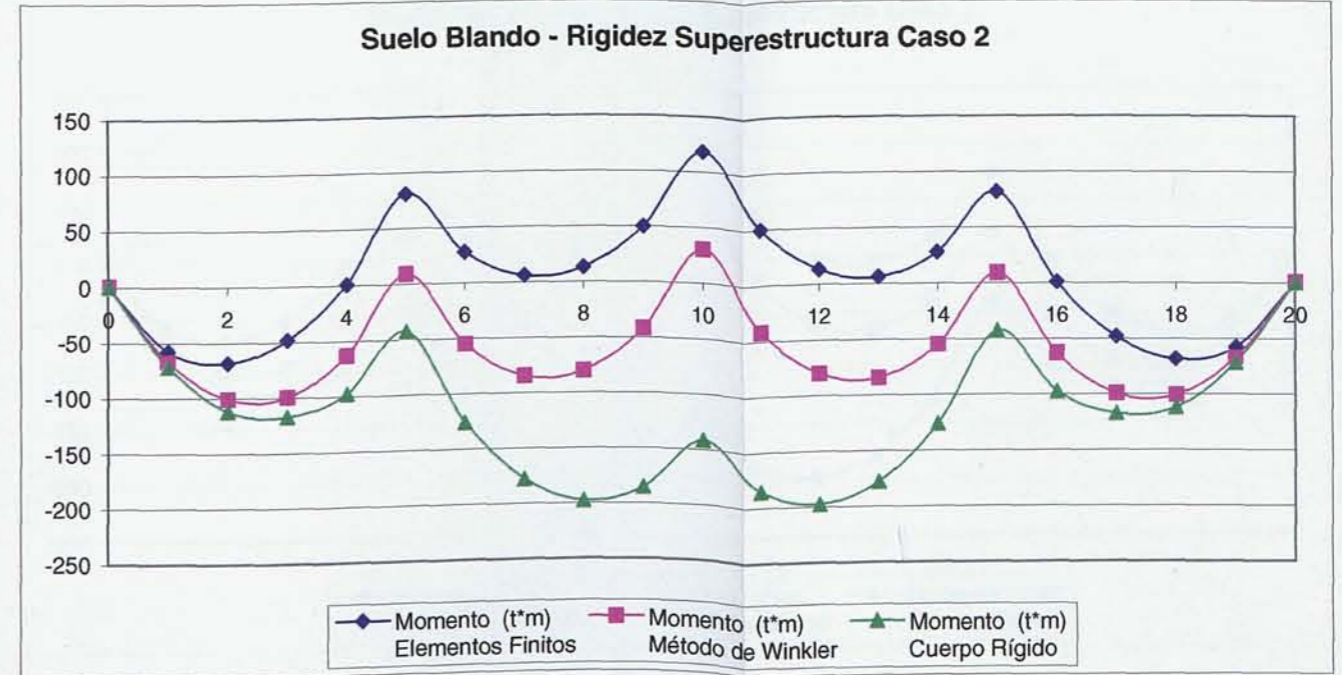
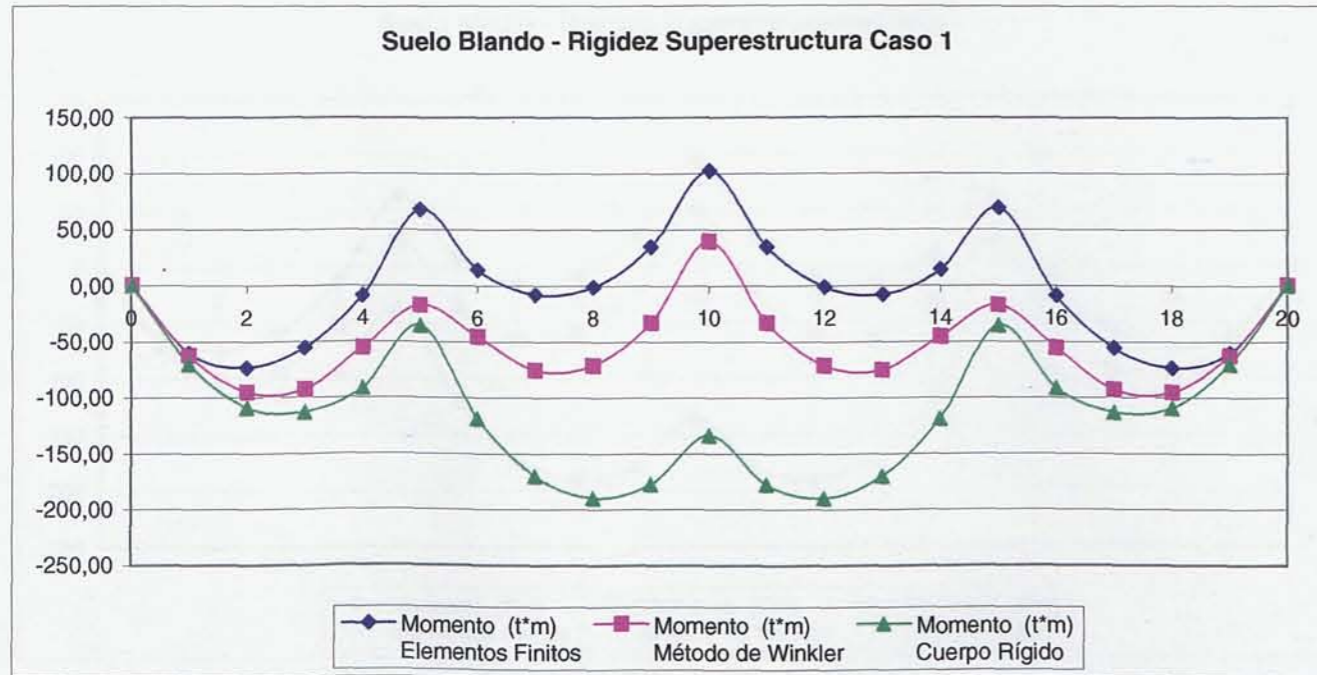
Como ya se mencionó anteriormente, existen diversos métodos para el diseño de muros de sótano, para la acción vertical de los pilares de fachada. Es por ello que hemos adoptado tres métodos que traten de abarcar las distintas consideraciones existentes:

- Análisis como cuerpo rígido (Reparto uniforme de presiones).
- Análisis bidimensional, con una distribución de presiones del terreno, basado en el método de Winkler.
- Análisis tridimensional, con una distribución del terreno, basado en la teoría de los elementos finitos.

El estudio ha considerado la variación de rigideces en la superestructura (caso 1, caso 2, caso 3 y caso 4), variación de longitudes de muro de sótano (20 m, 40 m y 100 m) y variación de rigideces para el terreno (terreno blando, terreno medio y terreno duro).

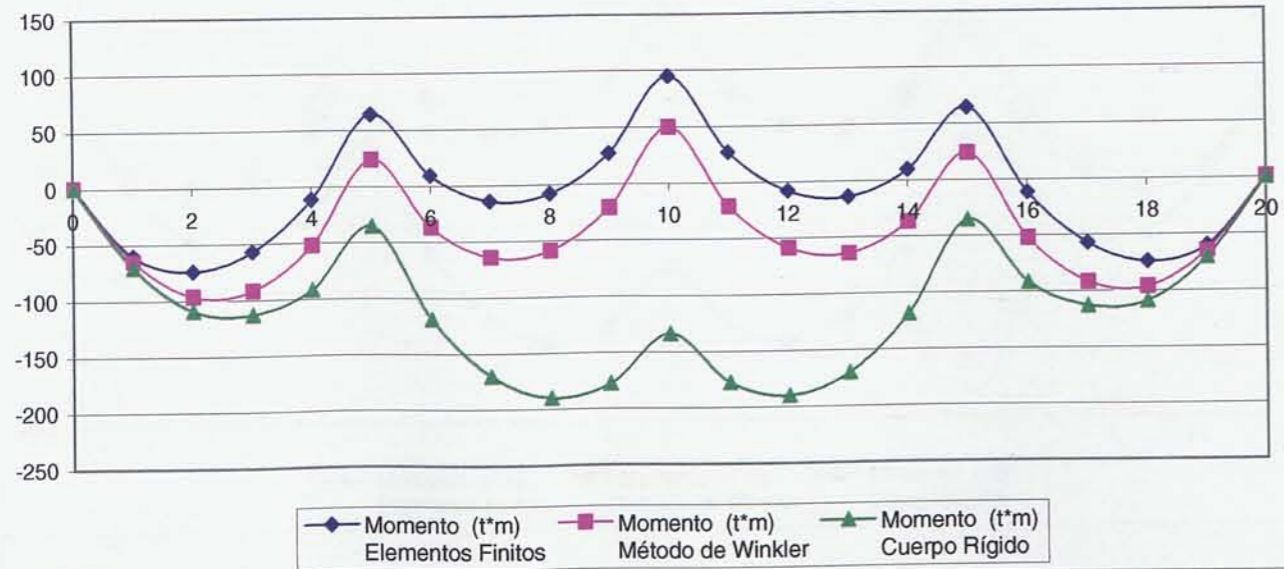


**5.4.1. Comparación de los momentos flectores resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.**

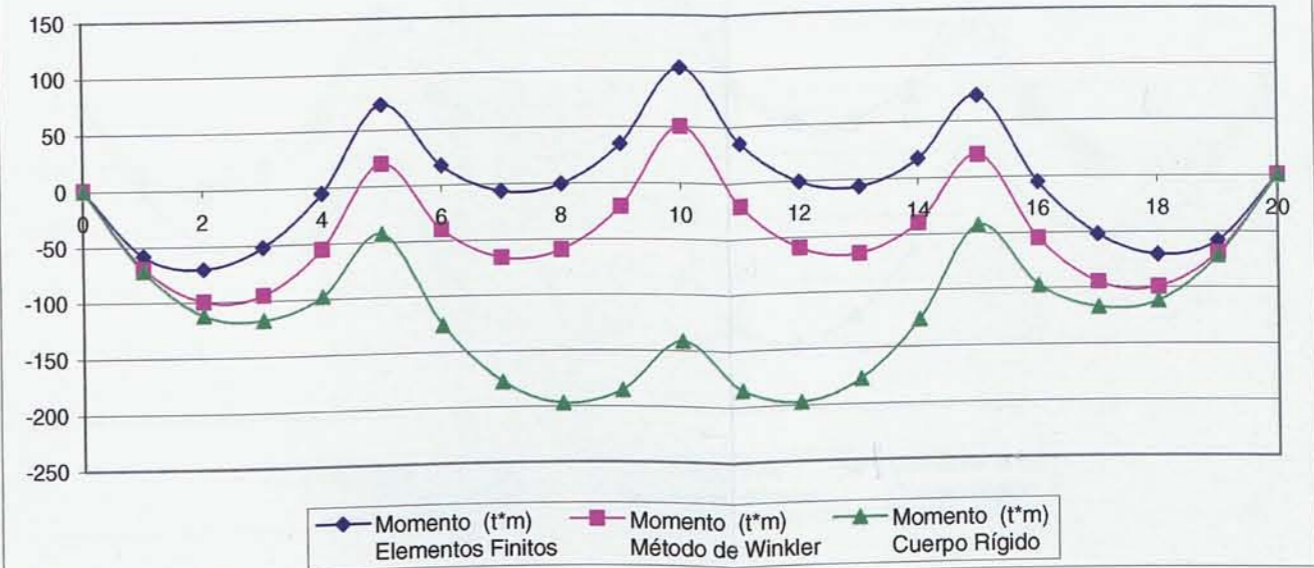




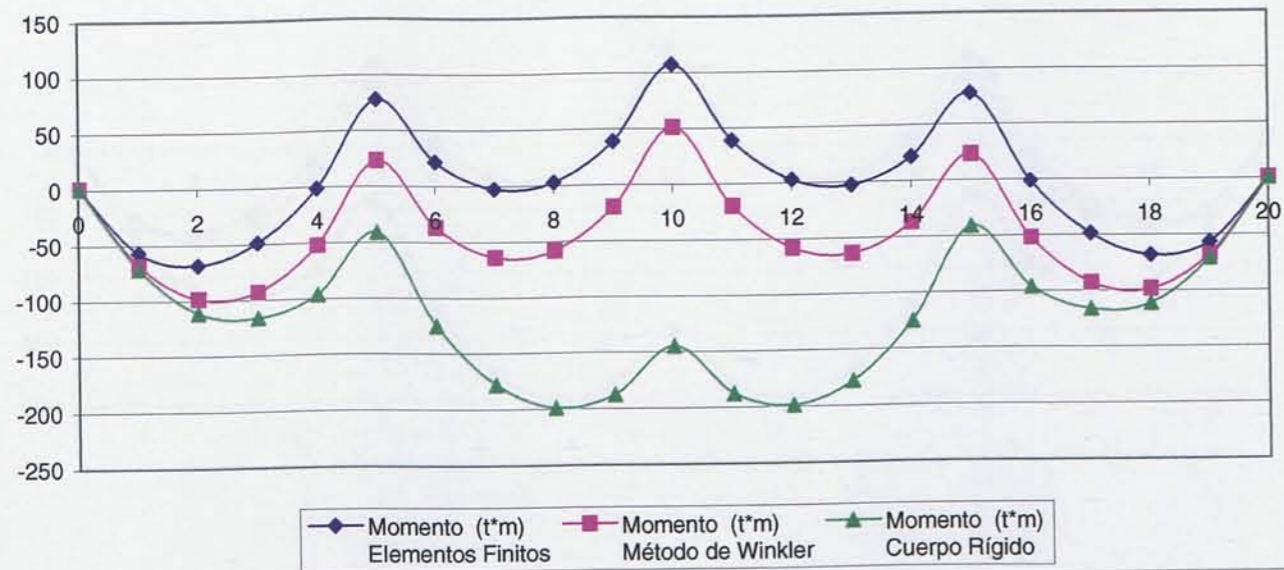
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 1



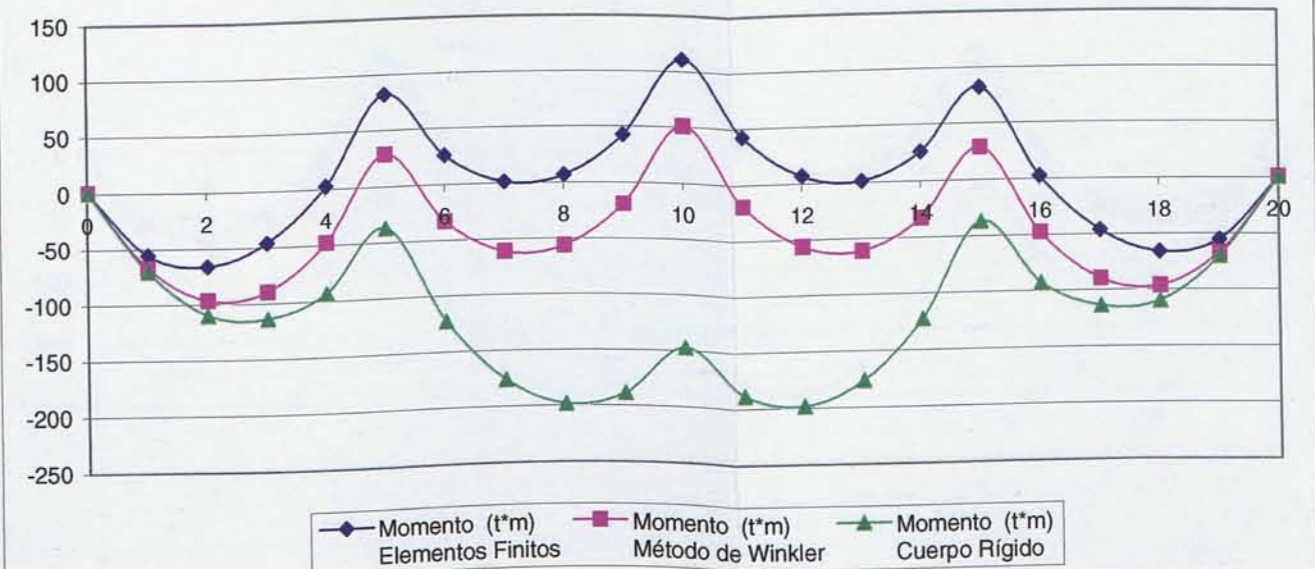
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 3

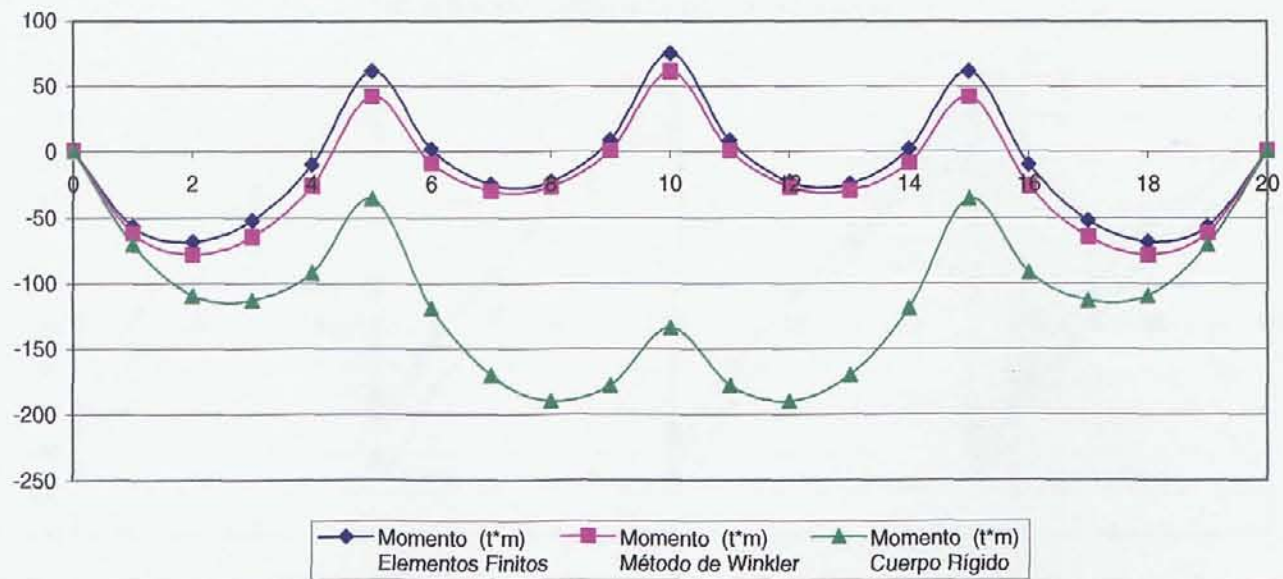


Suelo Medio - Superestructura Caso 4

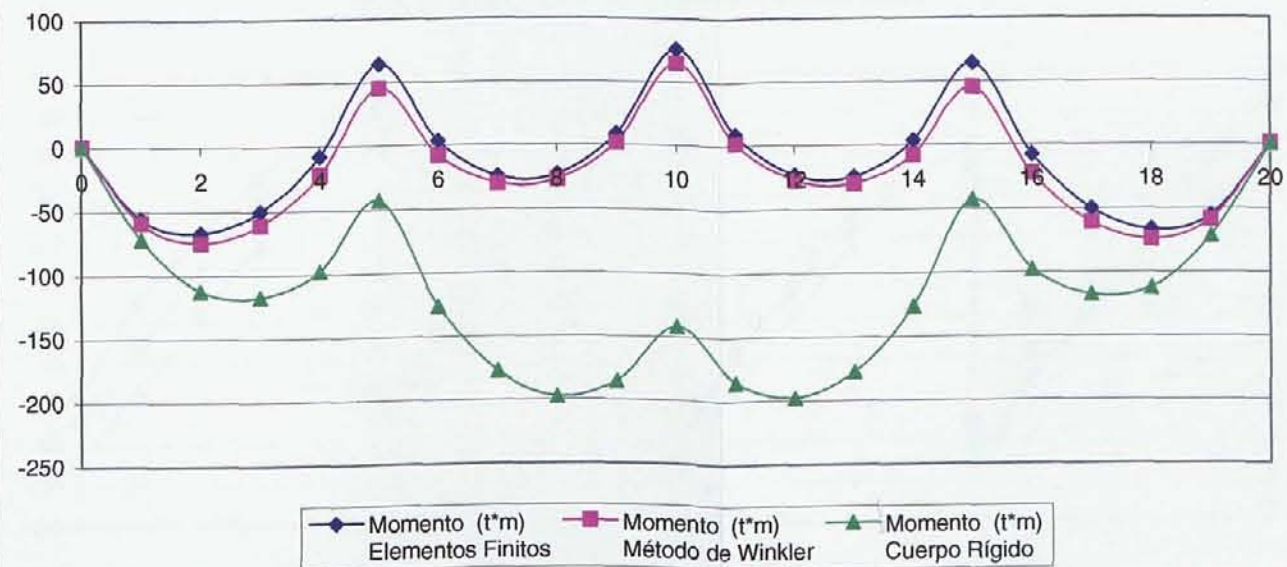




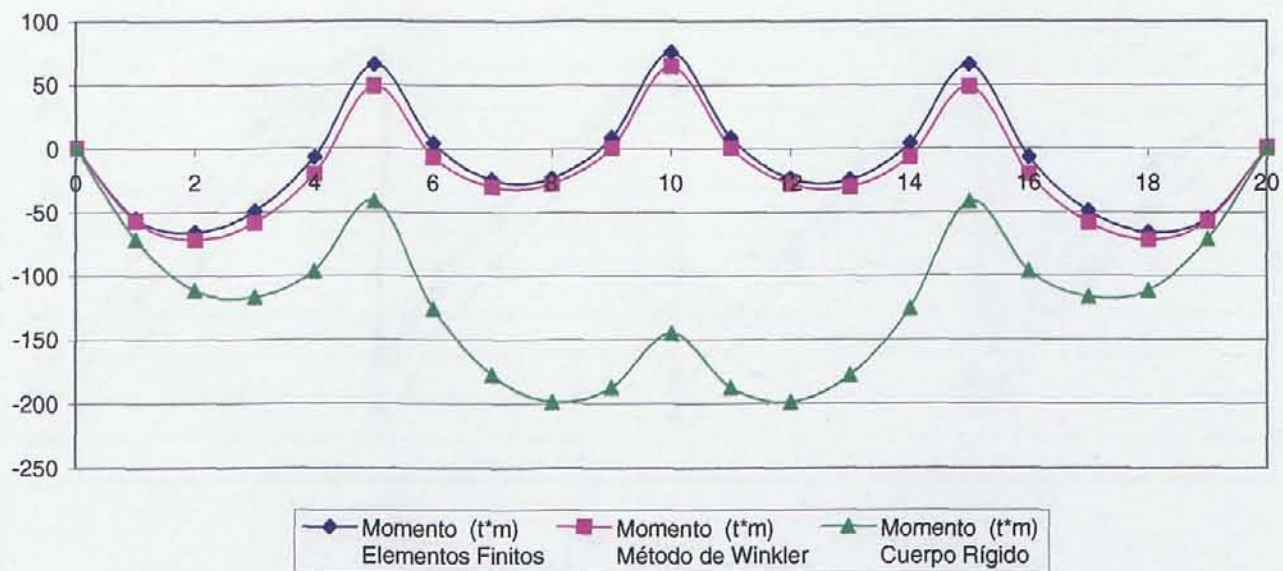
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 1



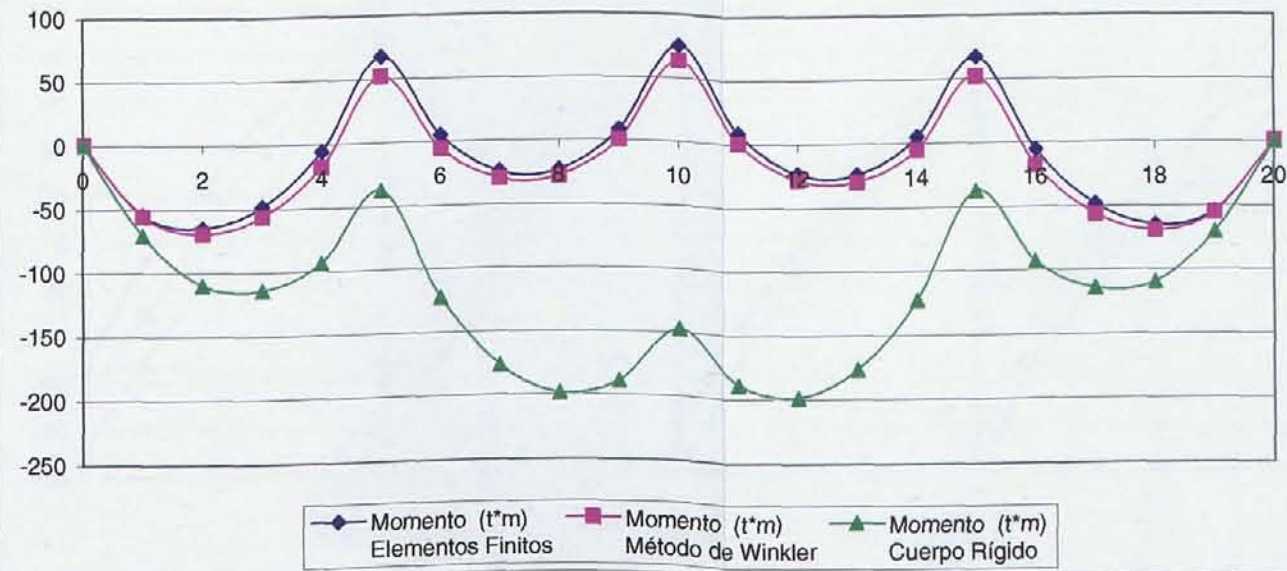
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 3

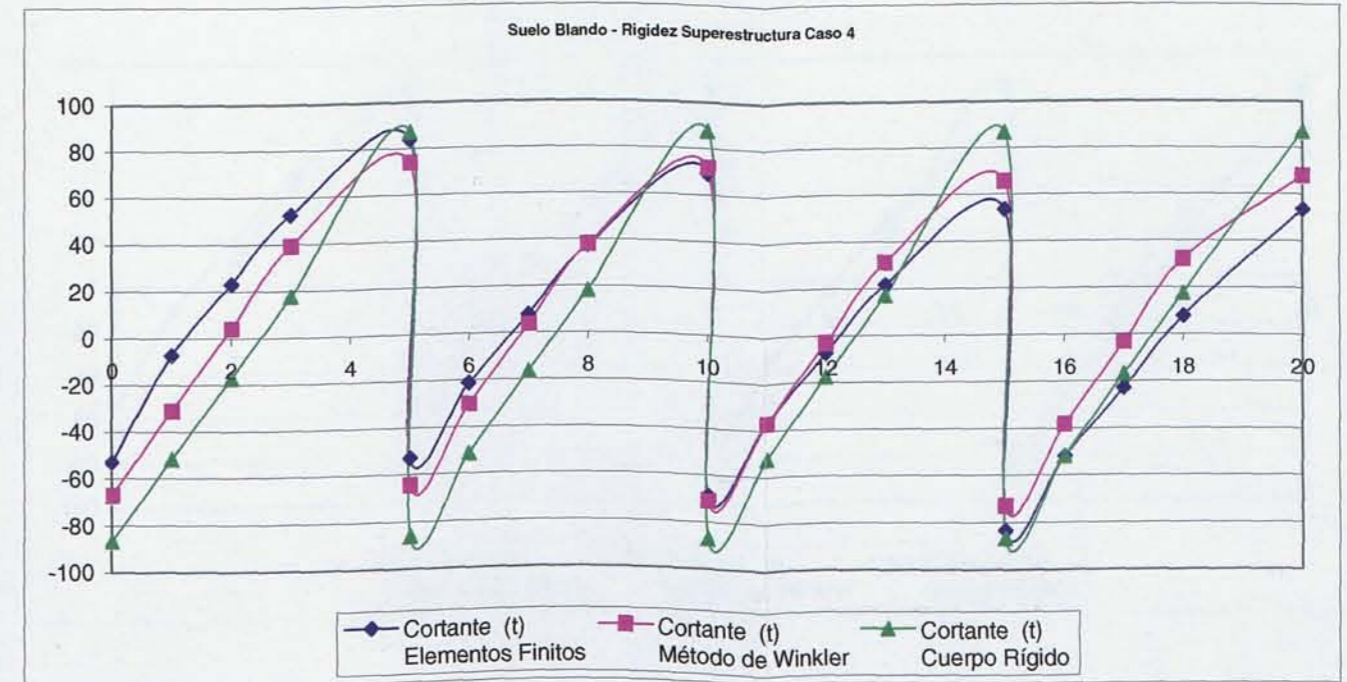
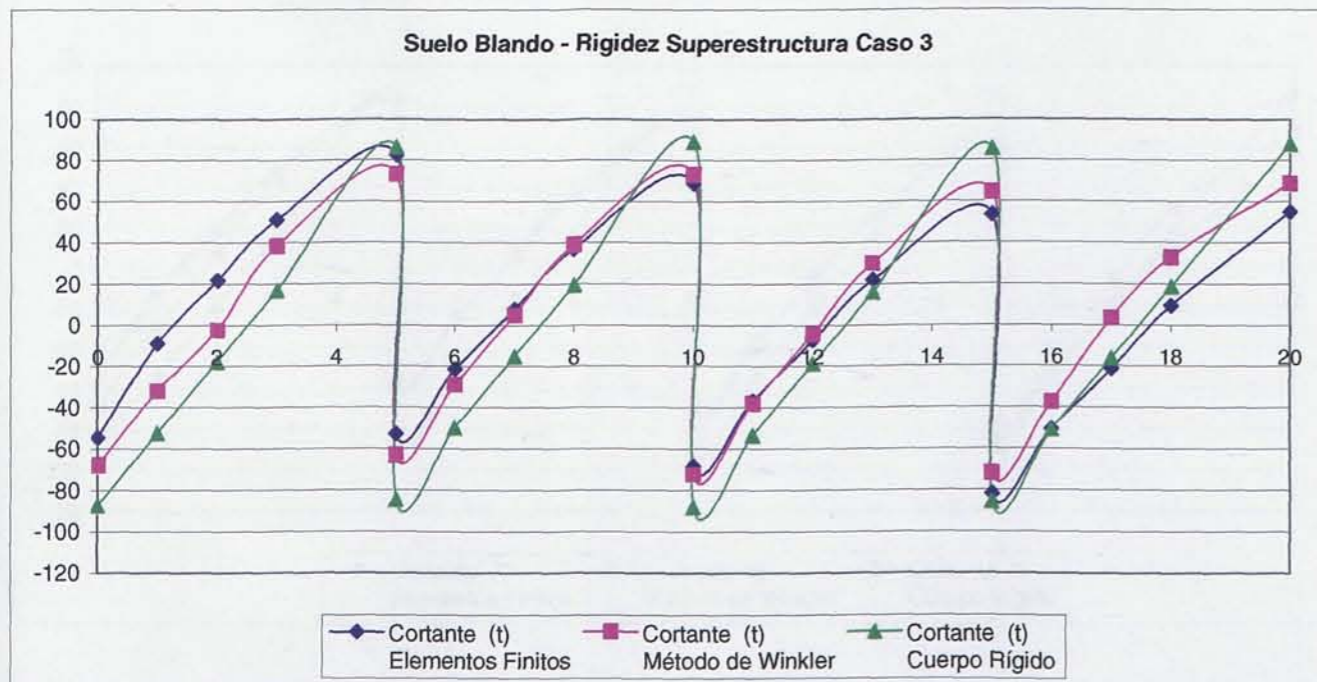
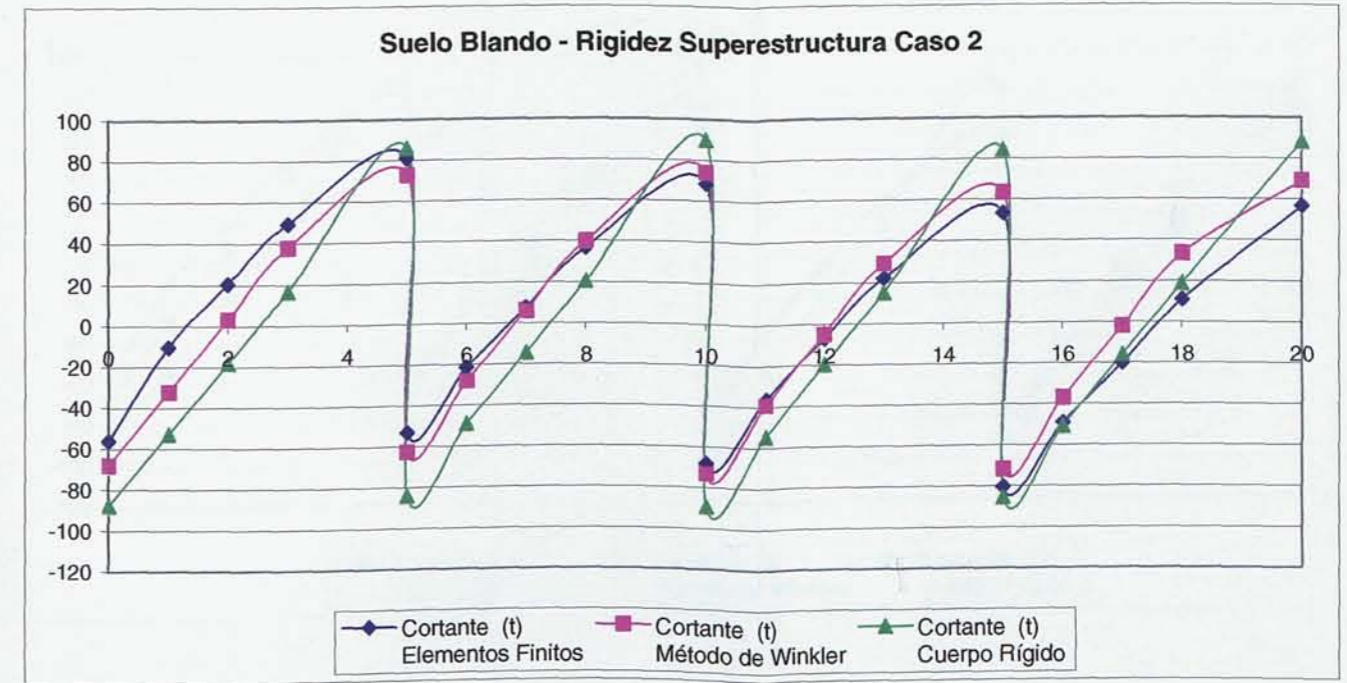
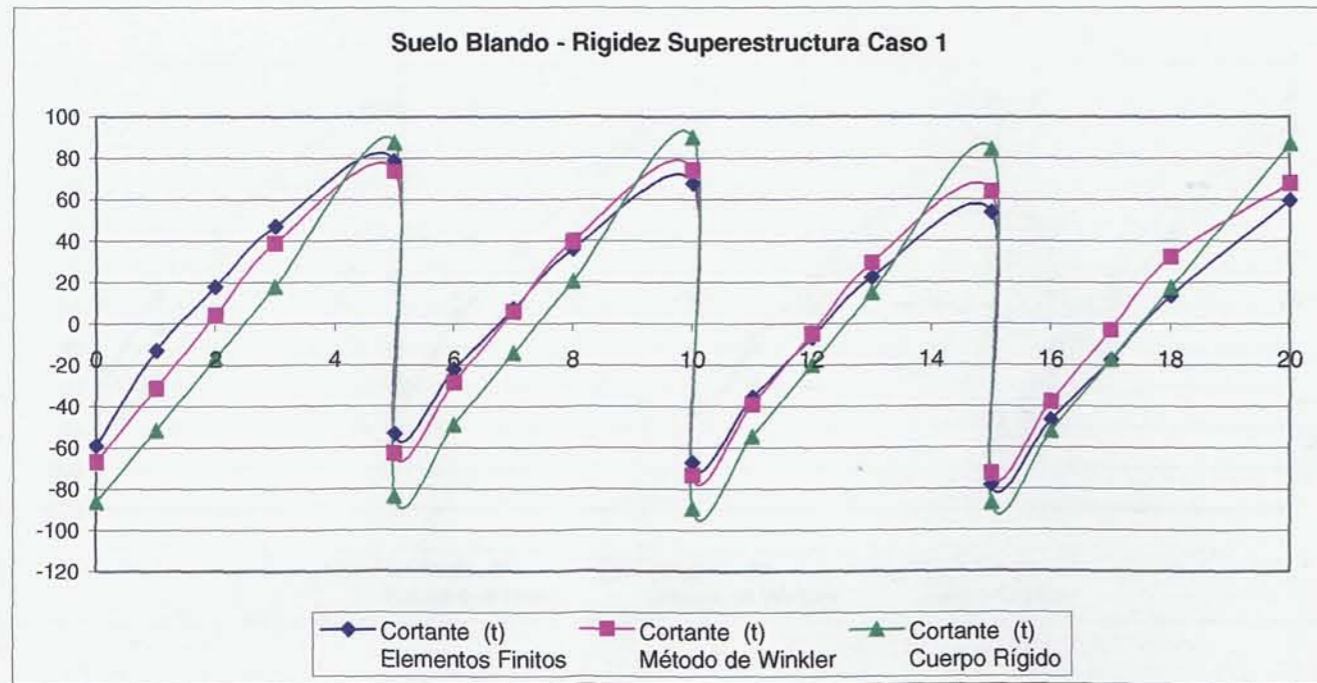


Suelo Duro - Superestructura Caso 4



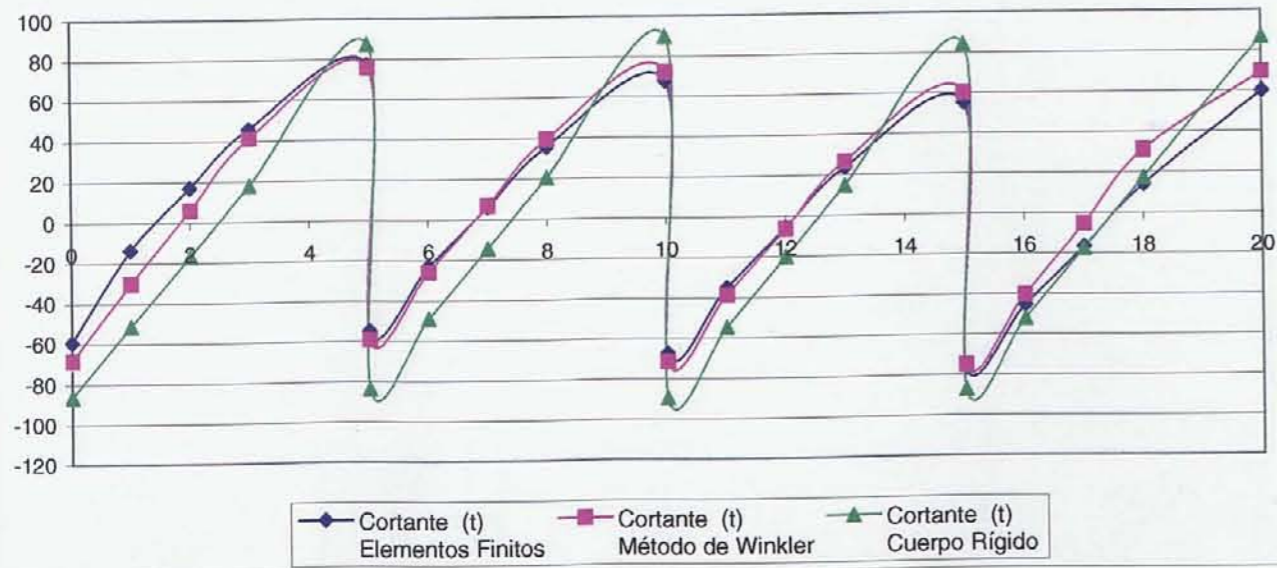


5.4.2. Comparación de los esfuerzos cortantes resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.

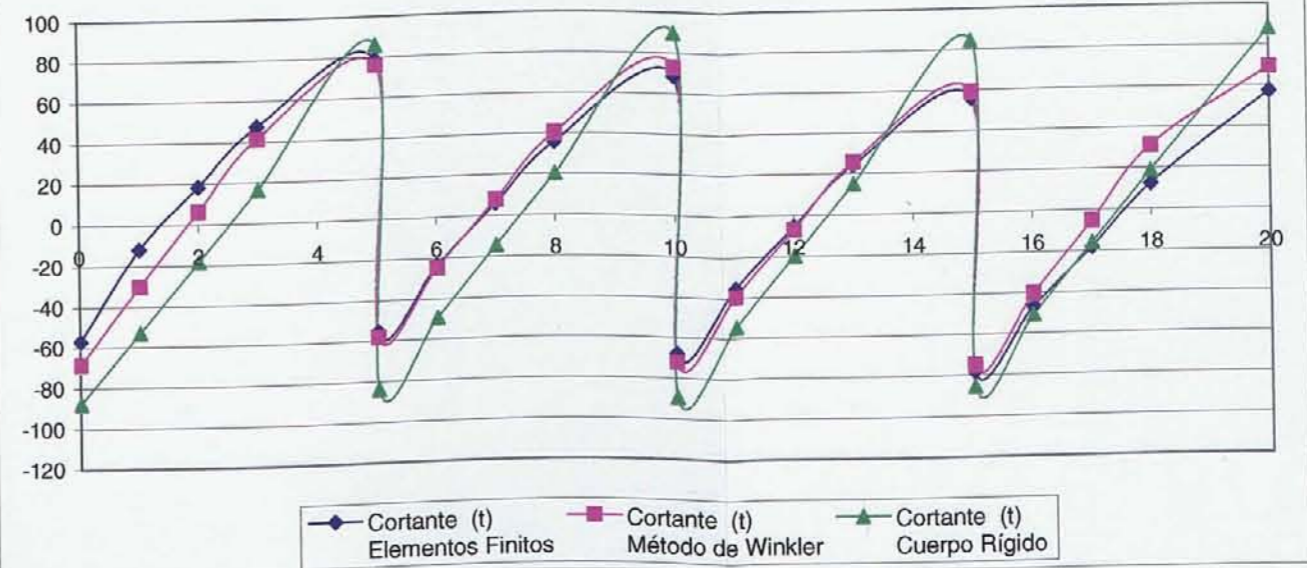




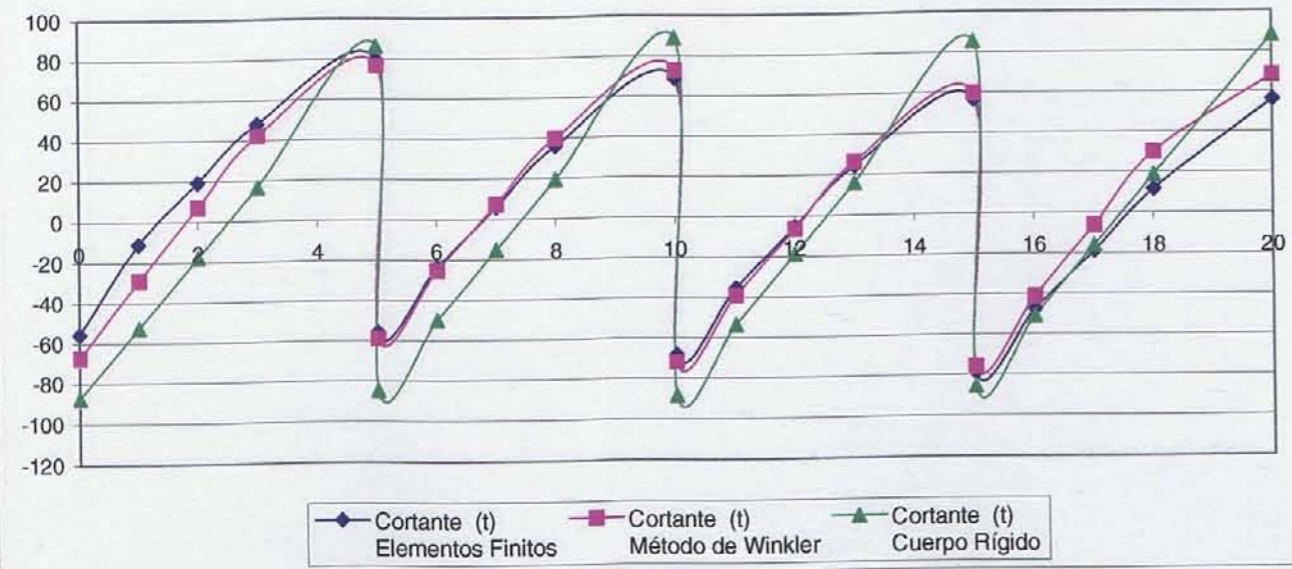
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 1



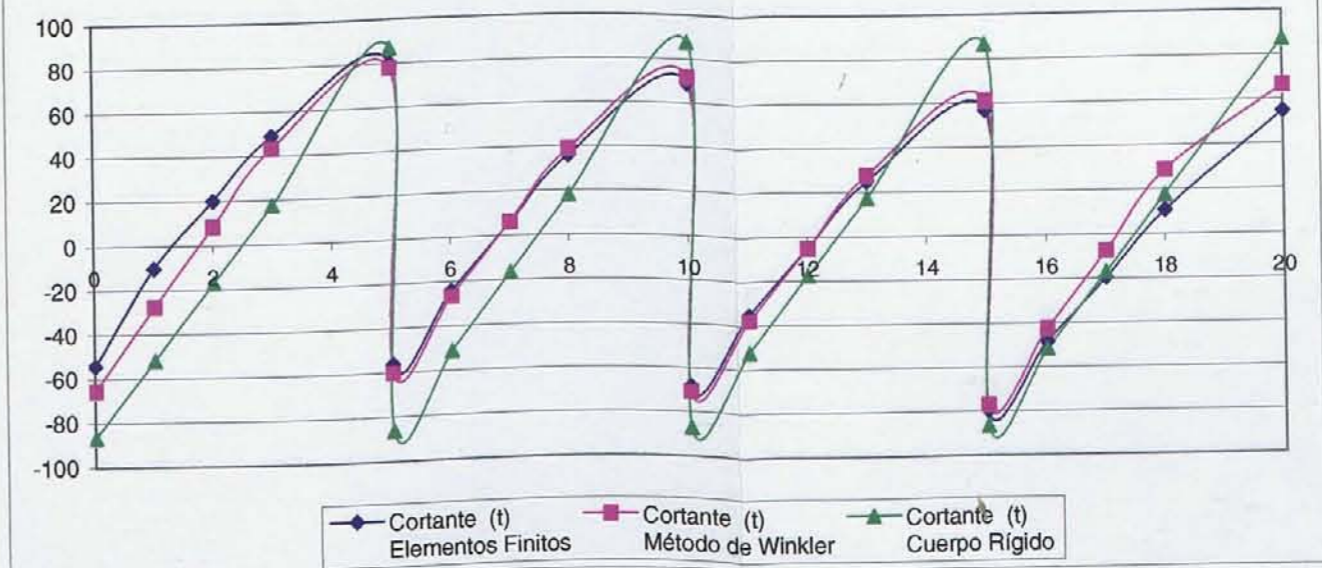
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 3

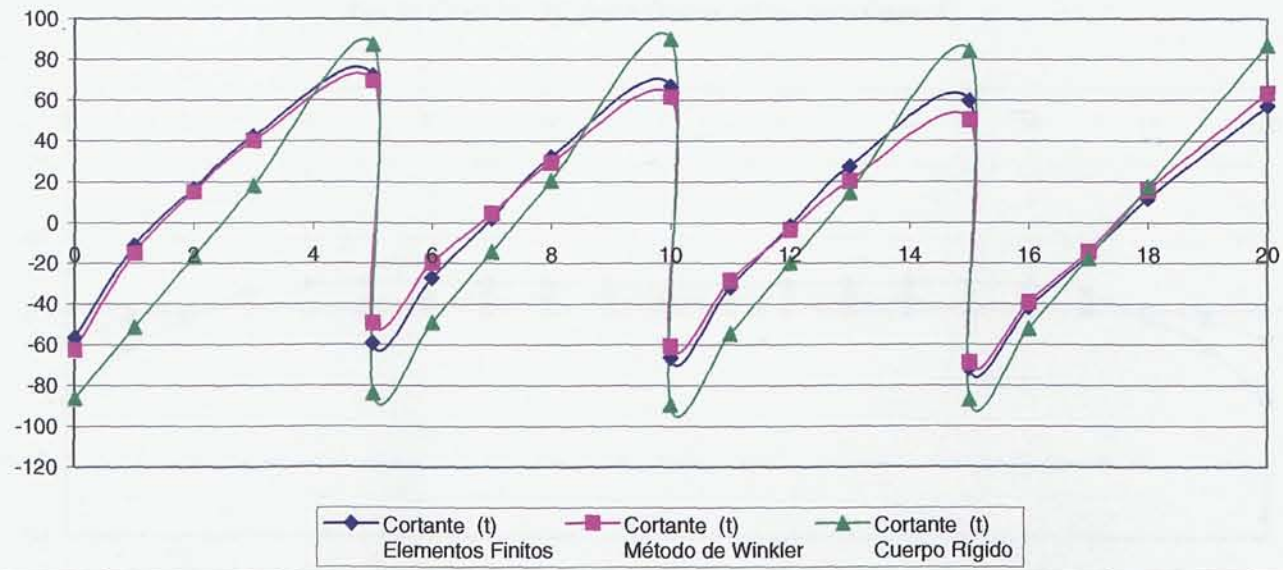


Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 4

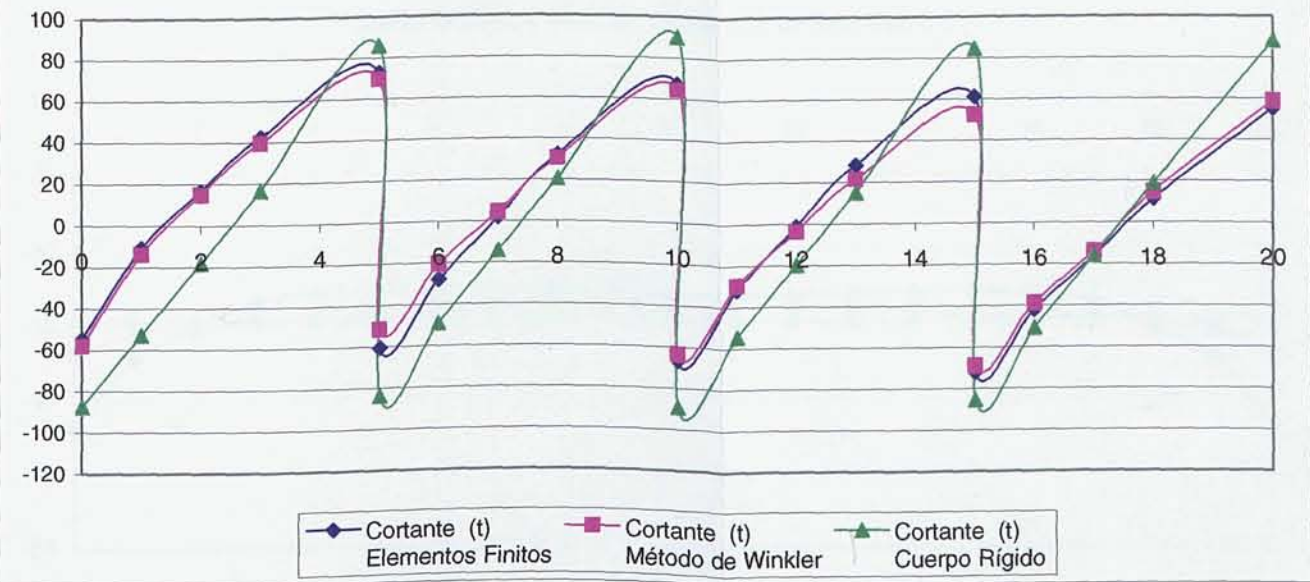




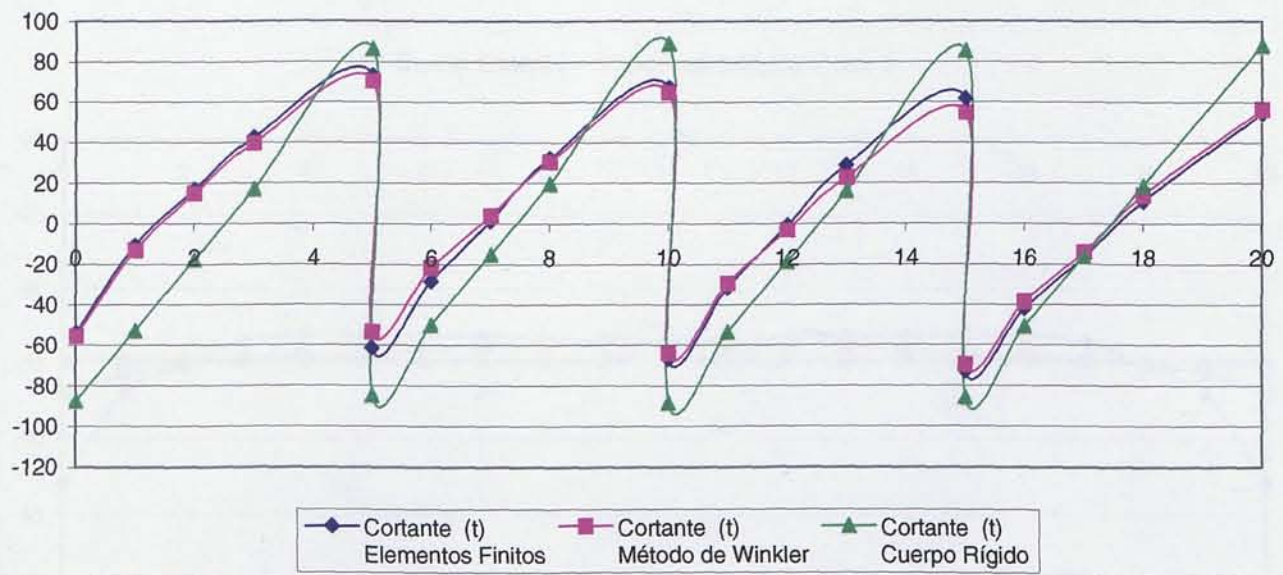
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 1



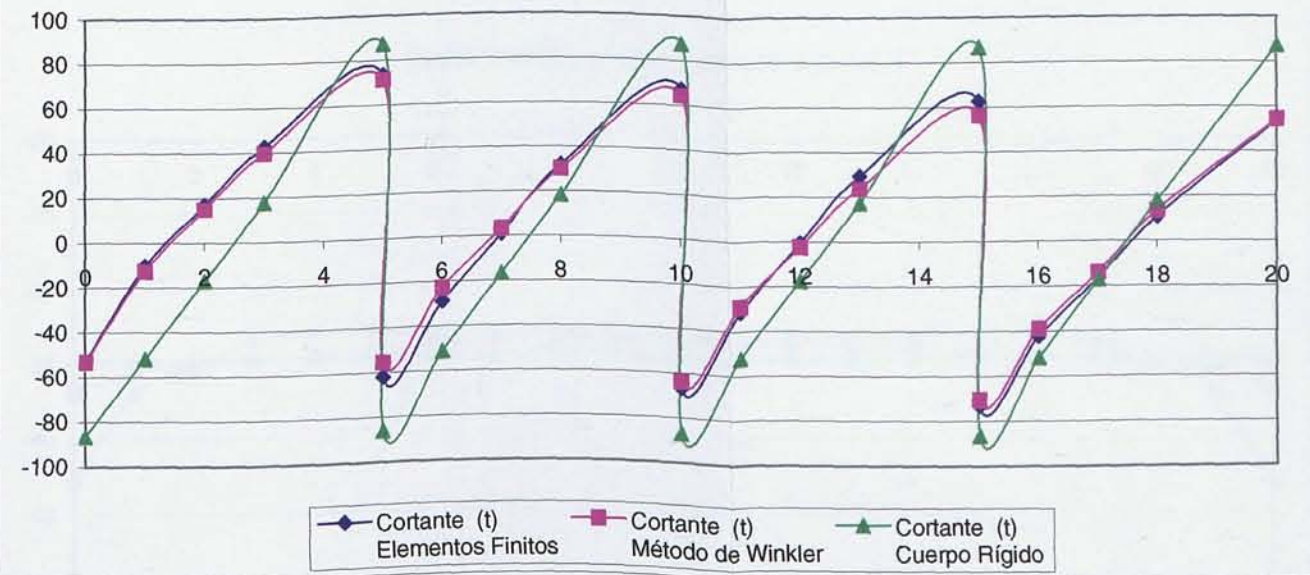
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 3

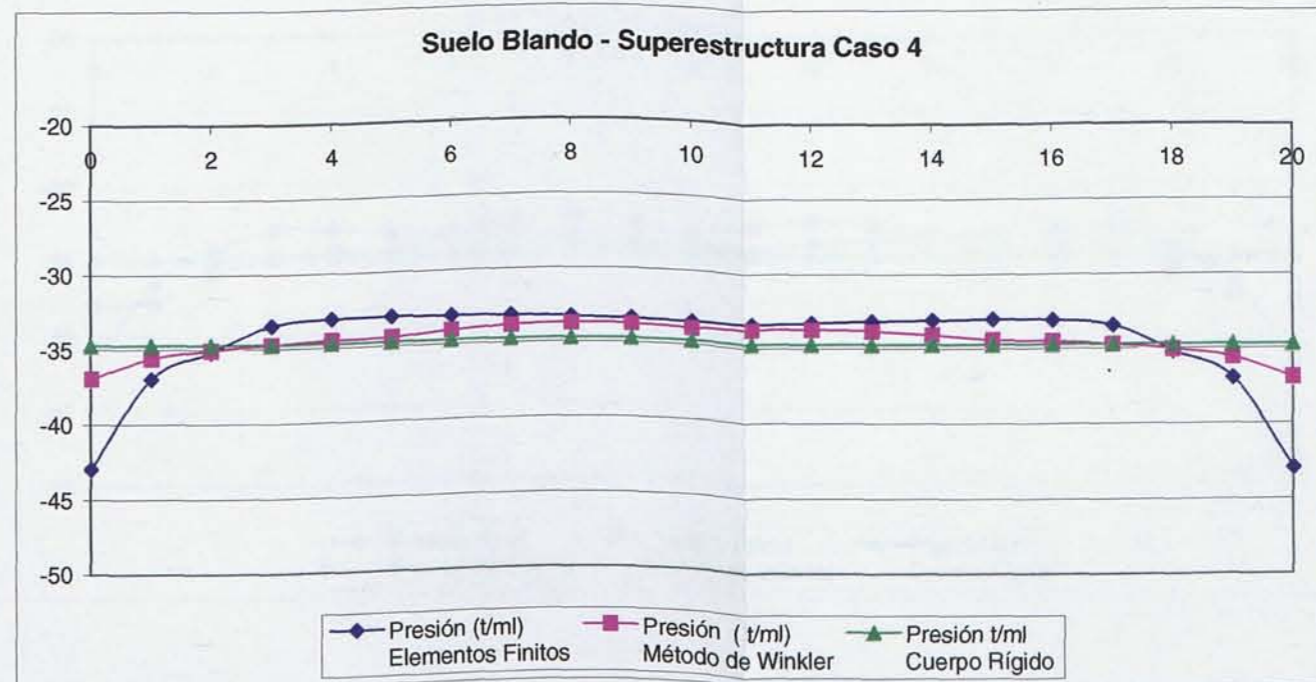
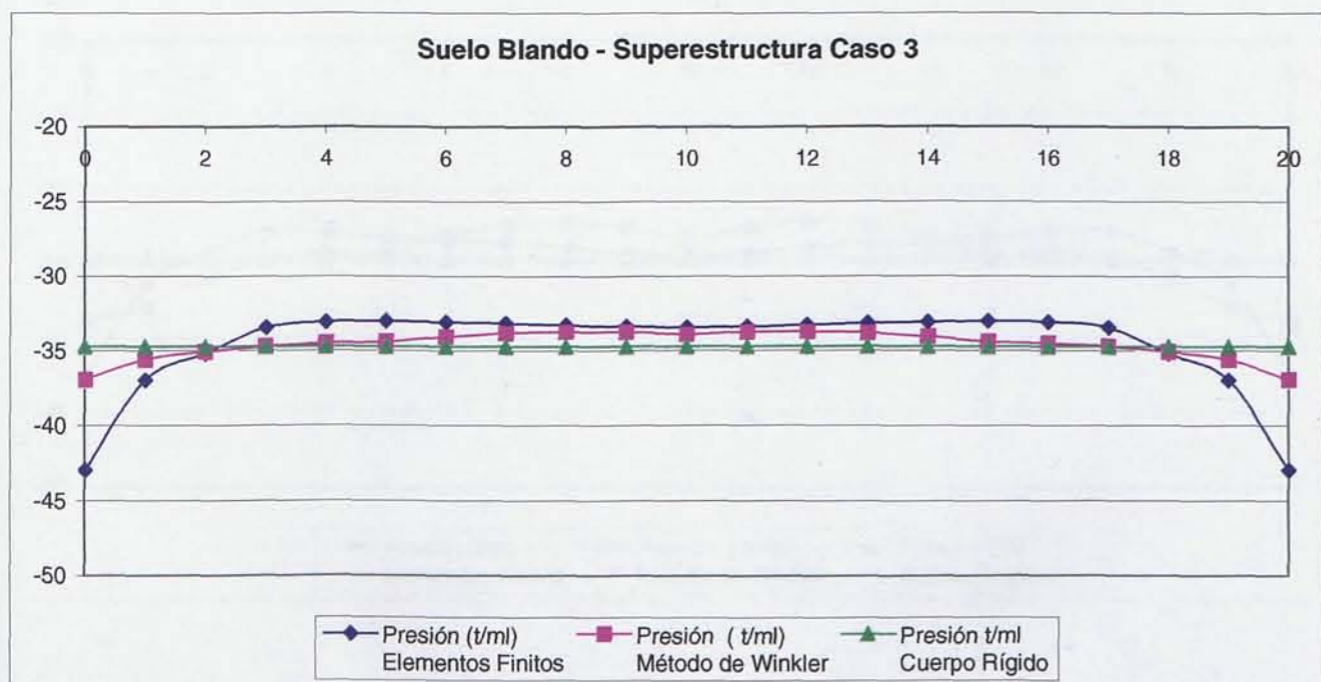
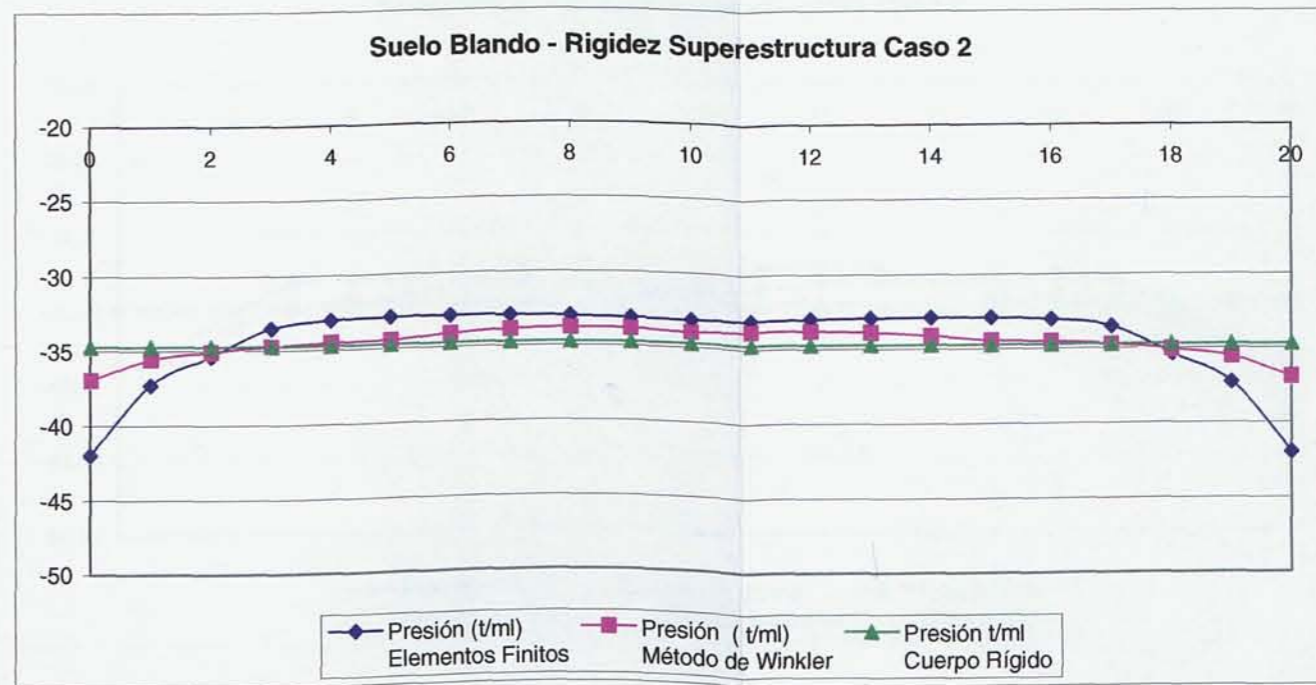
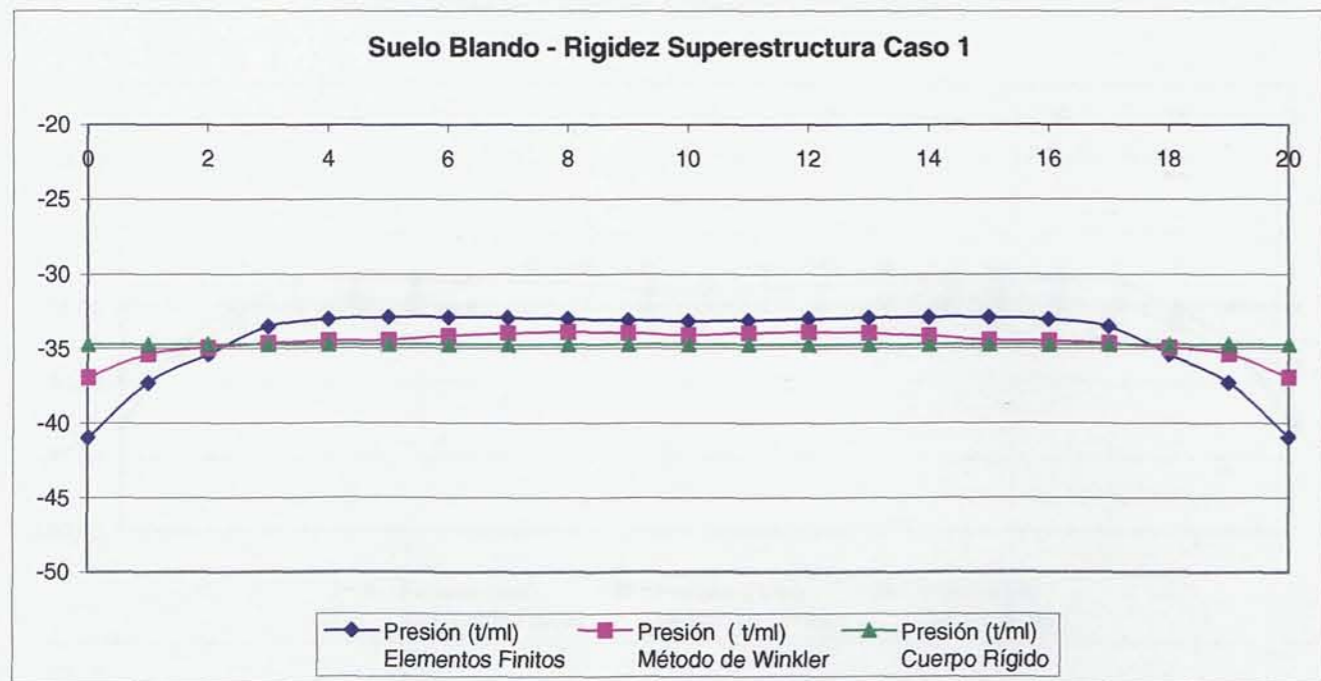


Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 4



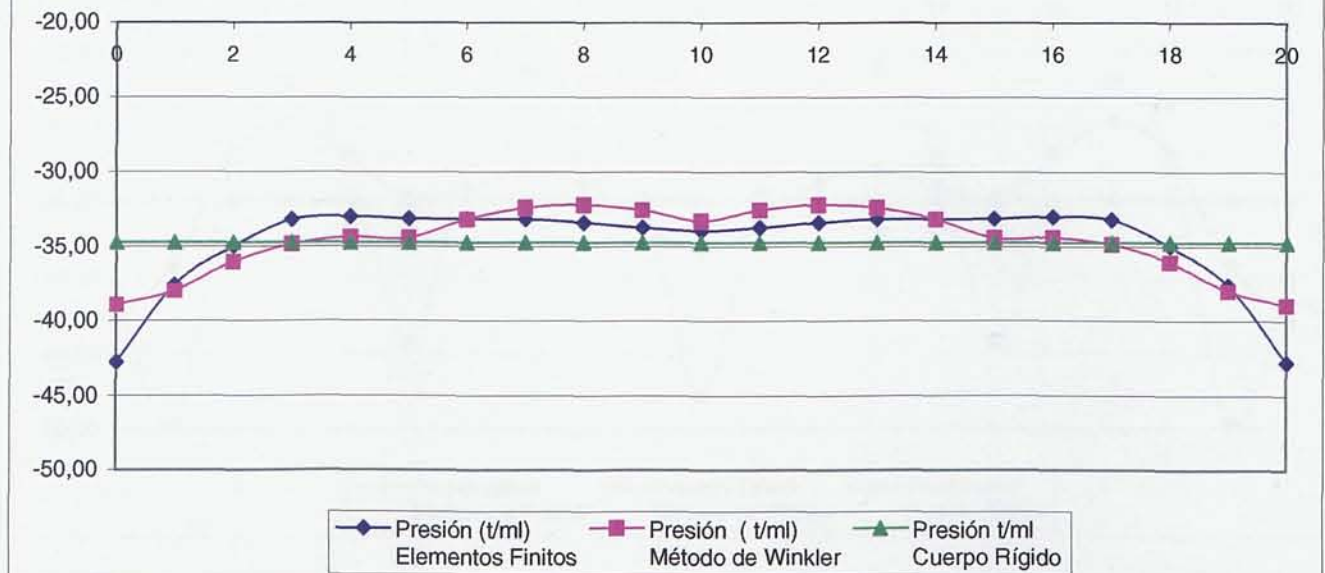


**5.4.3. Comparación de la distribución de presiones del terreno resultante en un Muro de Sótano de longitud 20 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.**

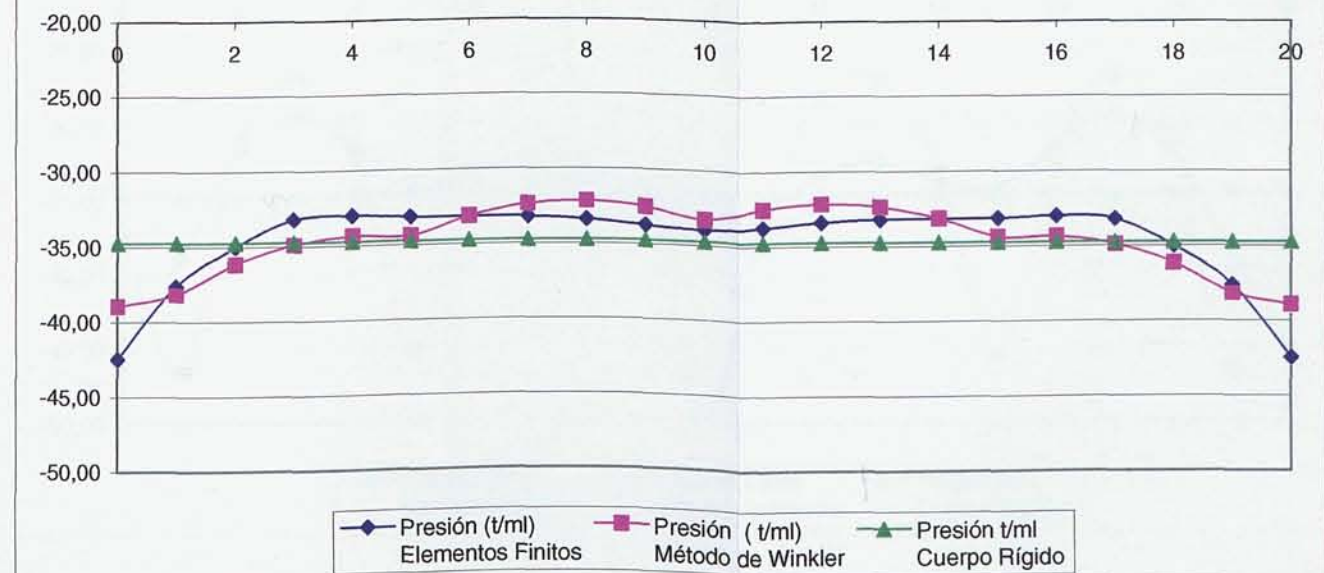




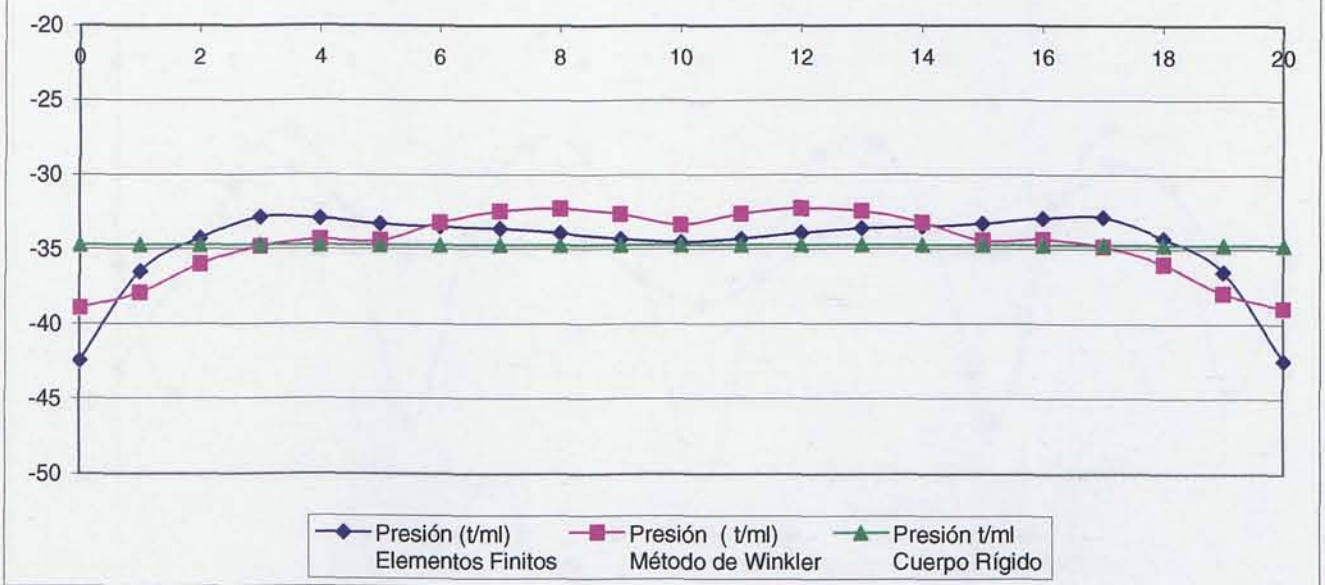
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 1



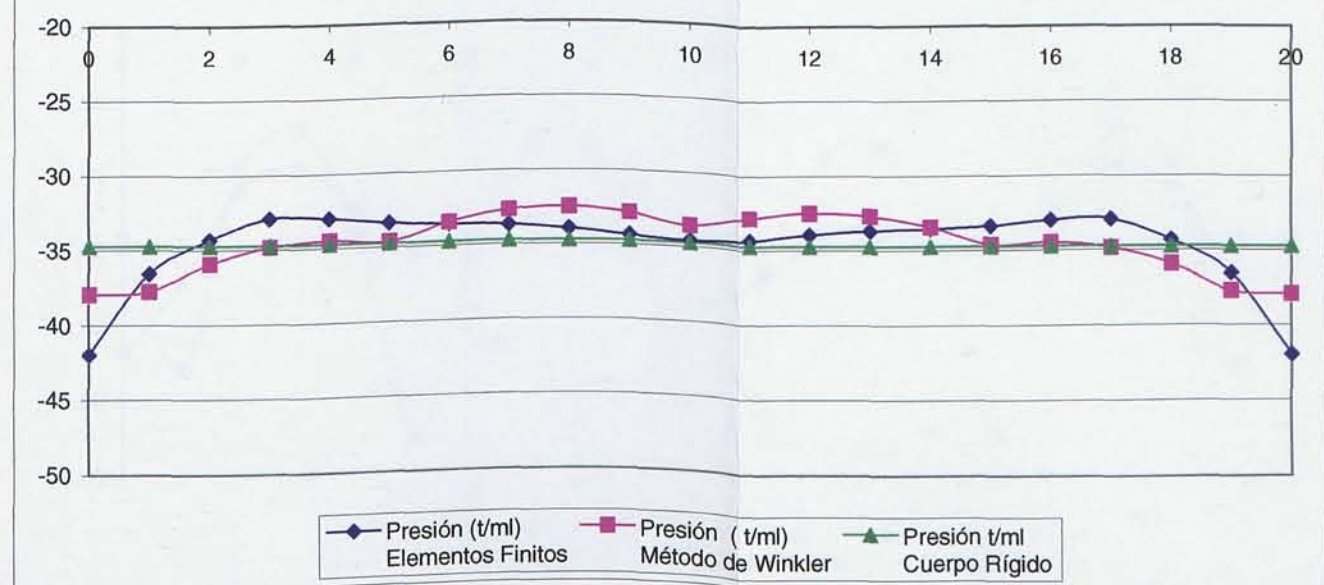
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Medio - Superestructura Caso 3

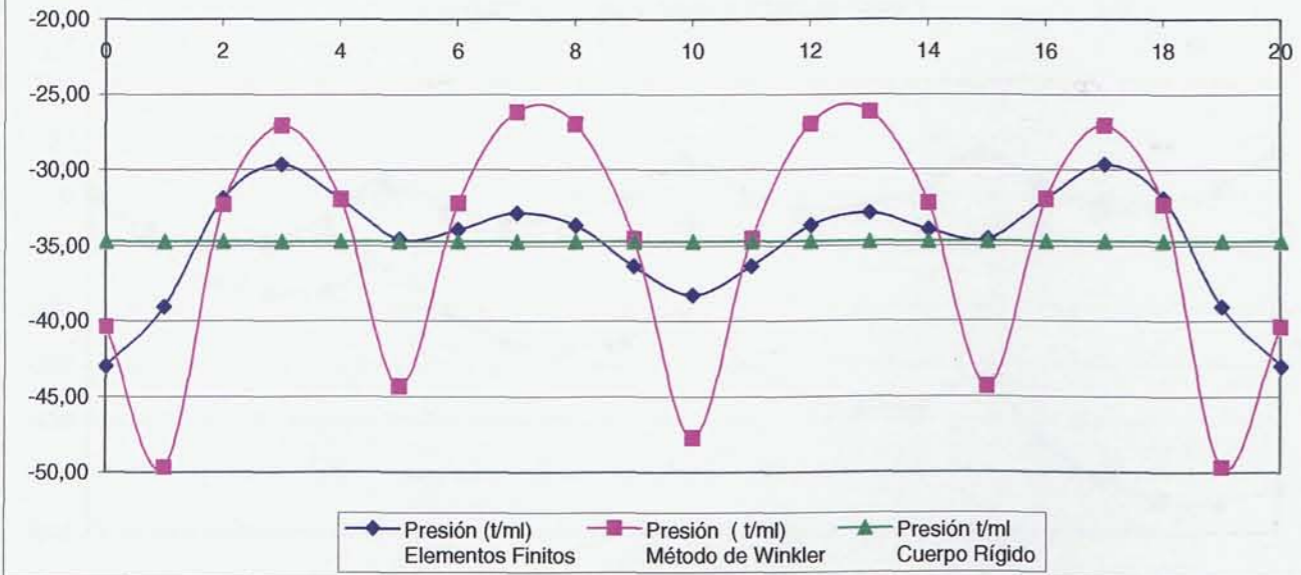


Suelo Medio - Superestructura Caso 4

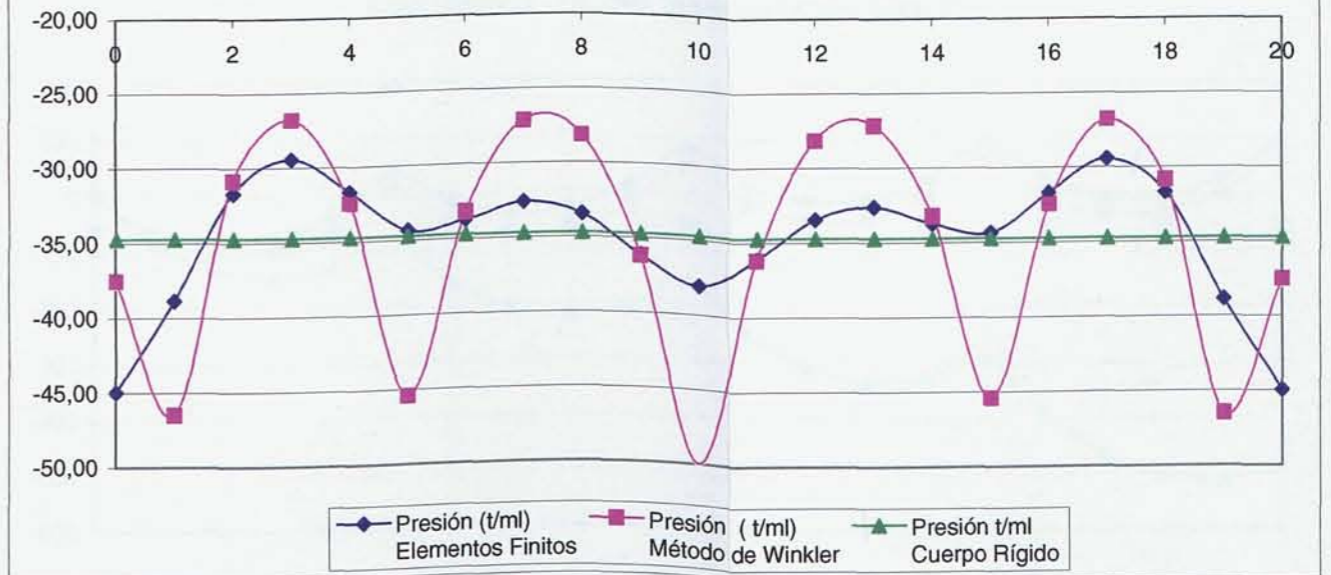




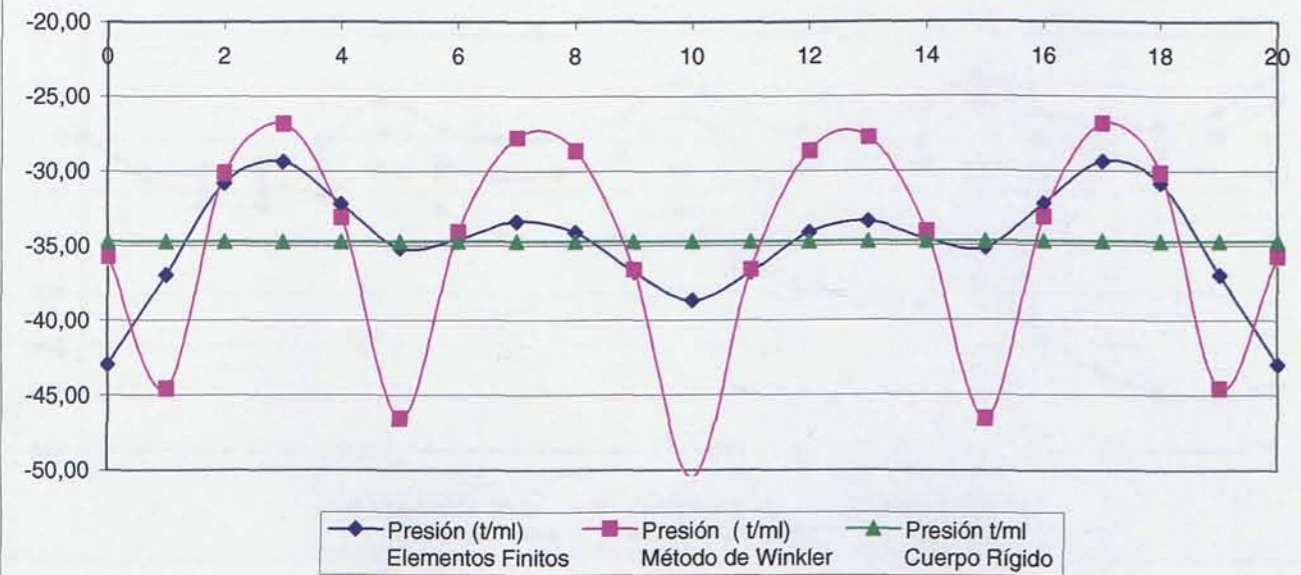
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 1



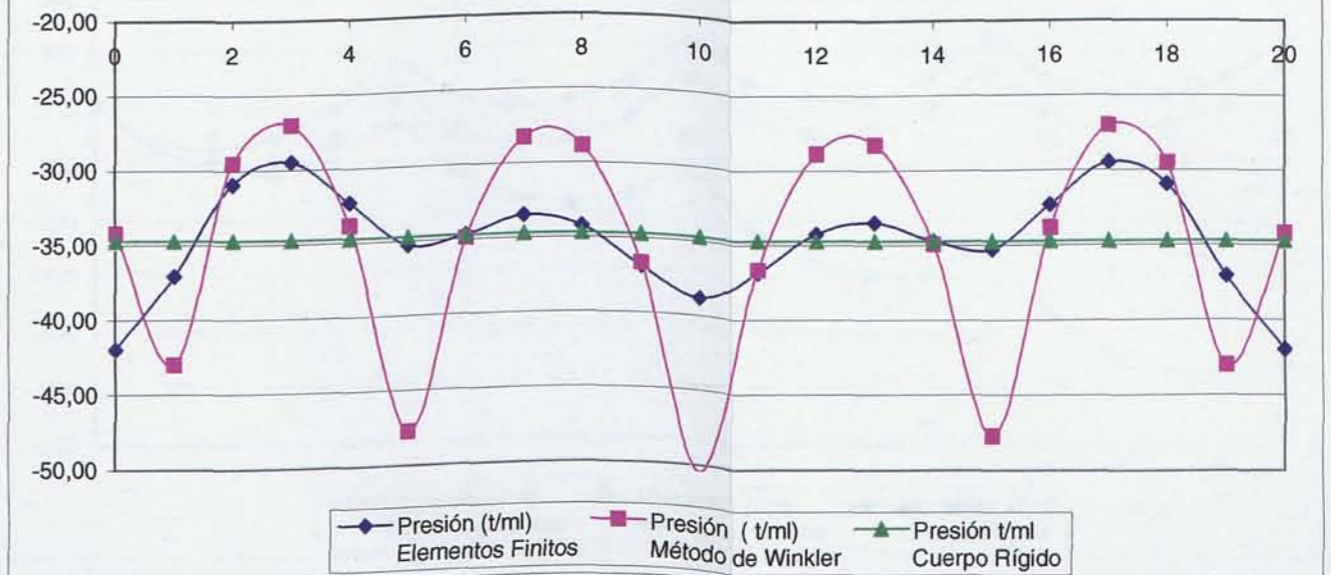
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 3

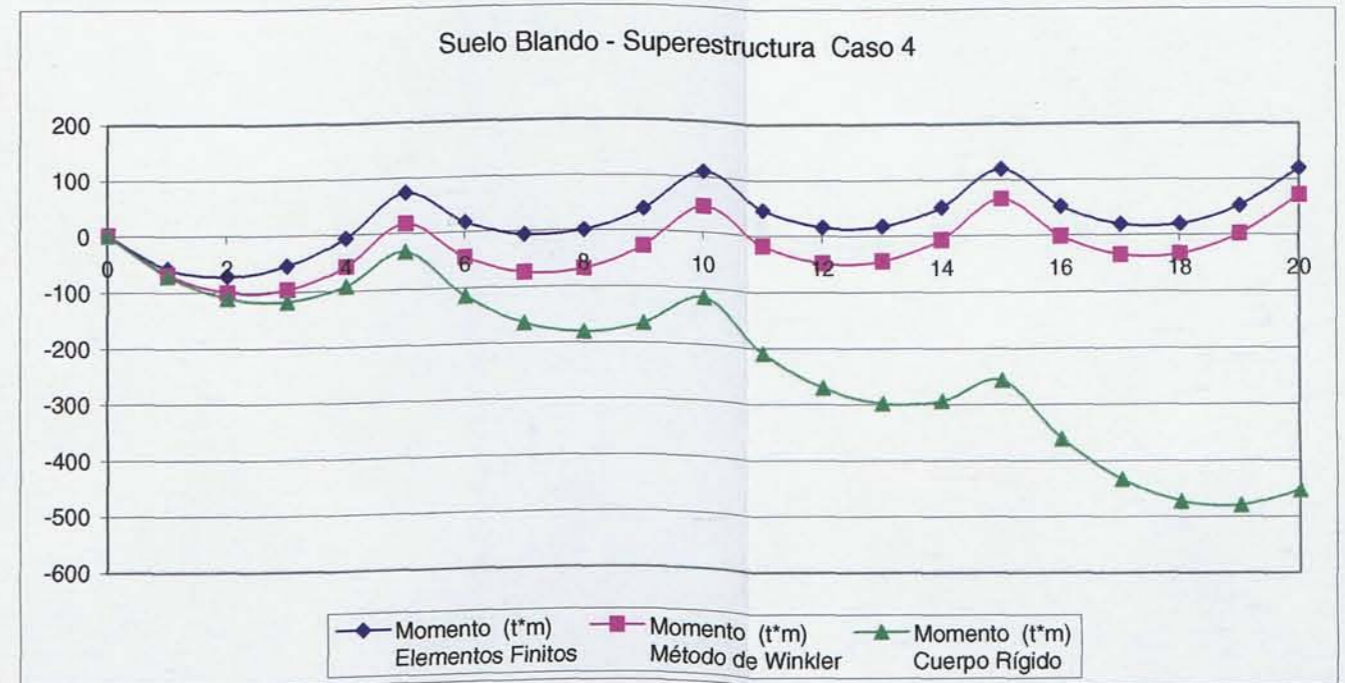
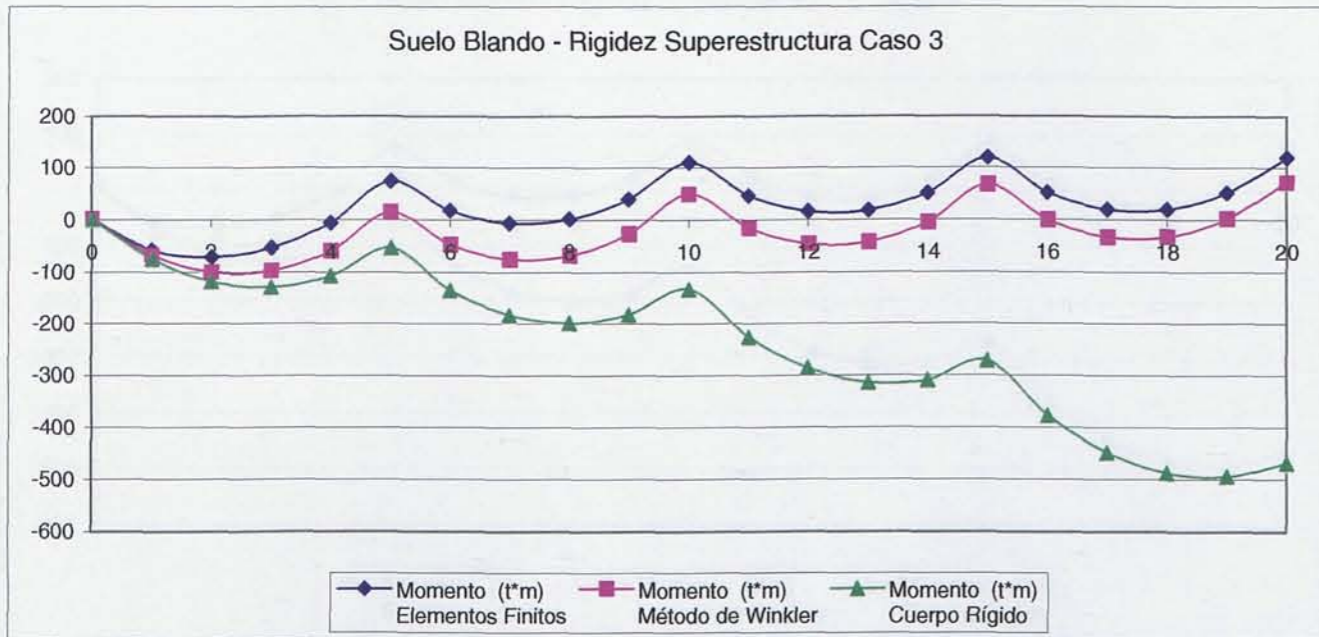
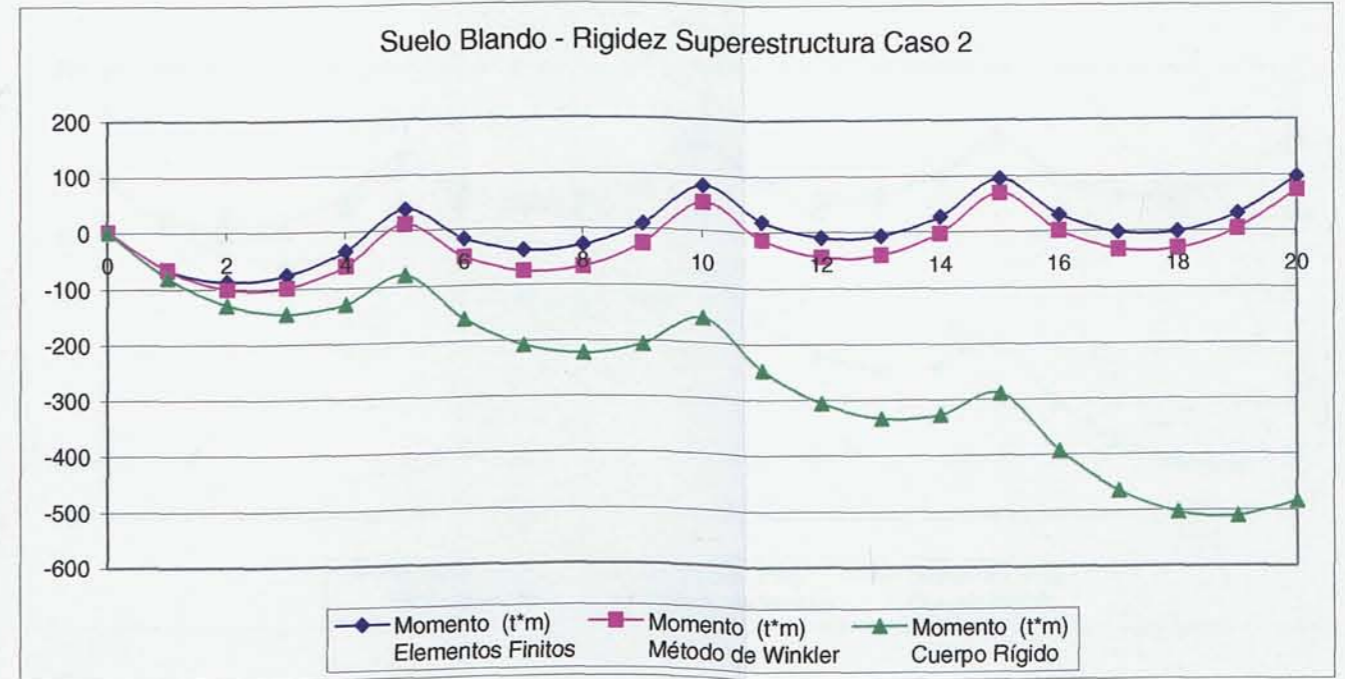
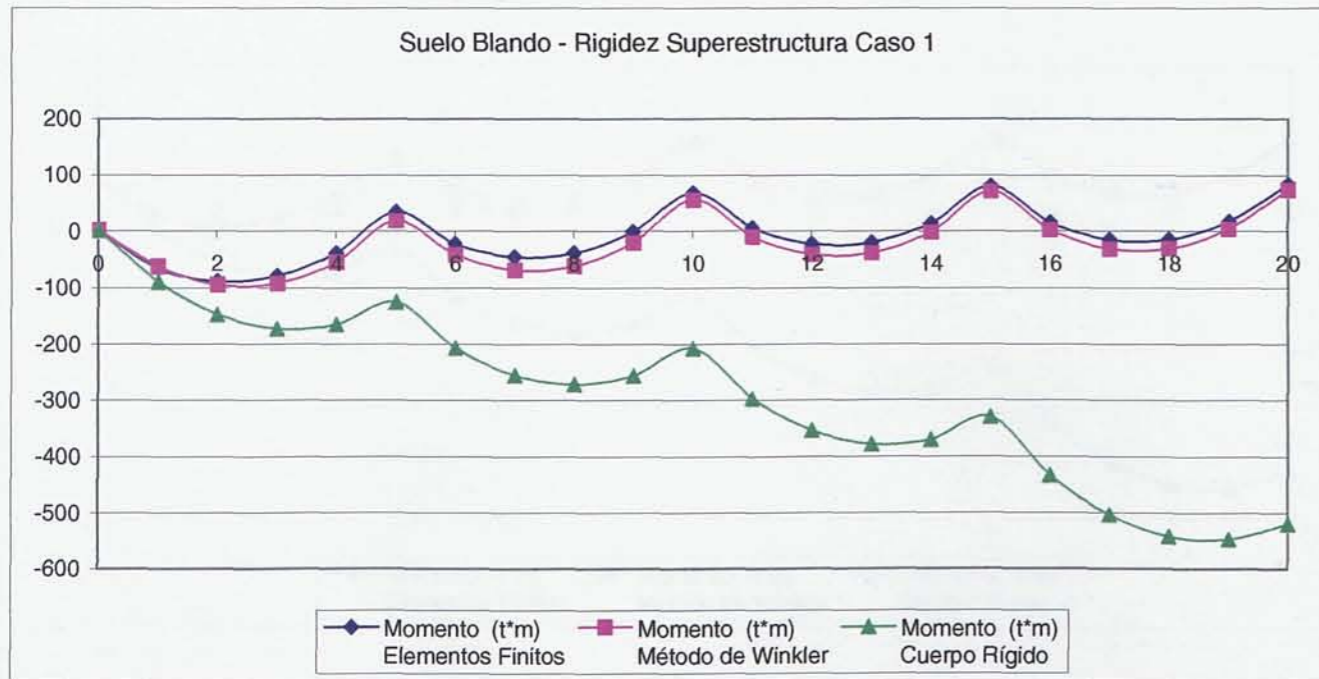


Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 4



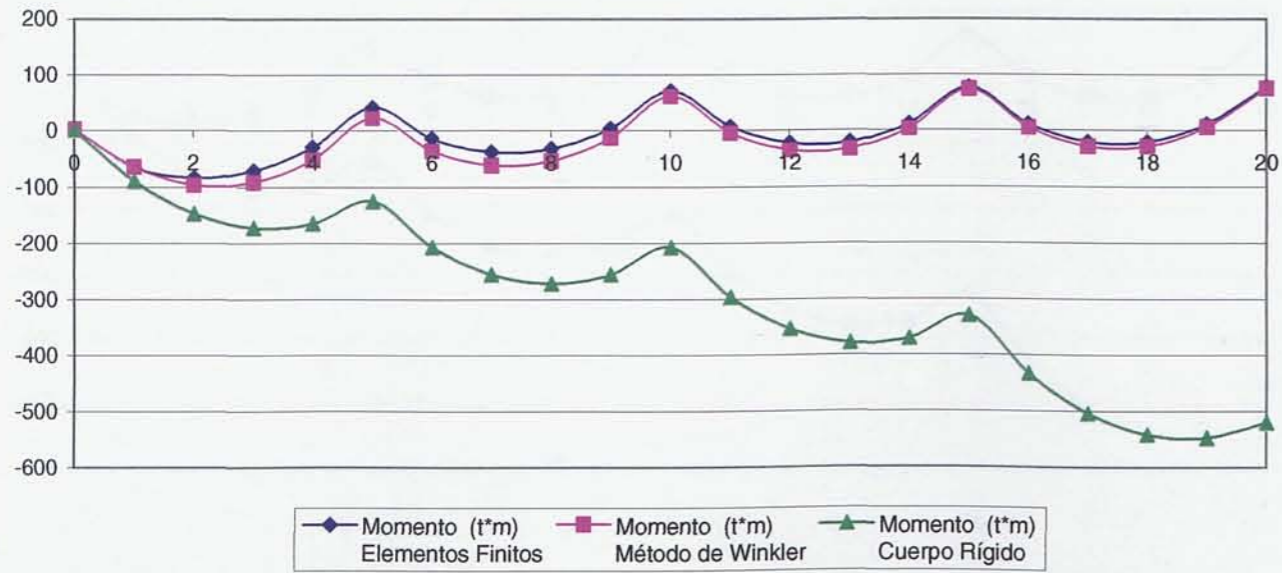


5.4.4. Comparación de los momentos flectores resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.

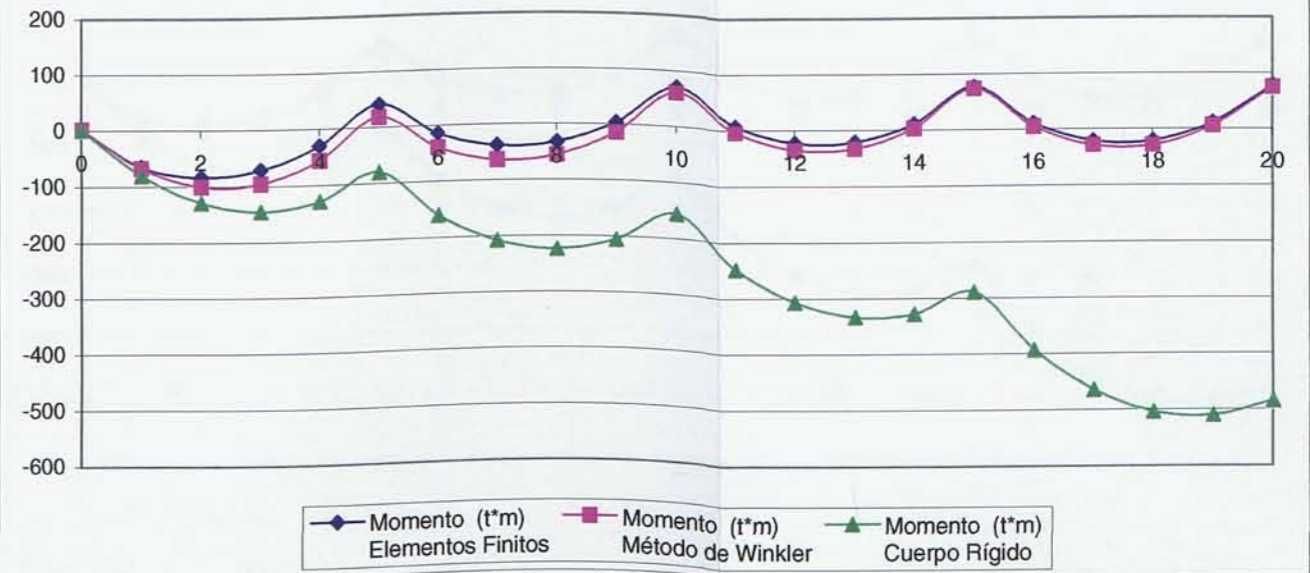




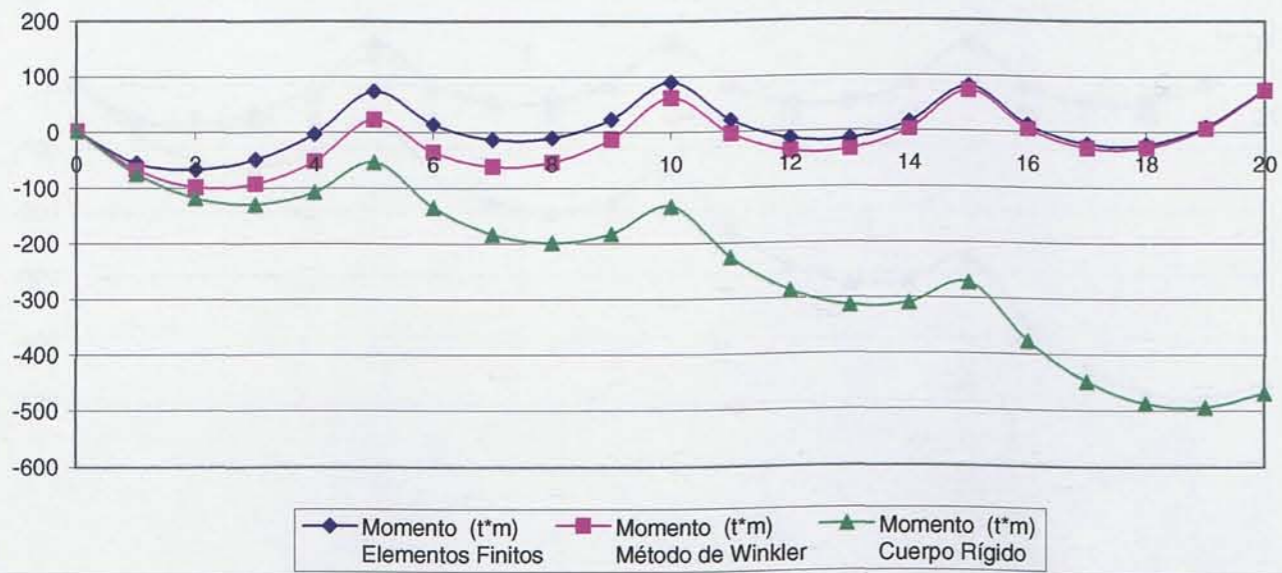
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 1



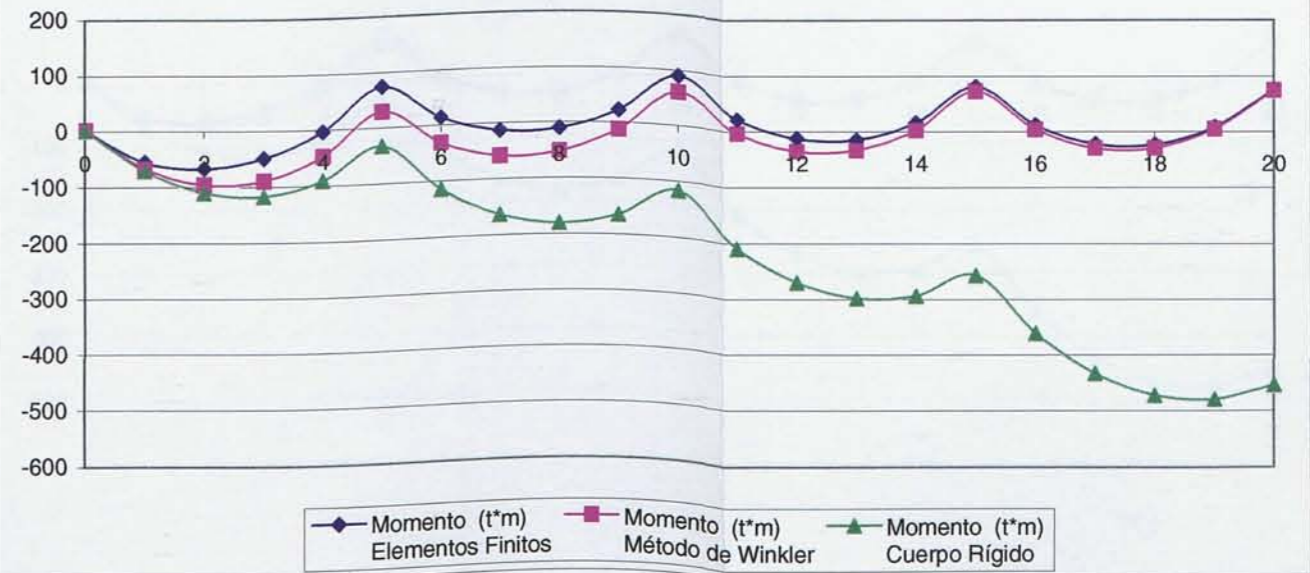
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 2



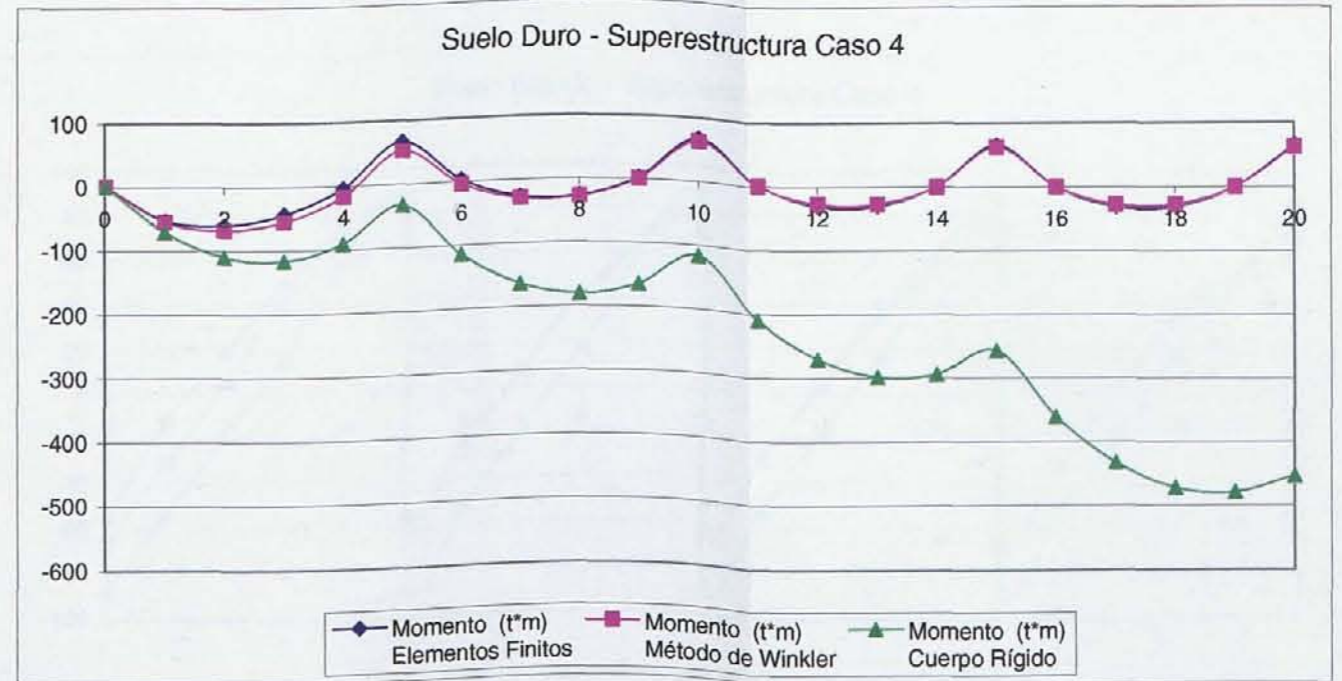
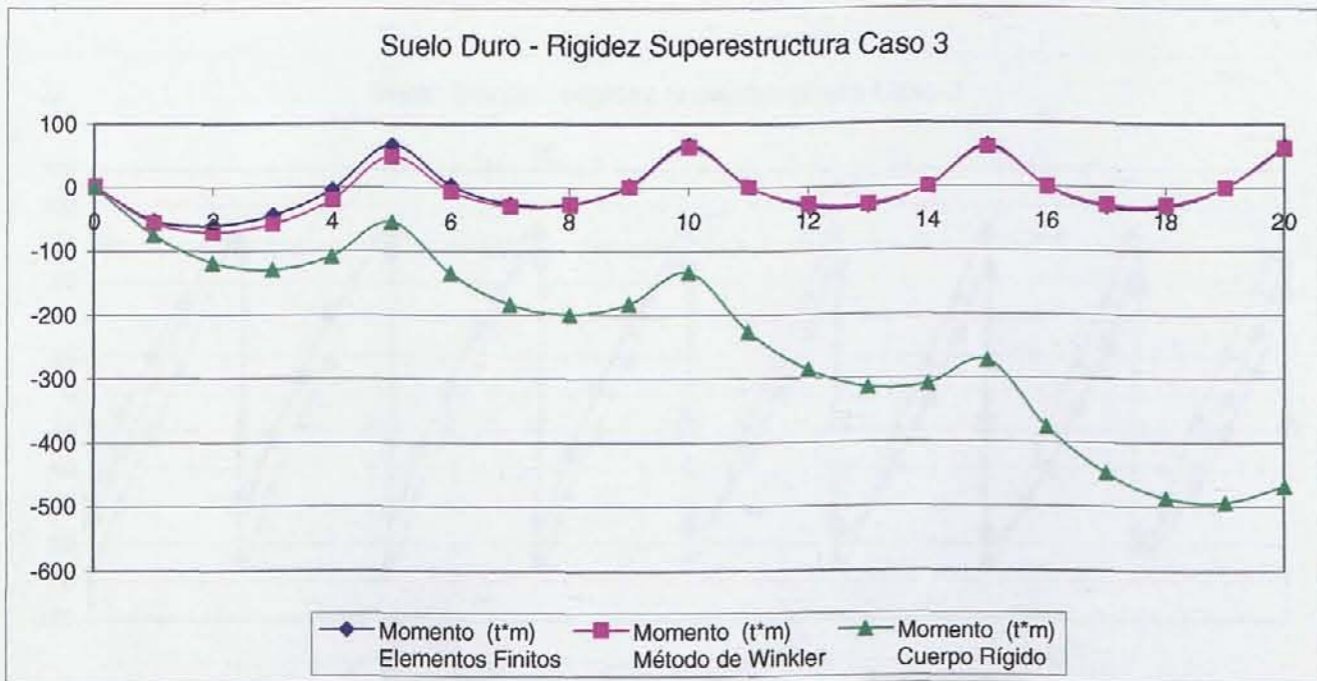
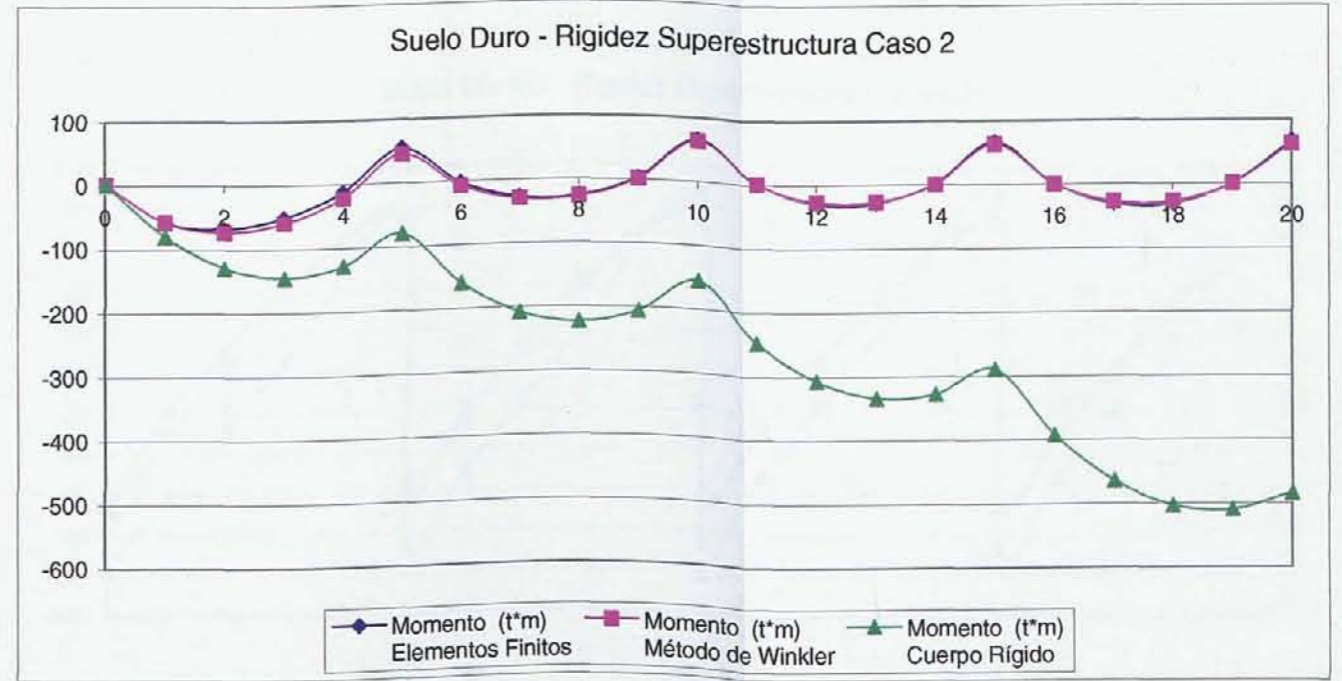
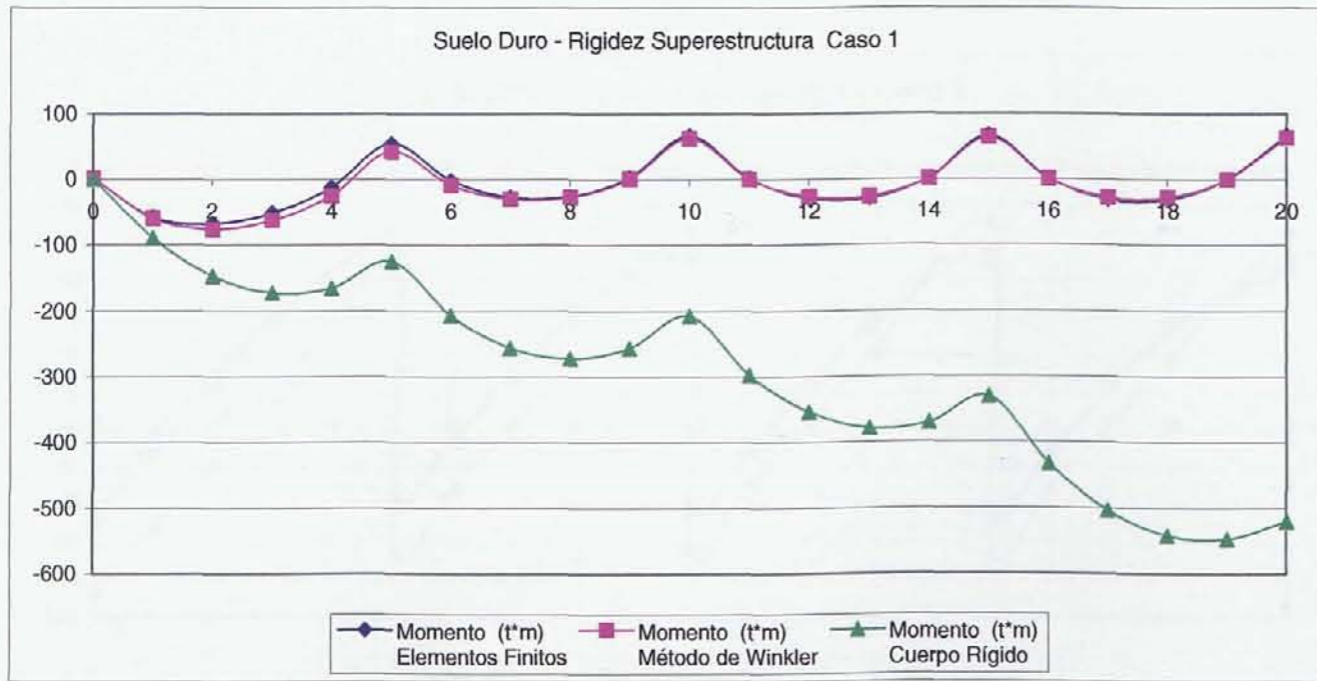
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 3



Suelo Medio - Superestructura Caso 4

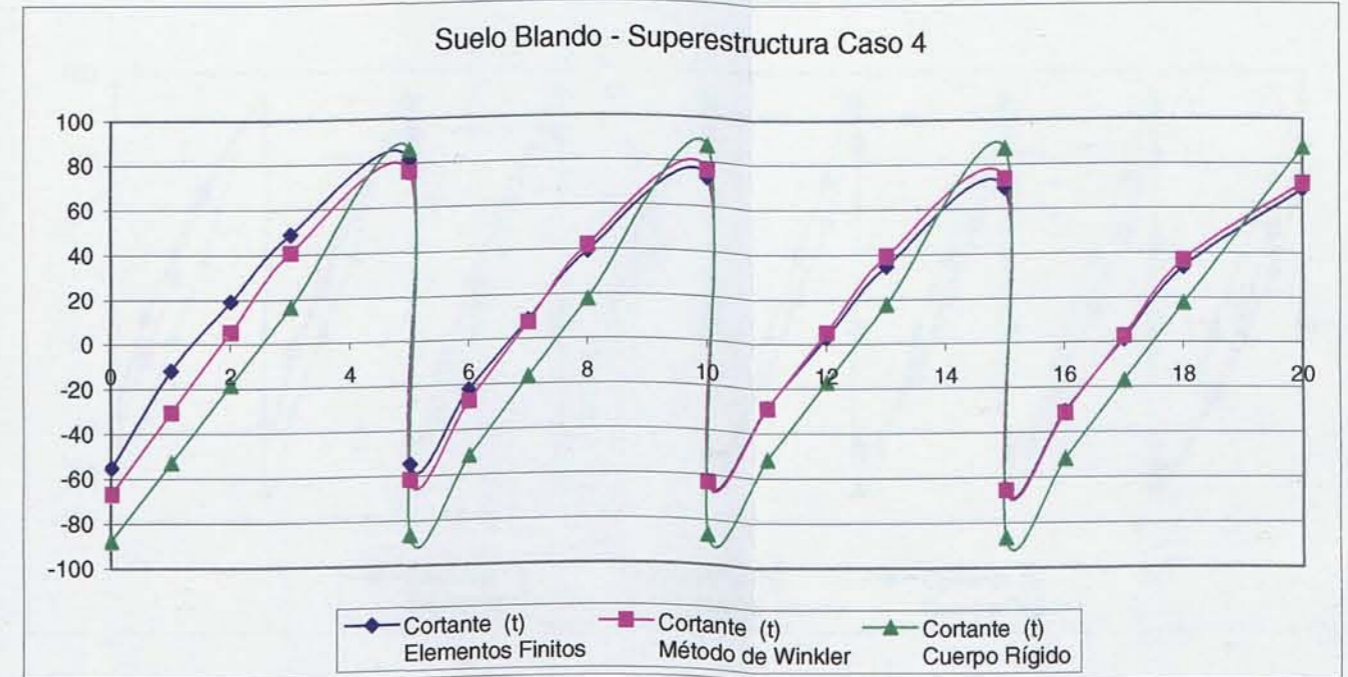
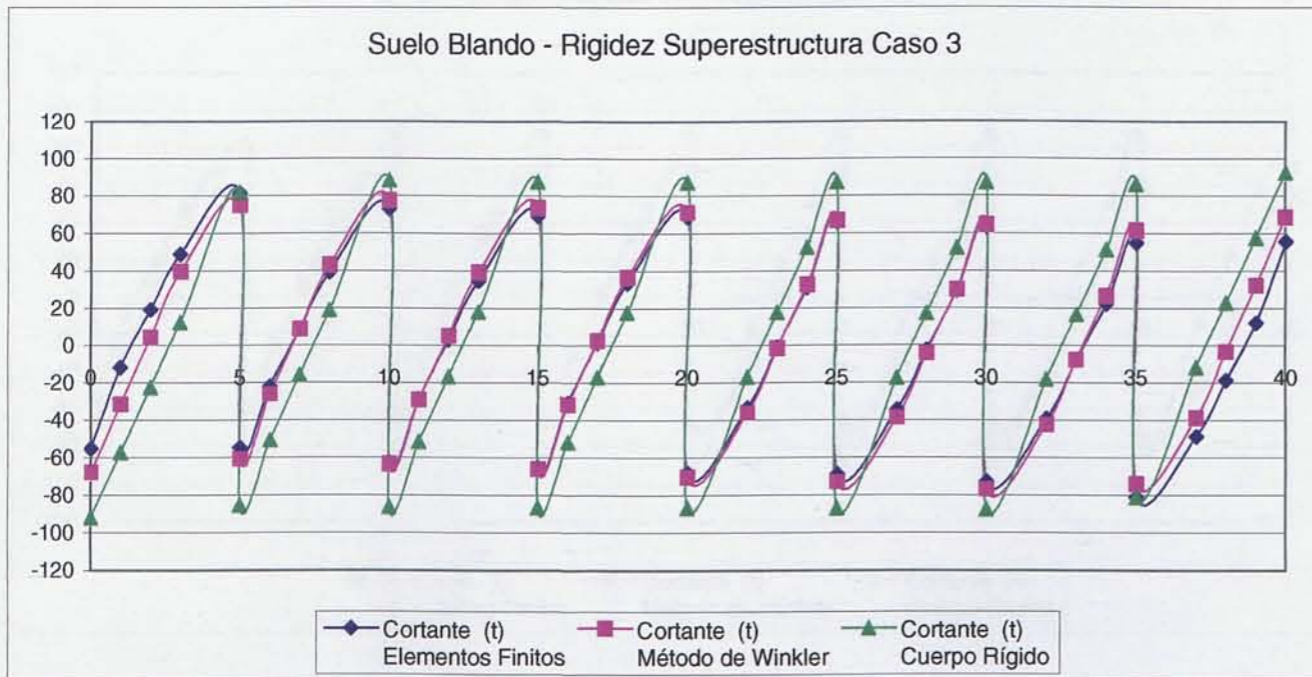
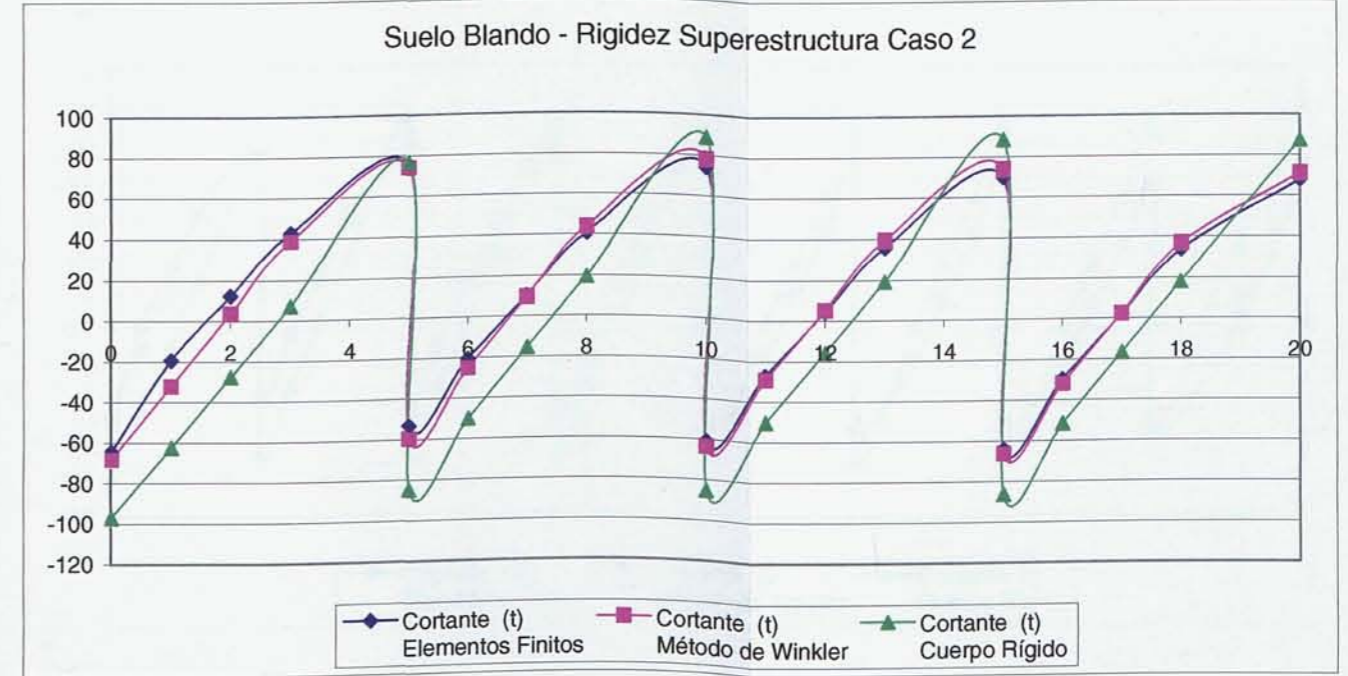
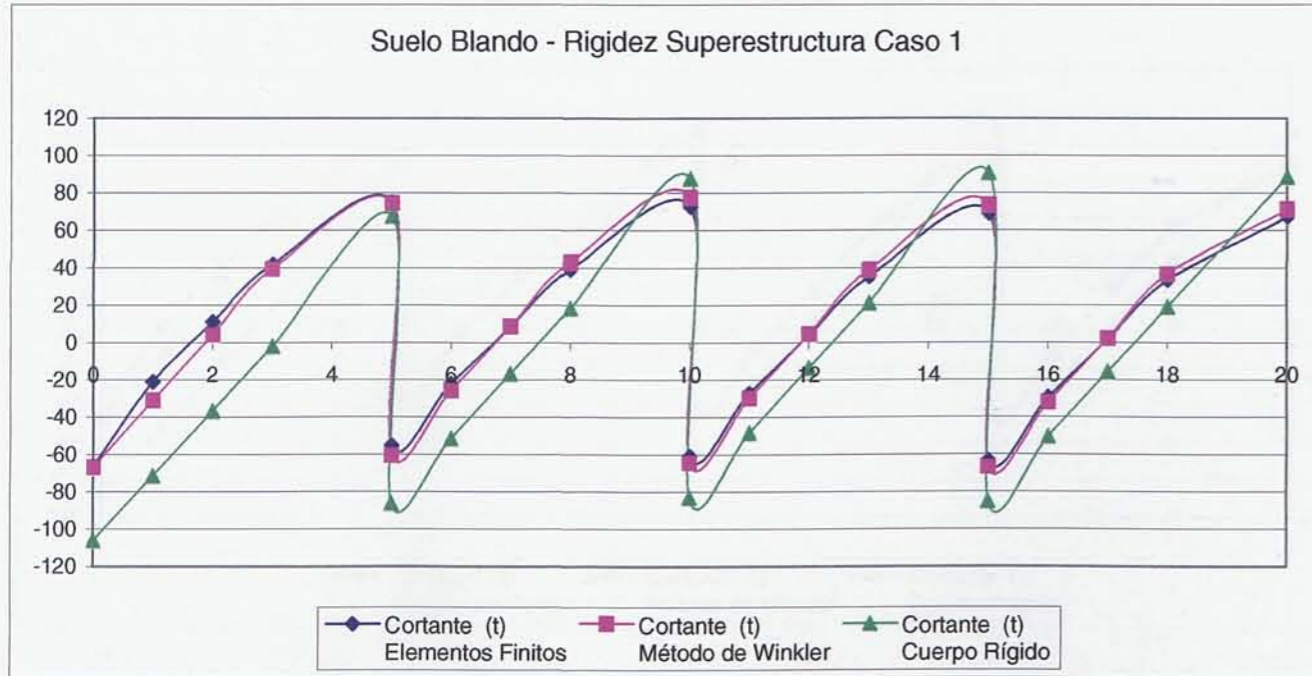






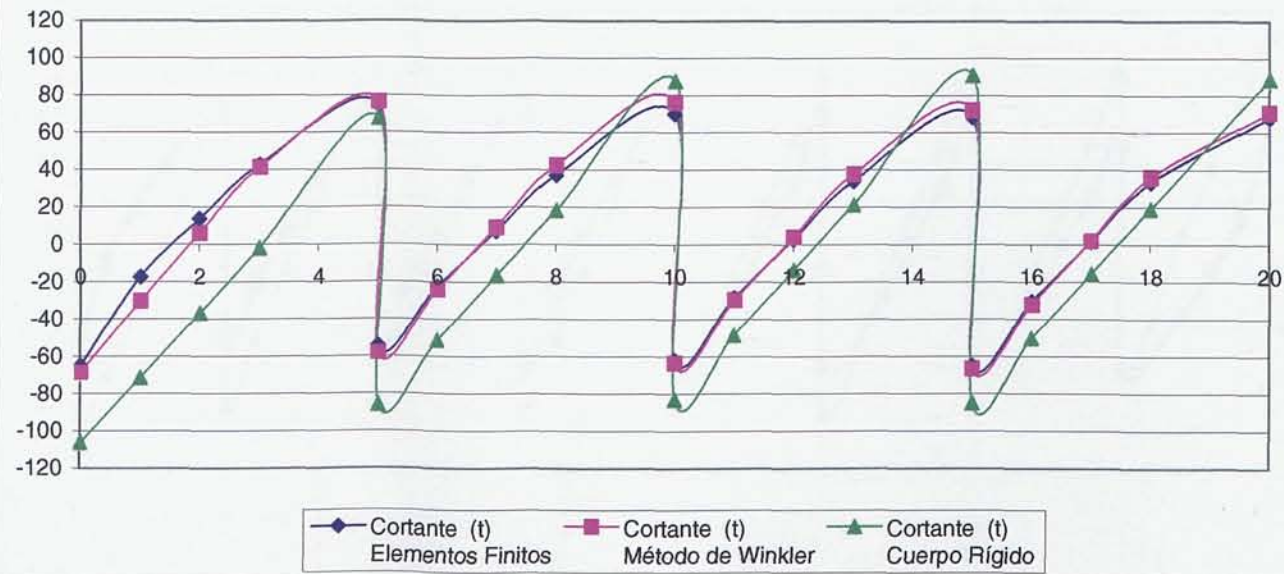


**5.4.5. Comparación de los esfuerzos cortantes resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.**

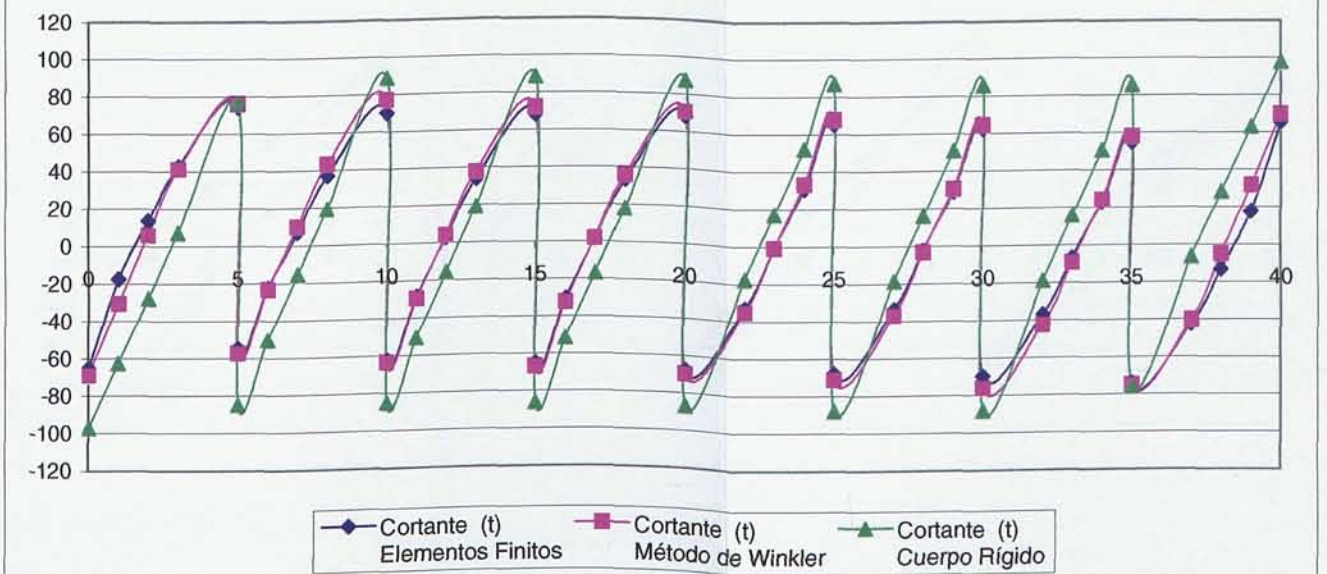




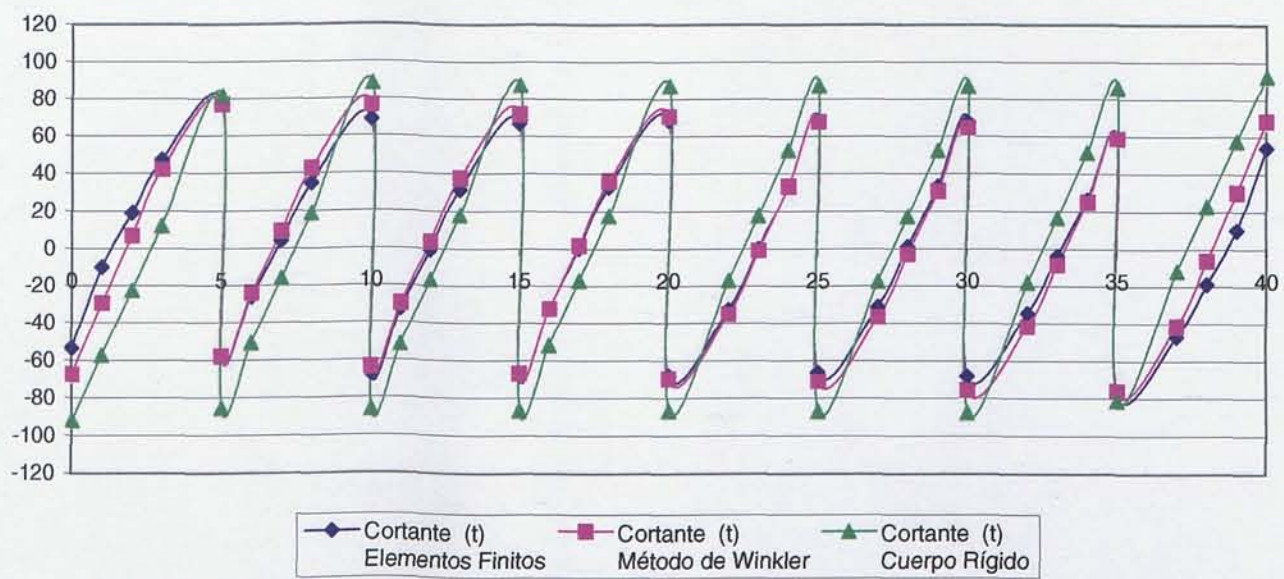
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 1



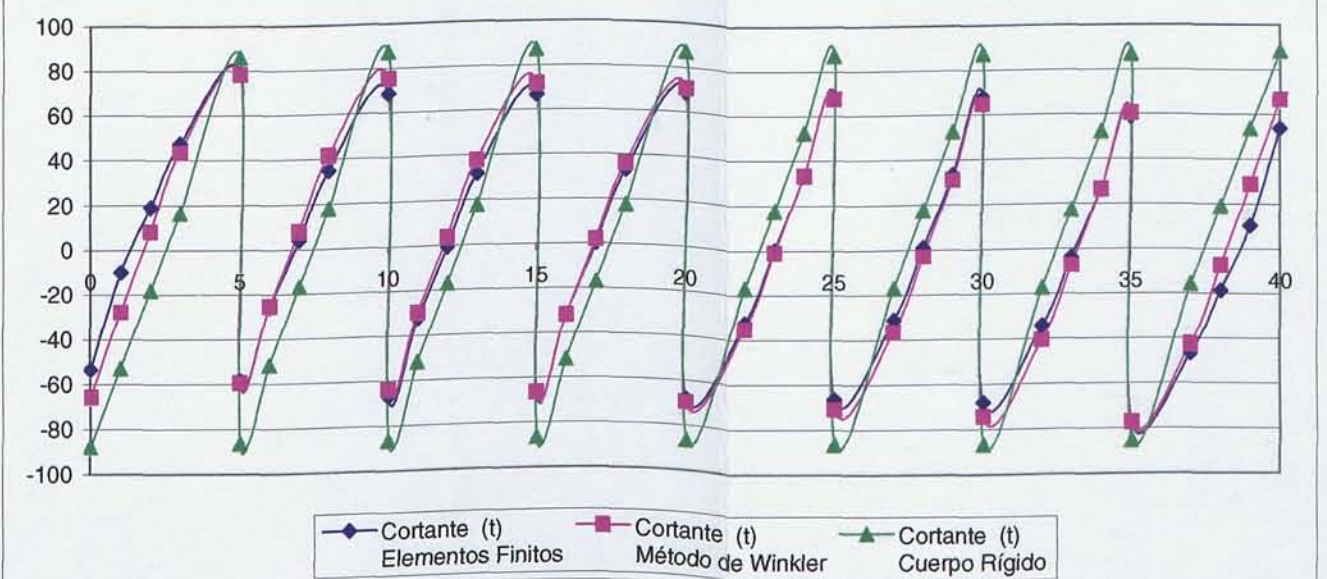
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 3

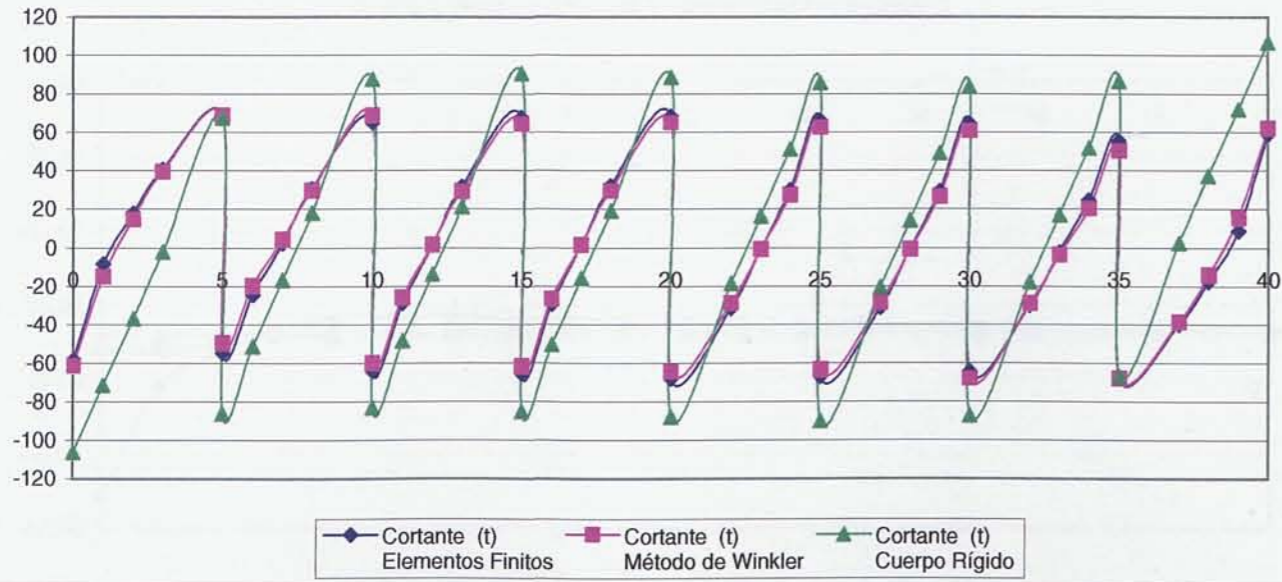


Suelo Medio - Superestructura Caso 4

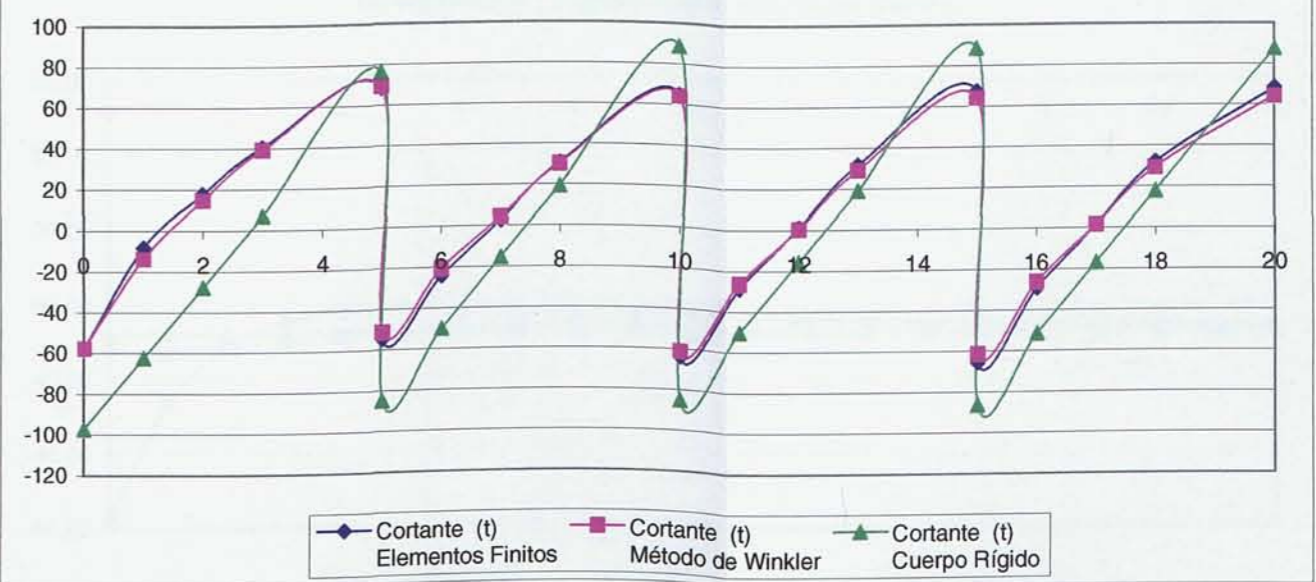




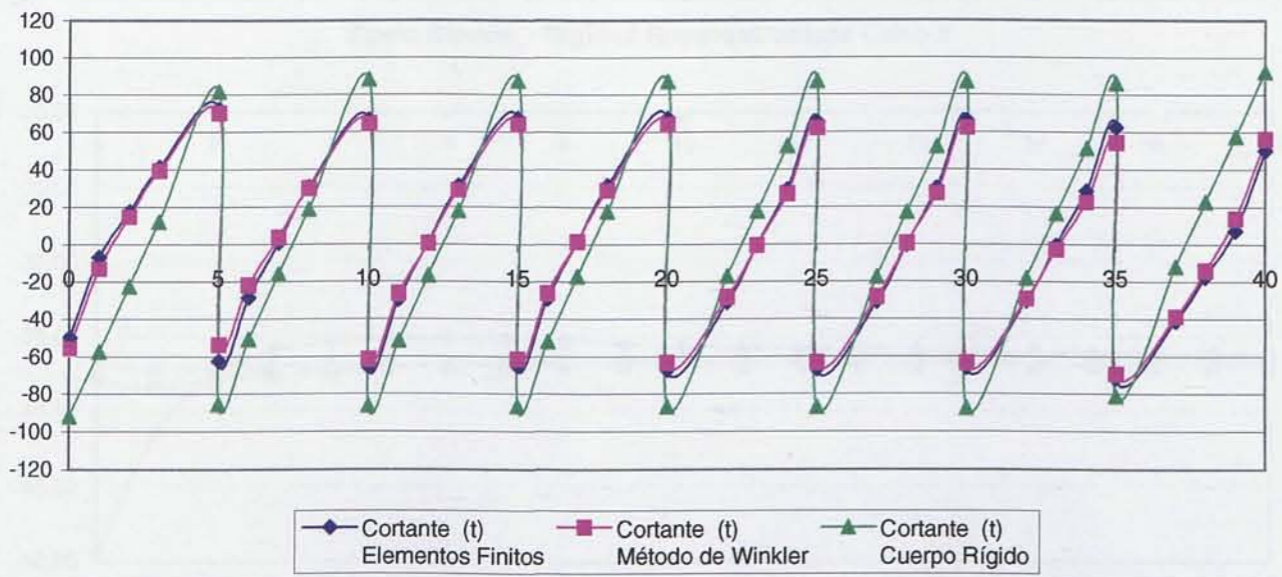
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 1



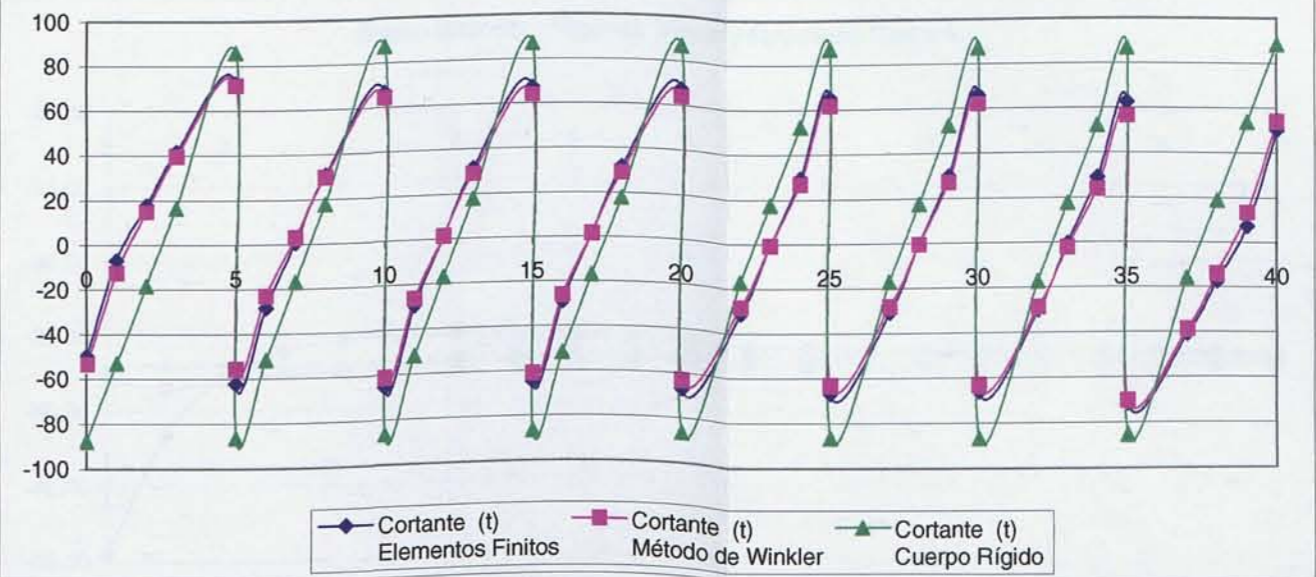
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 3

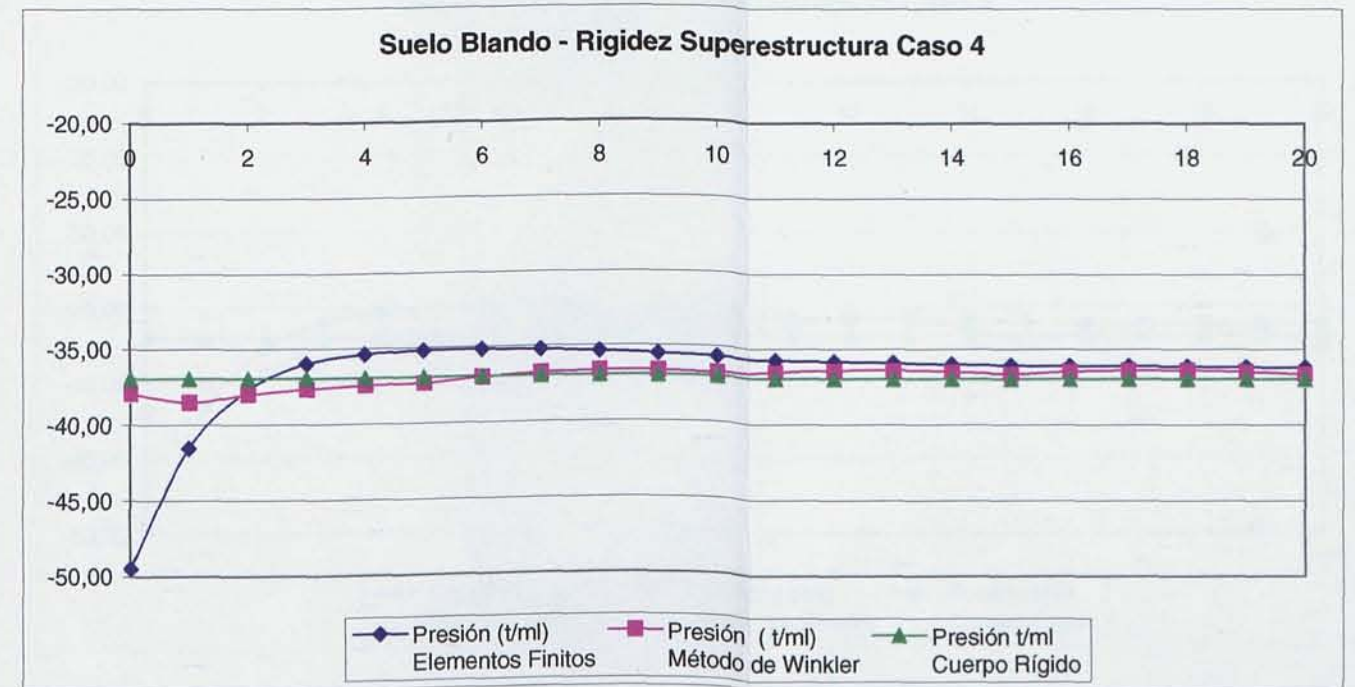
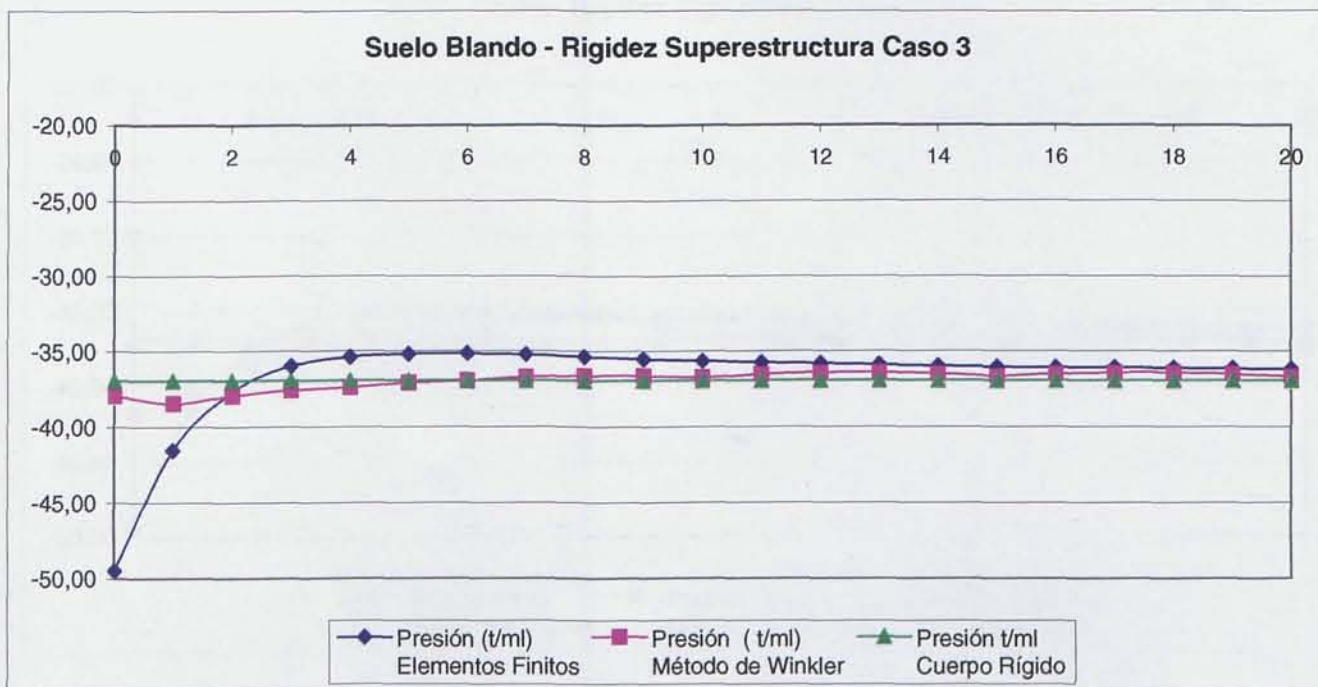
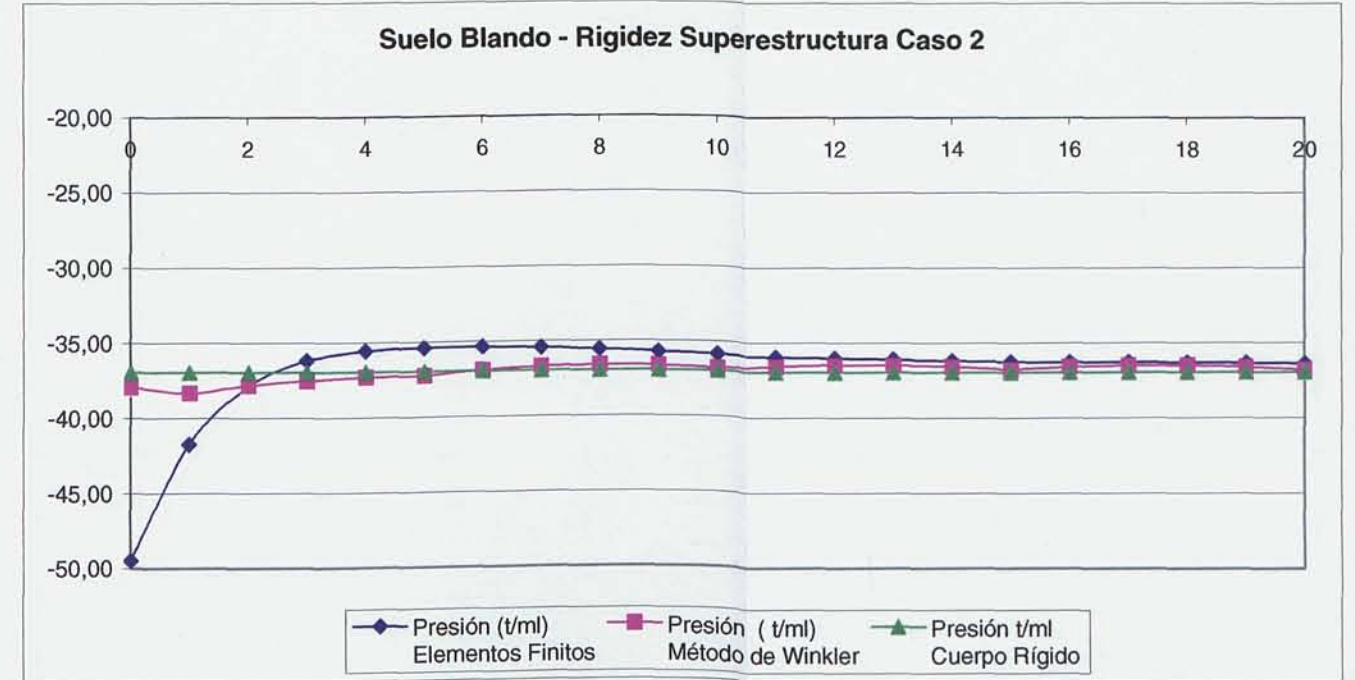
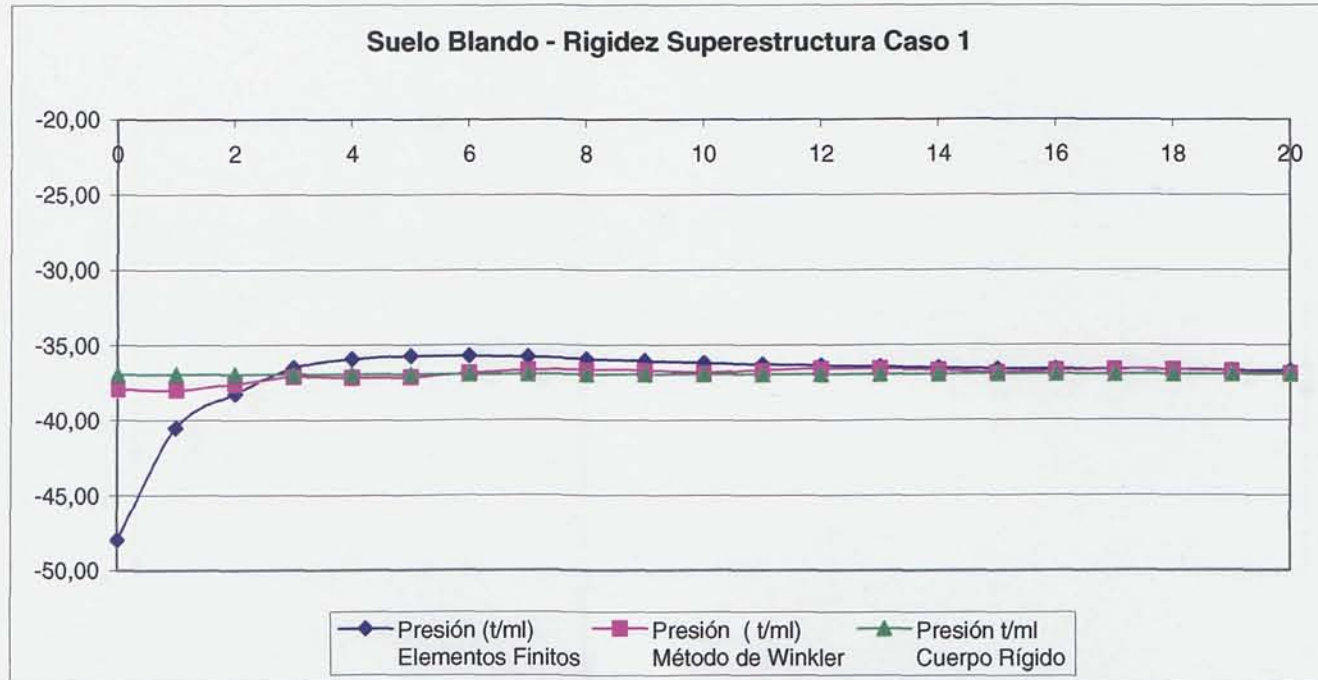


Suelo Duro - Superestructura Caso 4

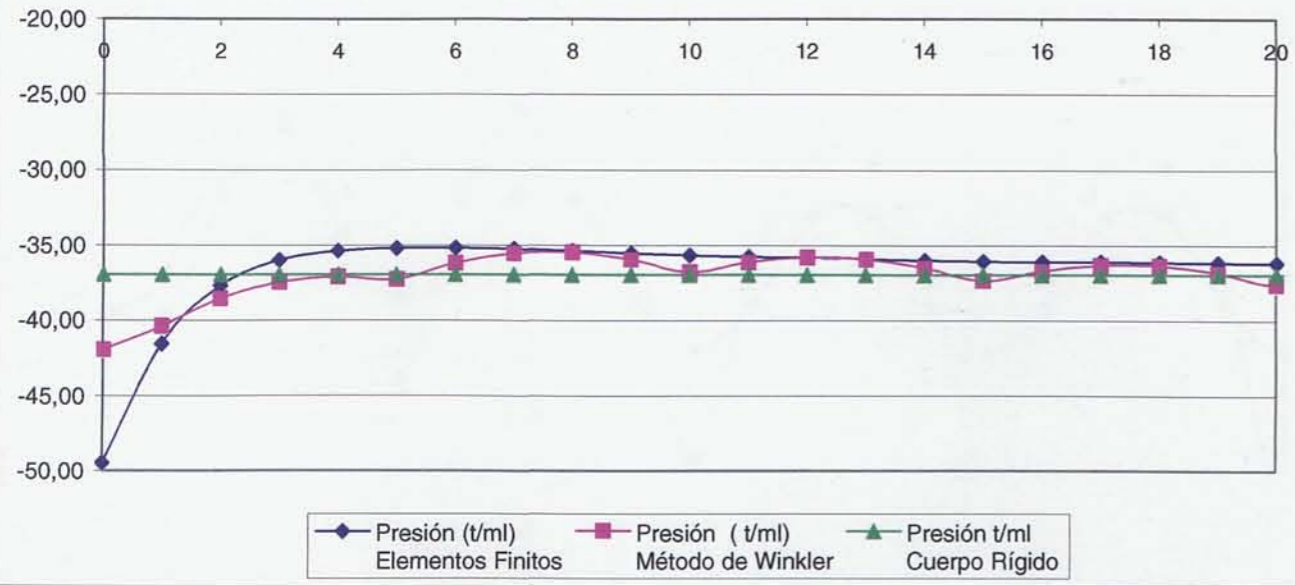




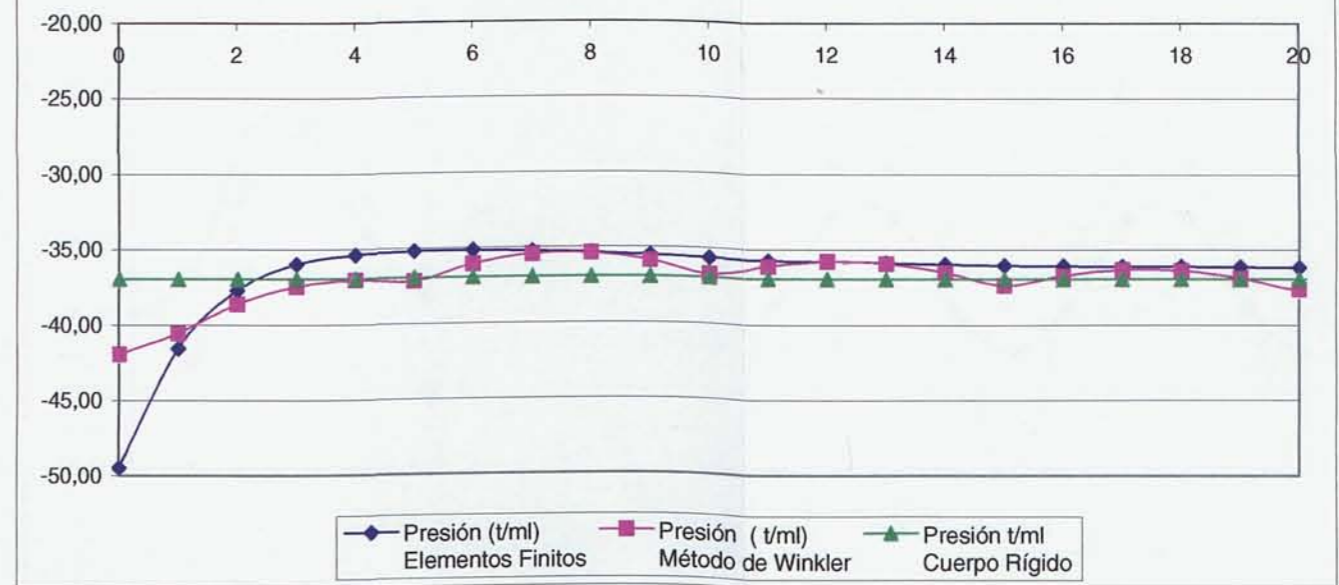
5.4.6. Comparación de la distribución de presiones del terreno resultante, en un Muro de Sótano de longitud 40 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.



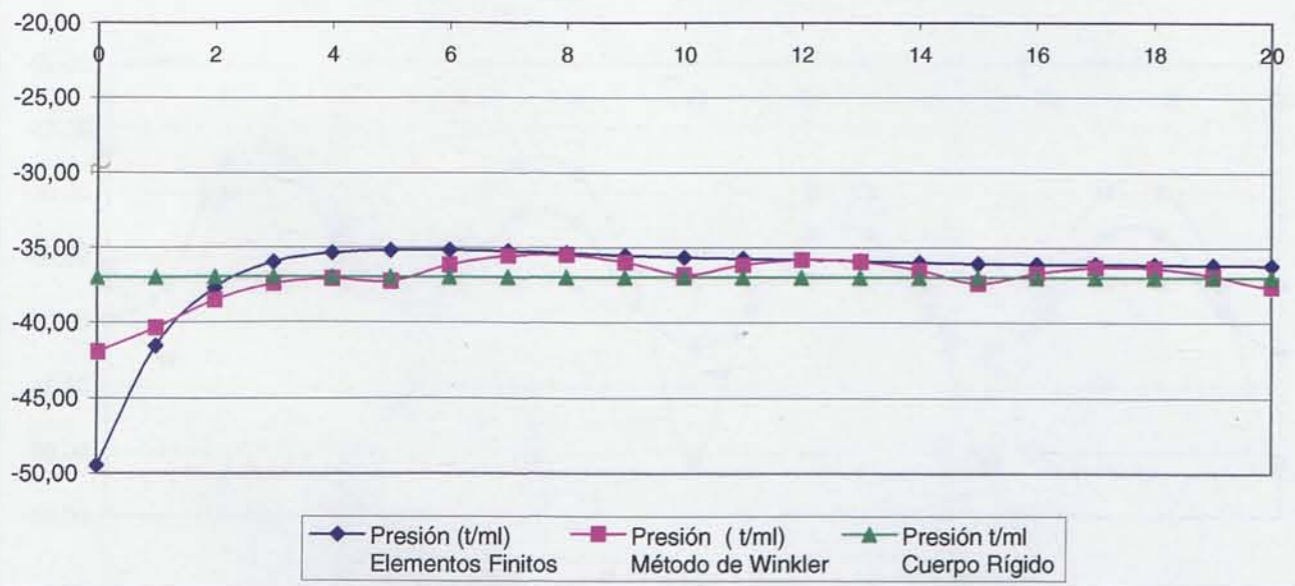
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 1



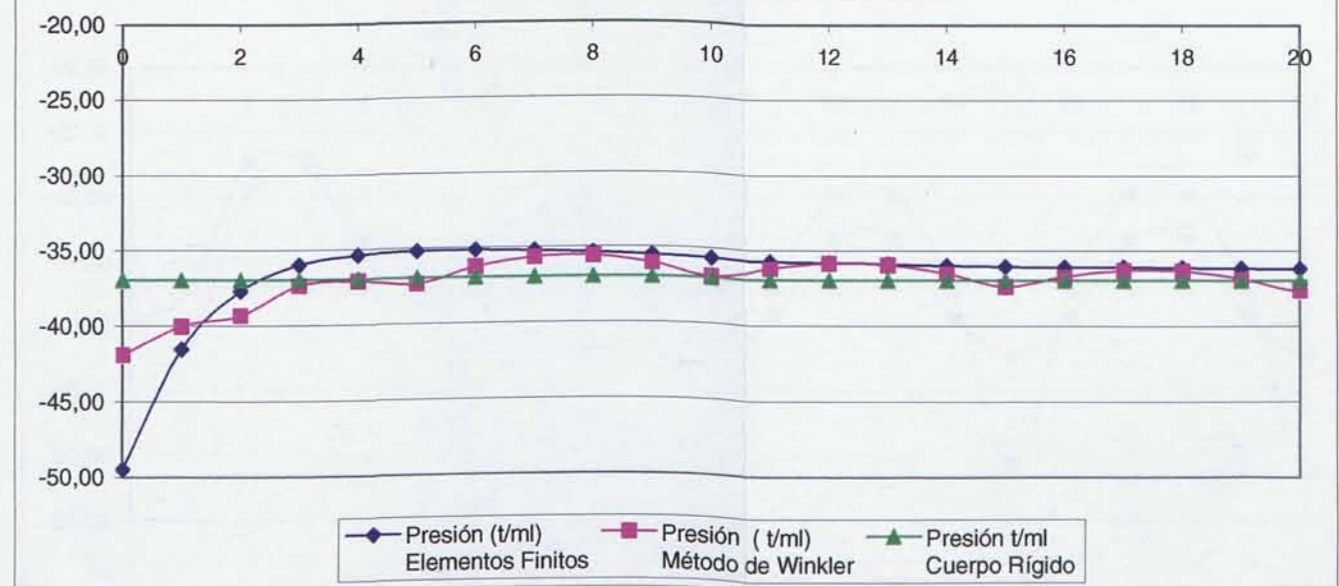
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 3

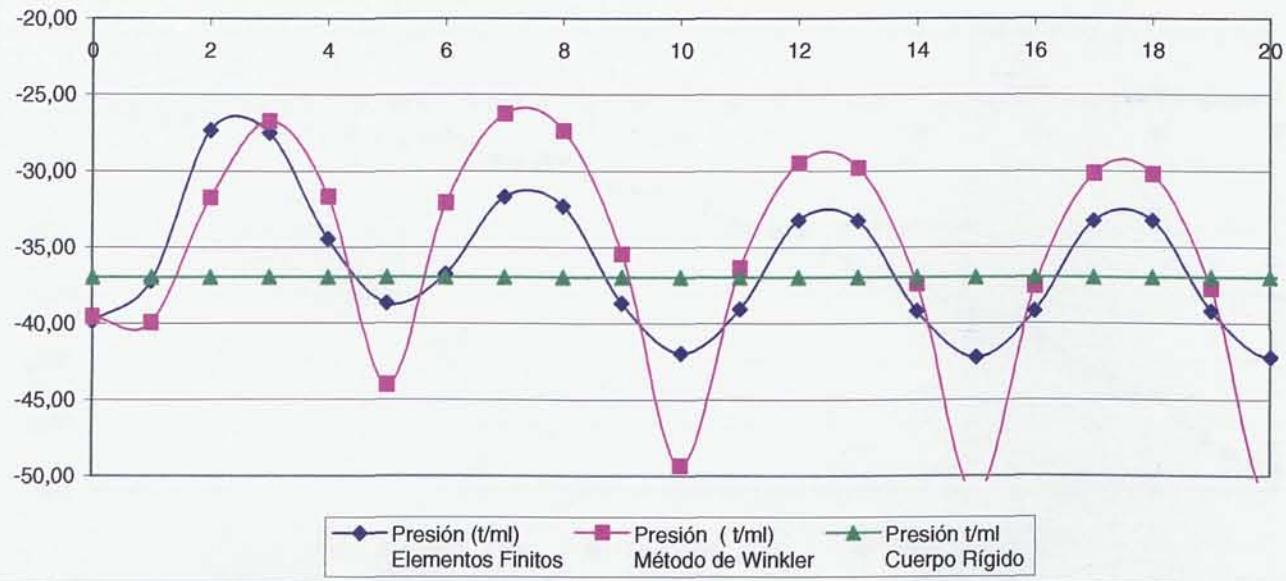


Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 4

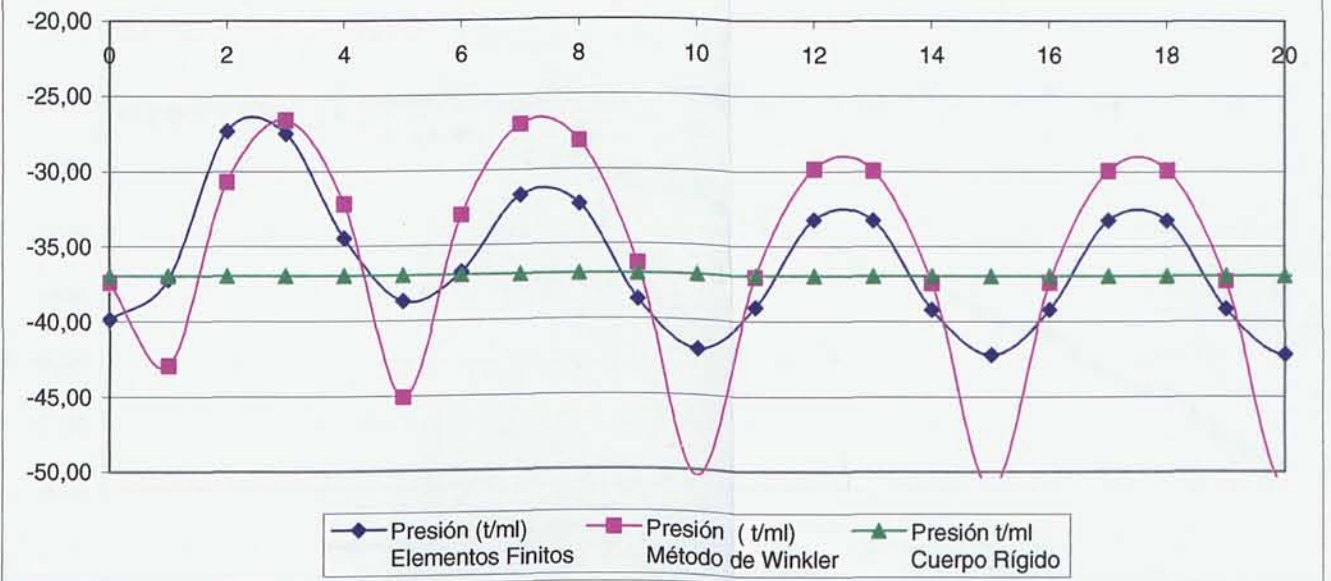




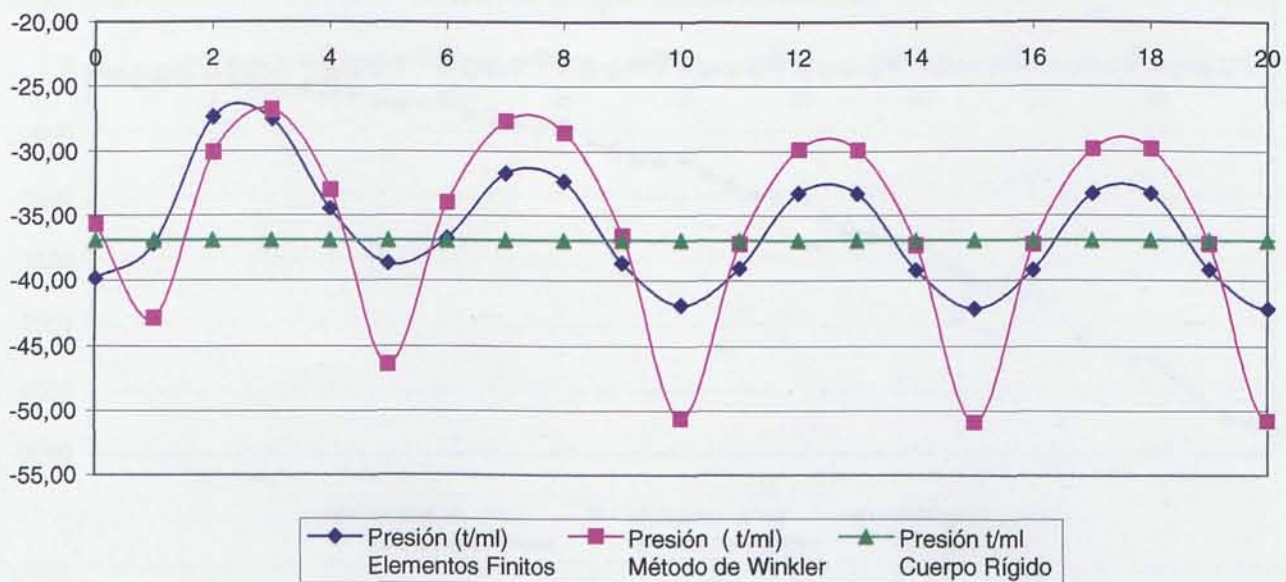
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 1



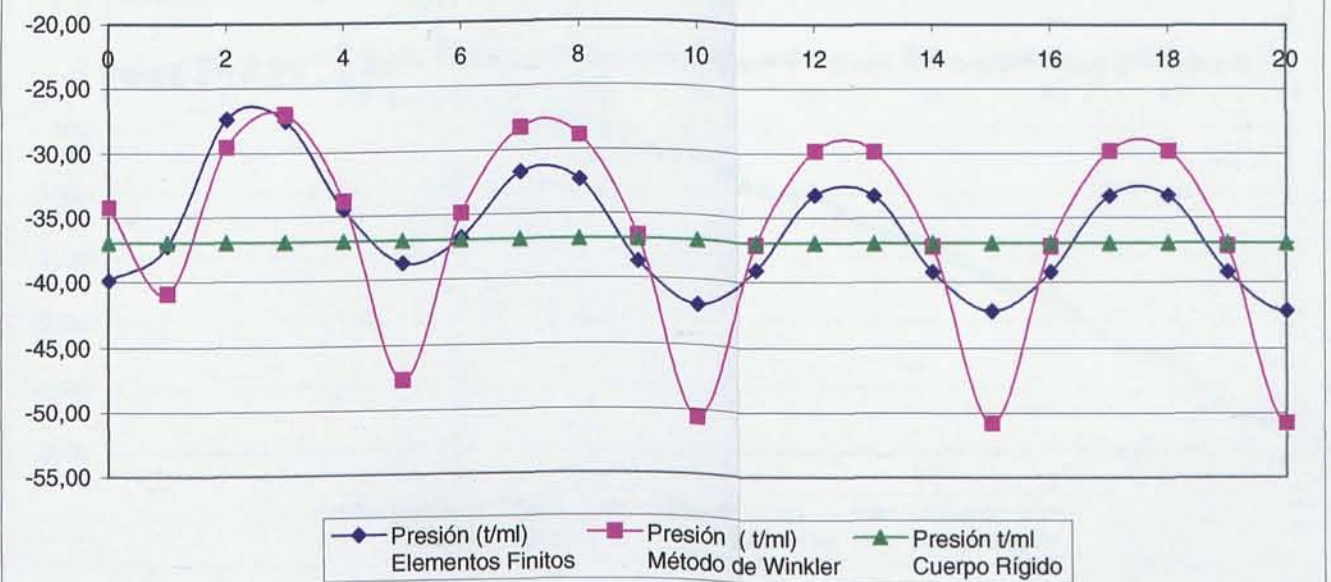
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 3

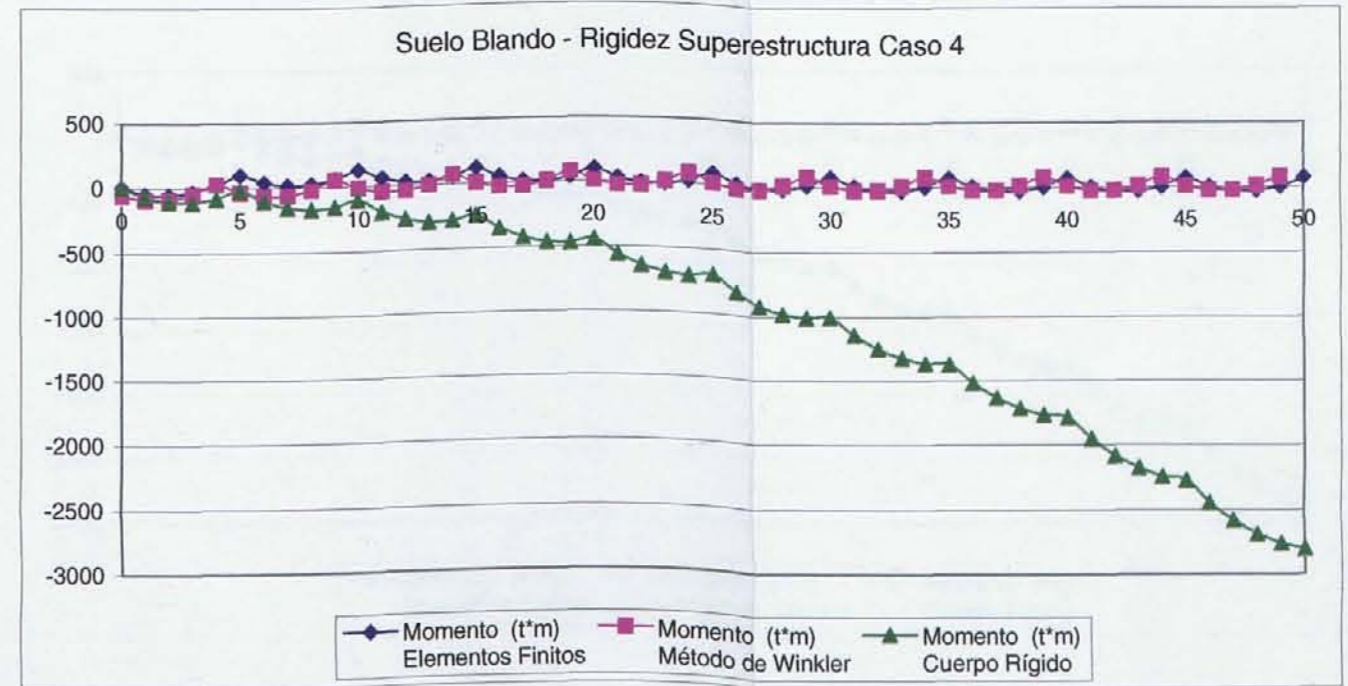
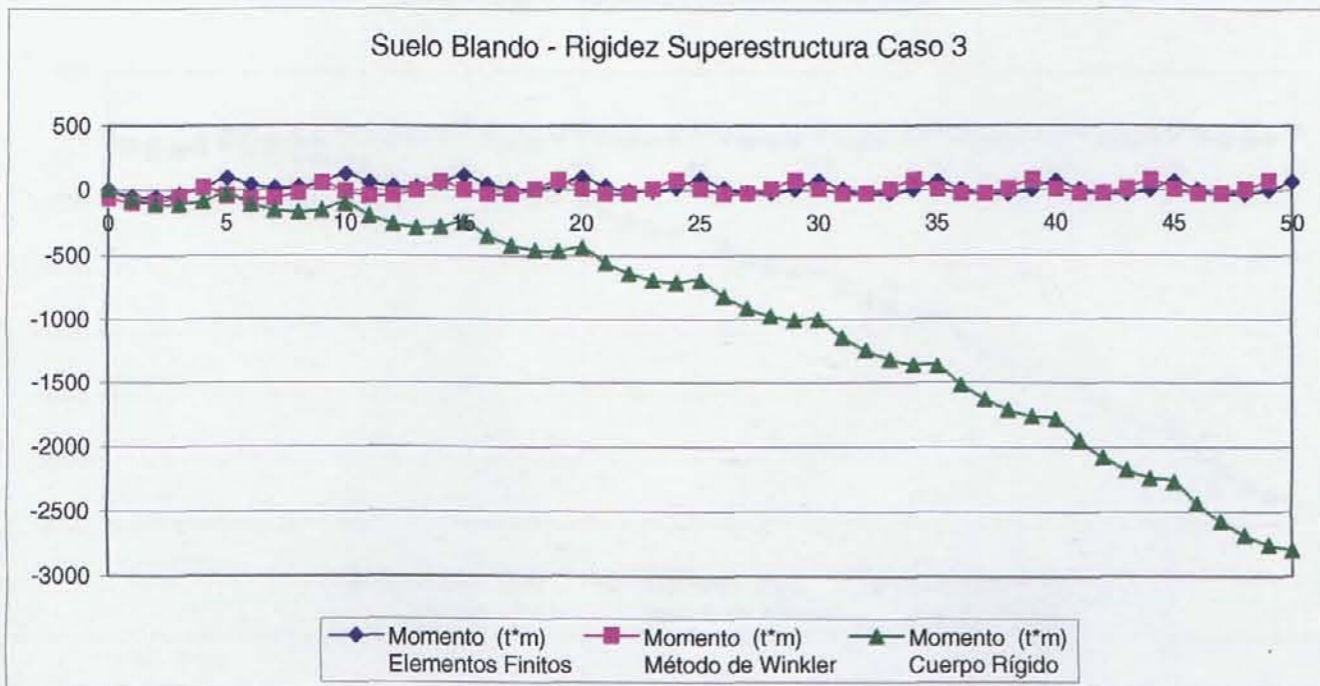
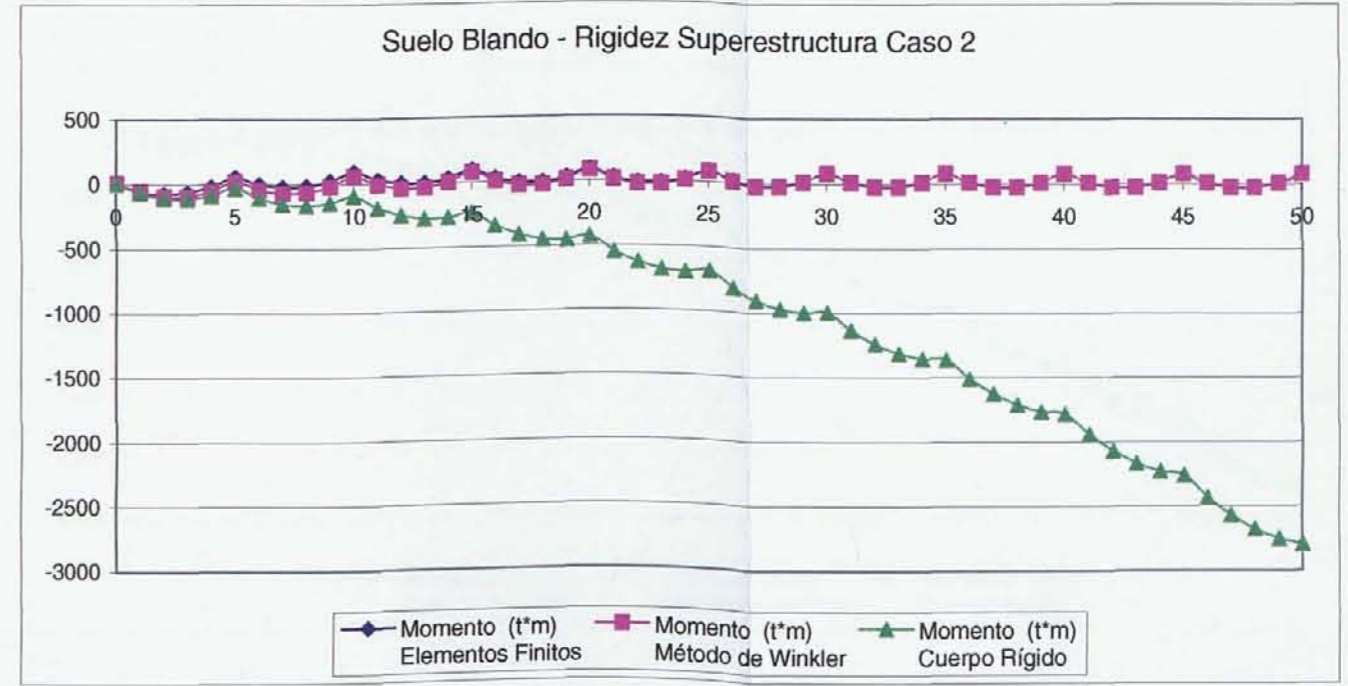
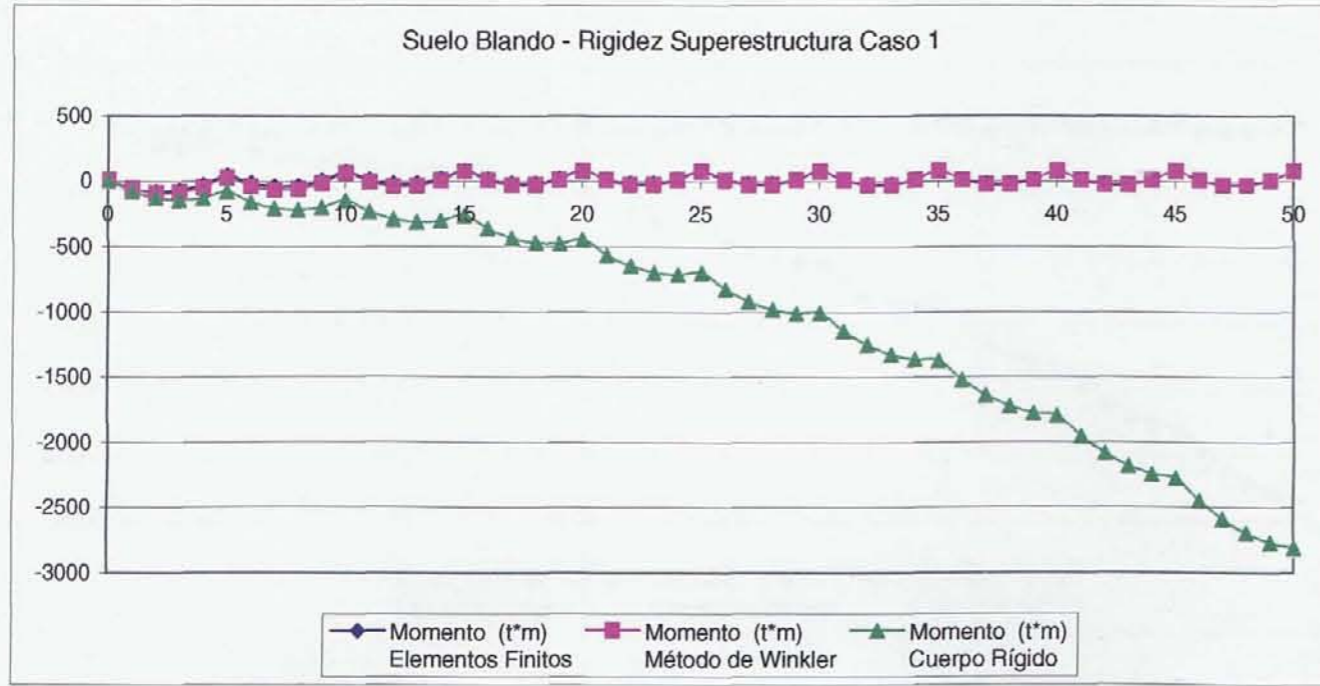


Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 4



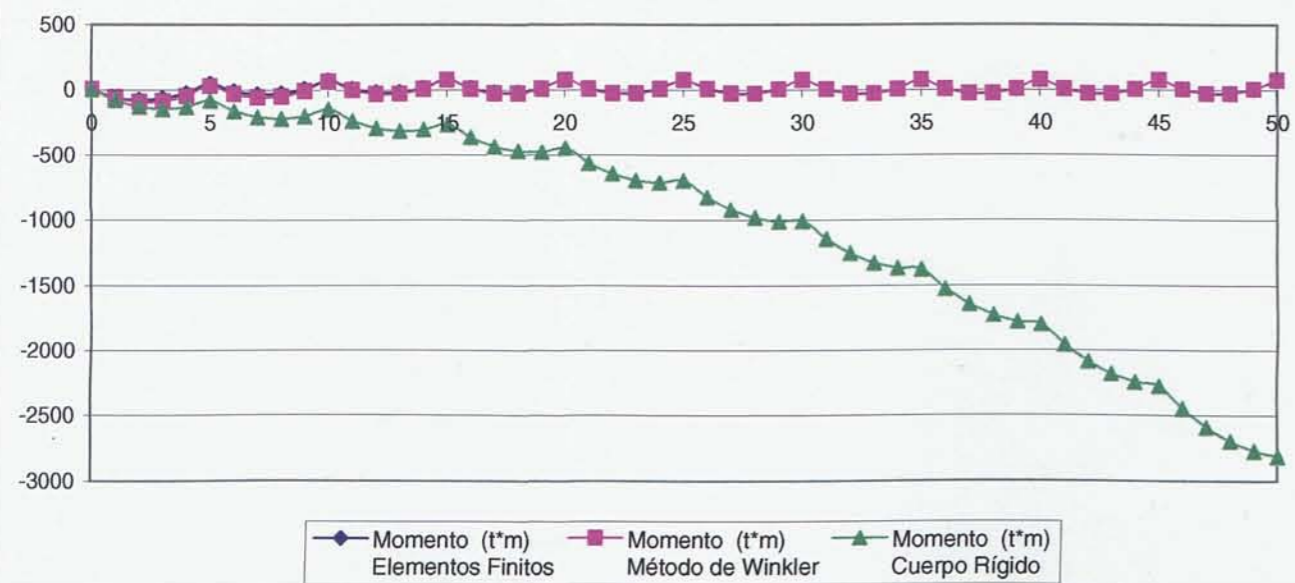


**5.4.7. Comparación de los momentos flectores resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.**

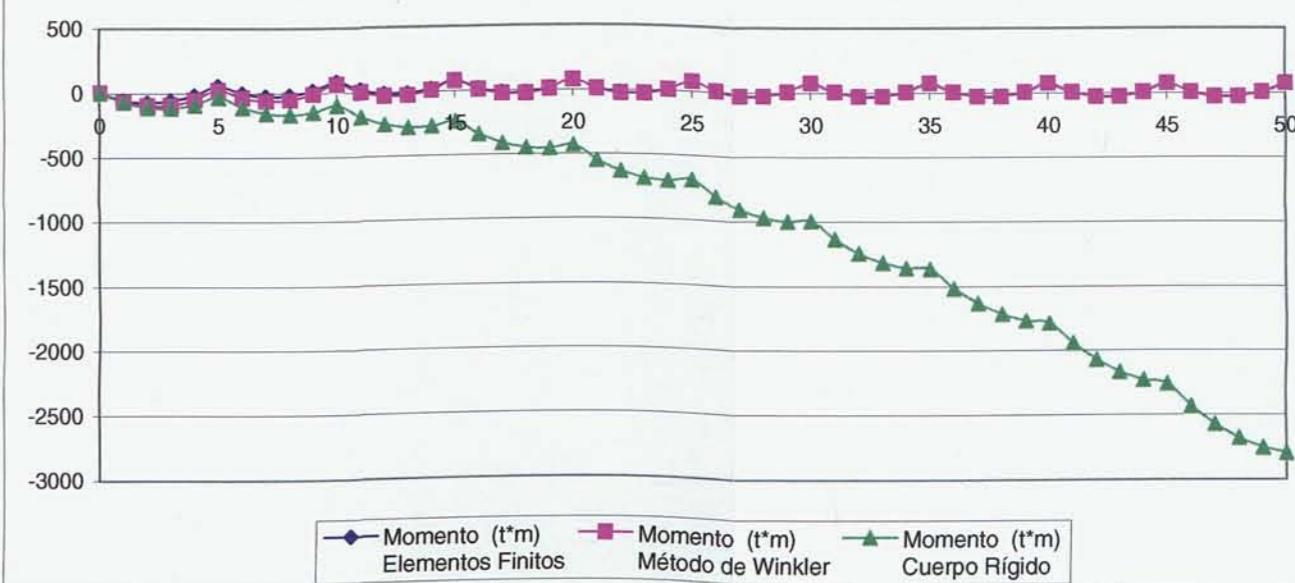




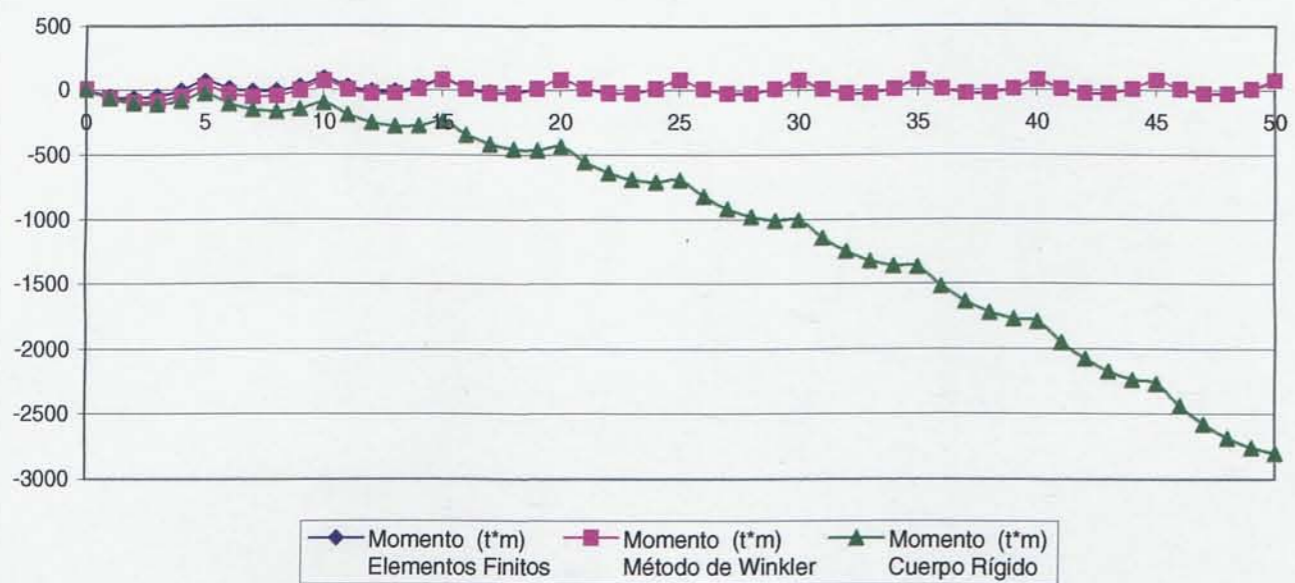
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 1



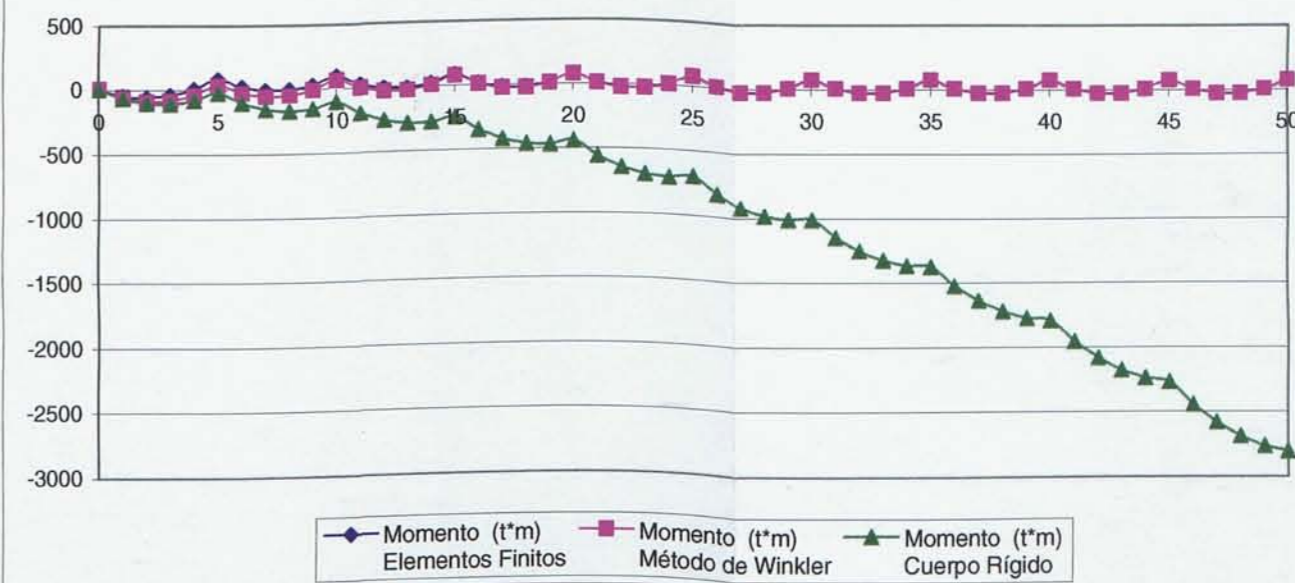
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 2

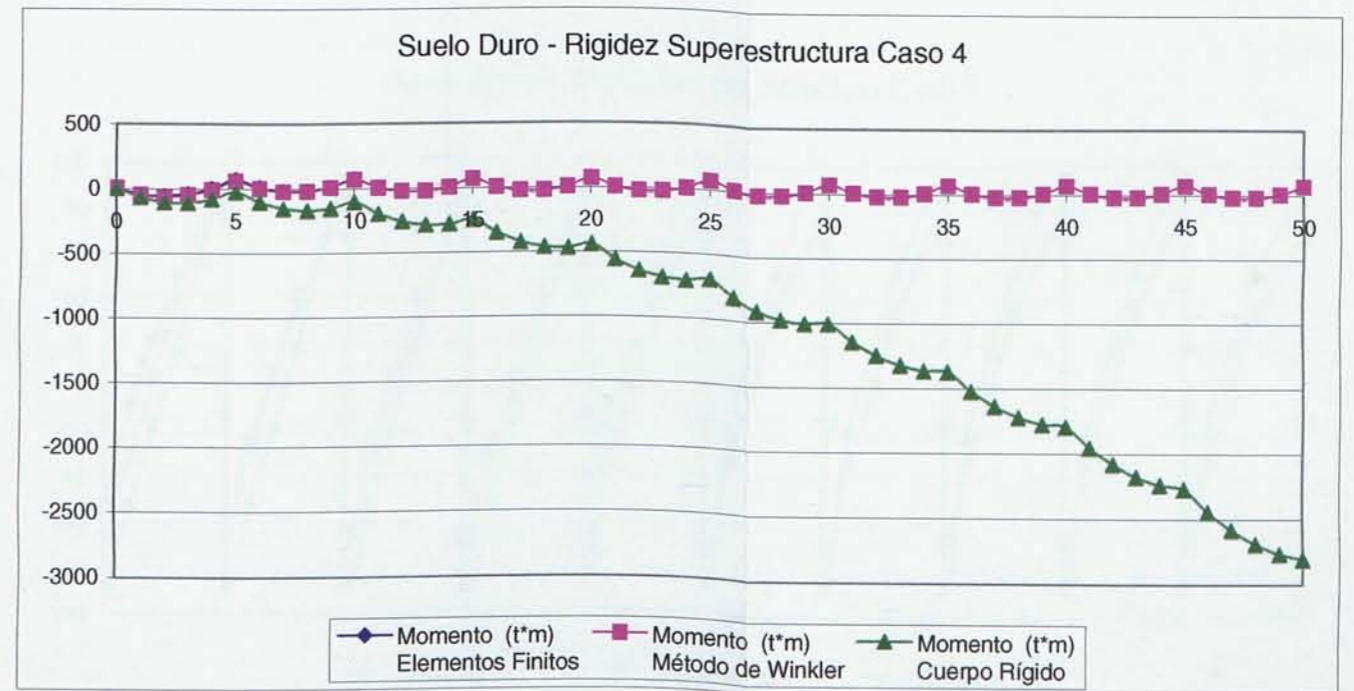
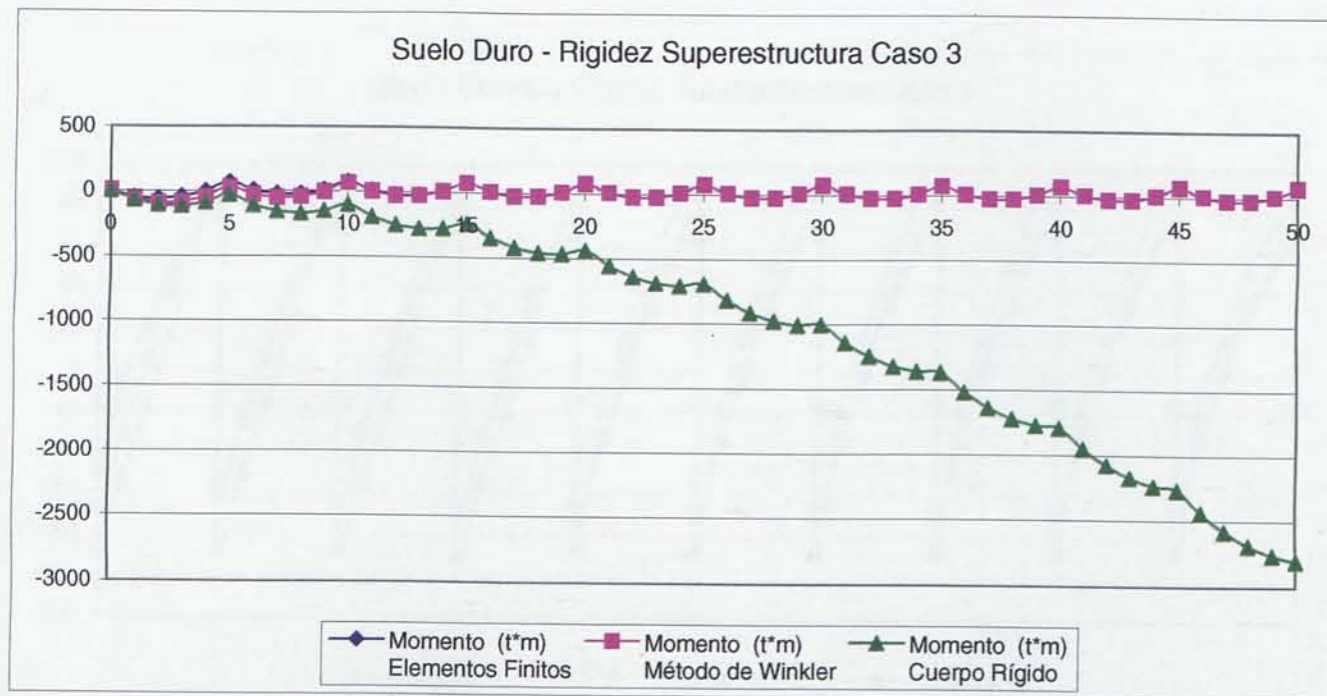
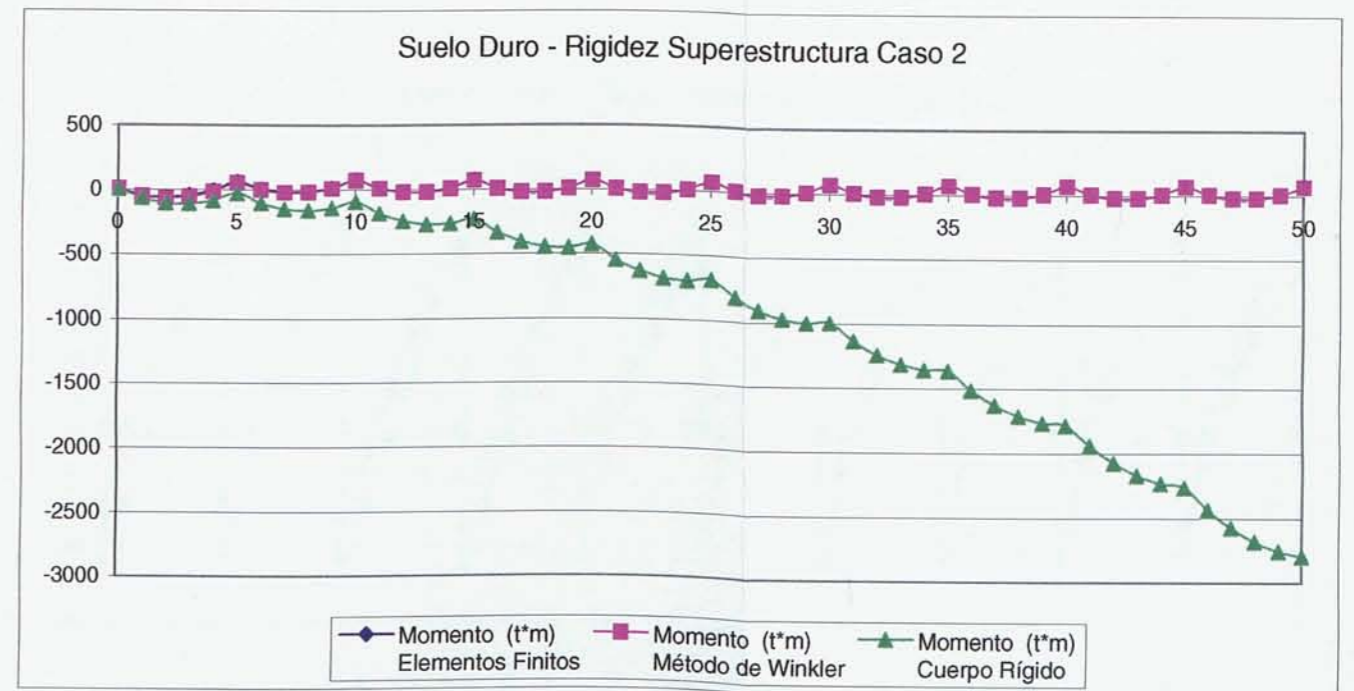
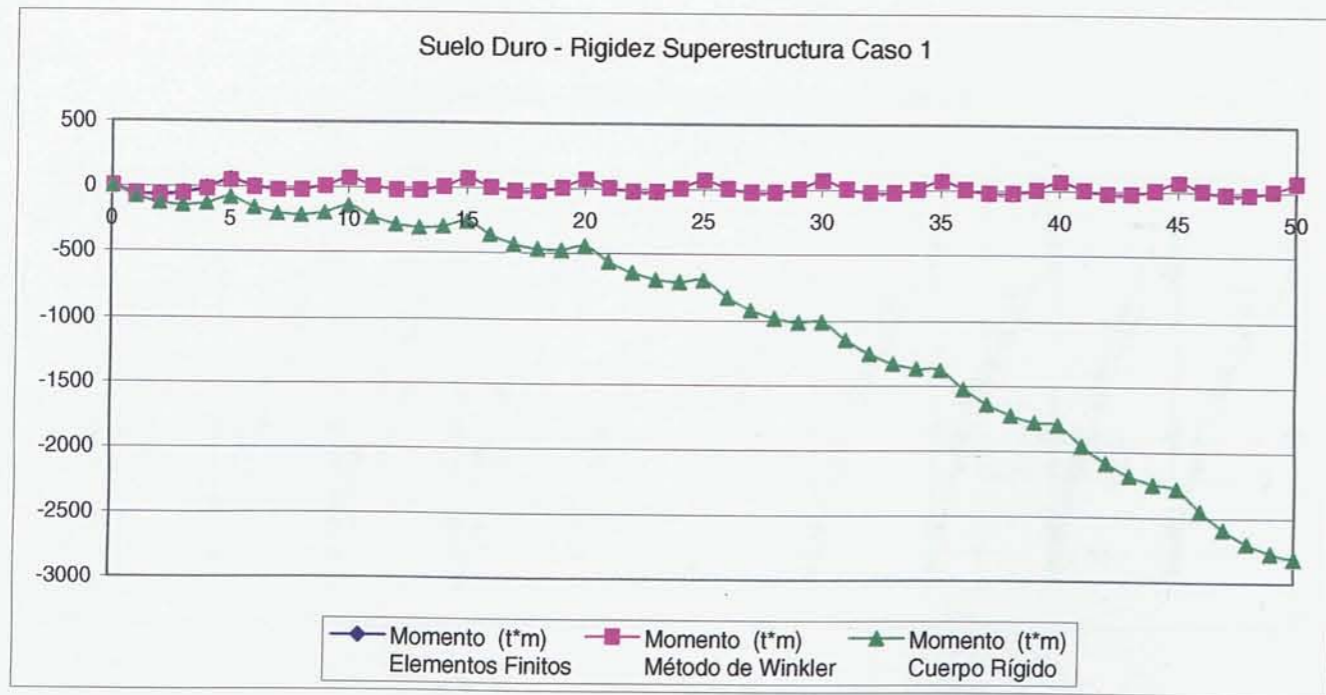


Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 3



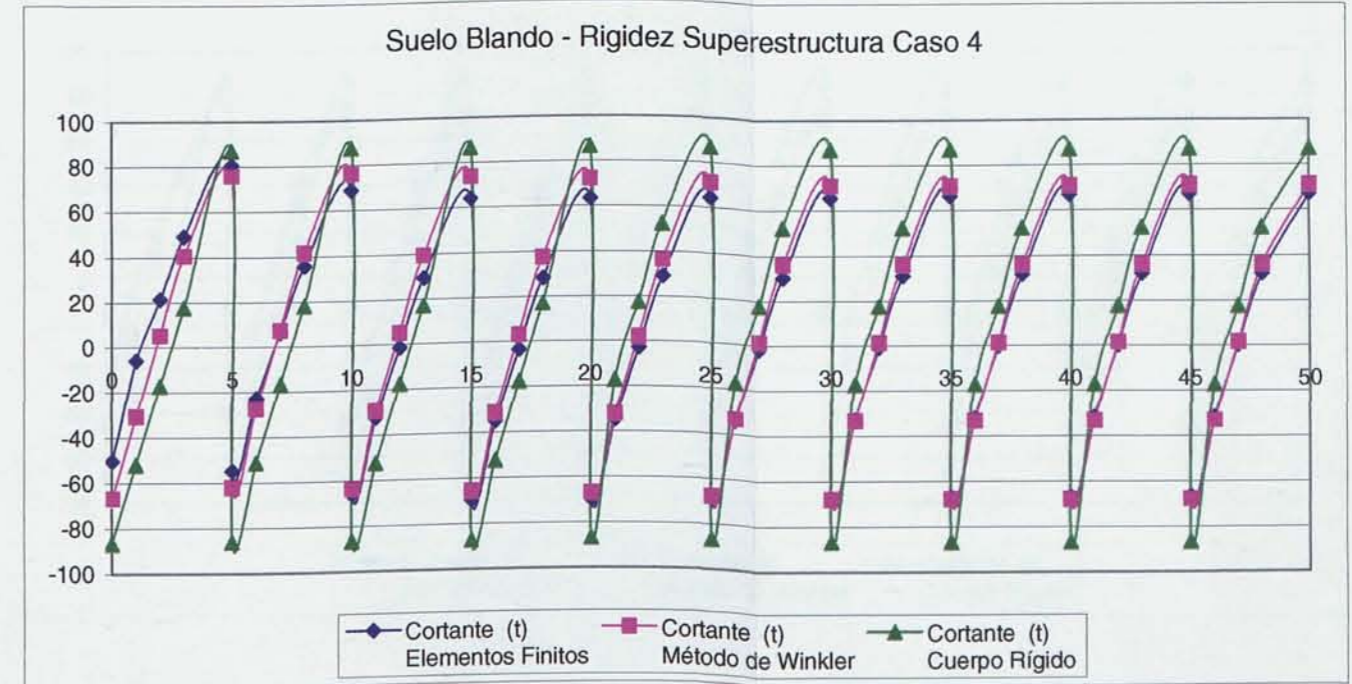
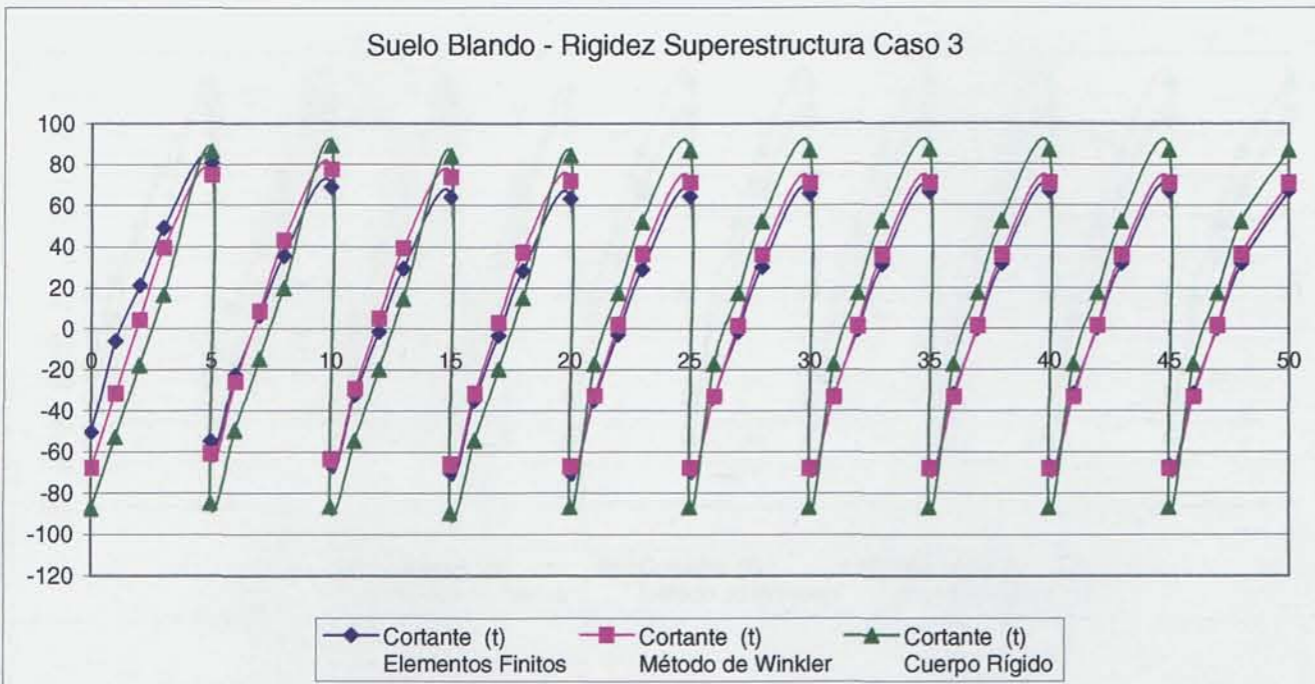
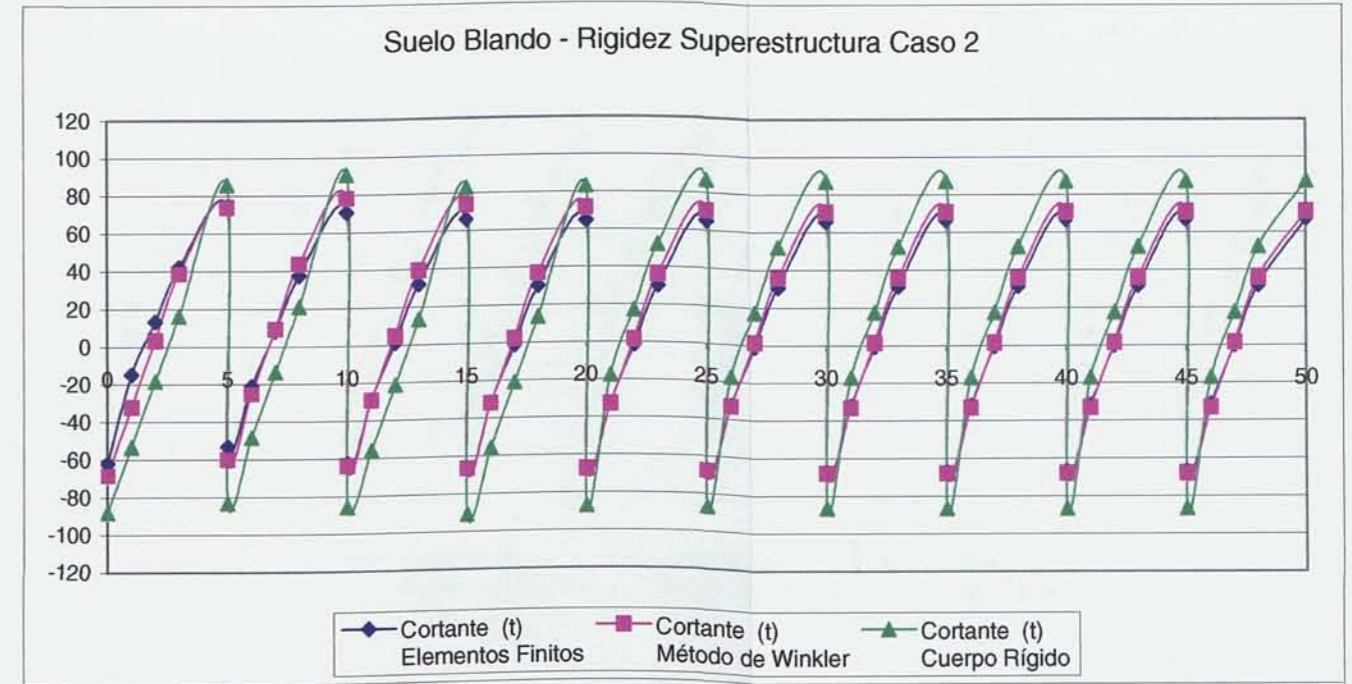
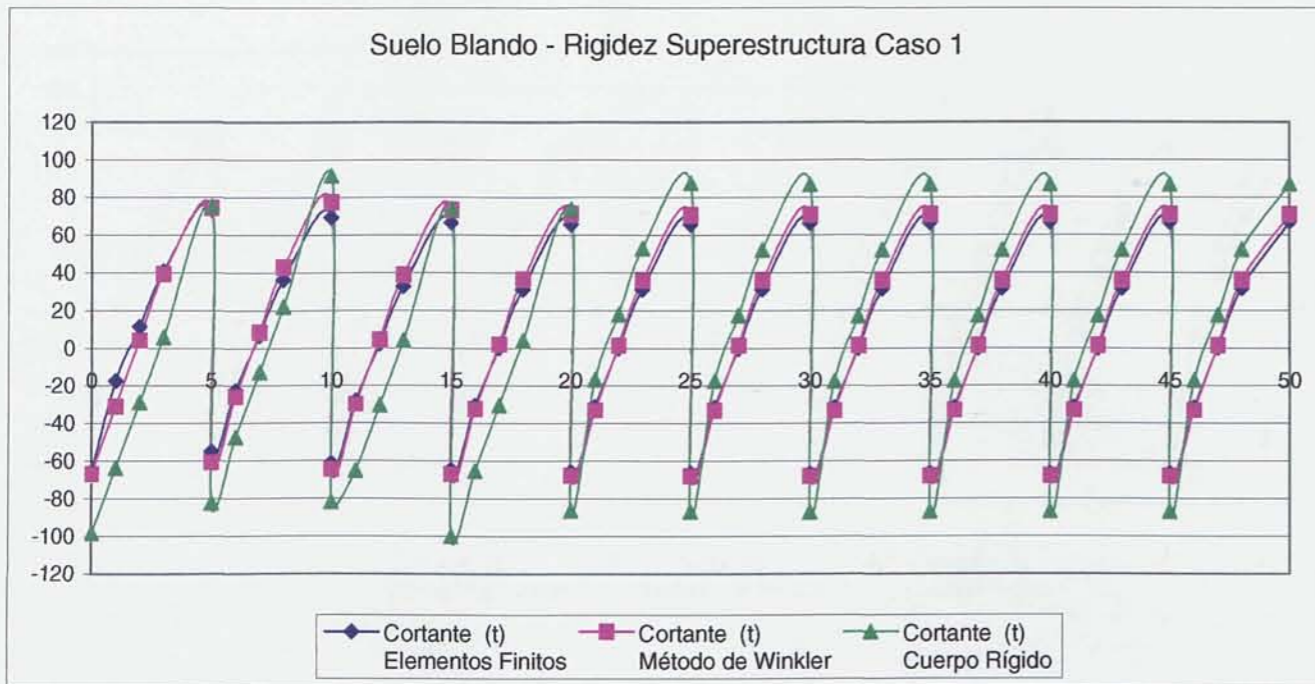
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 4





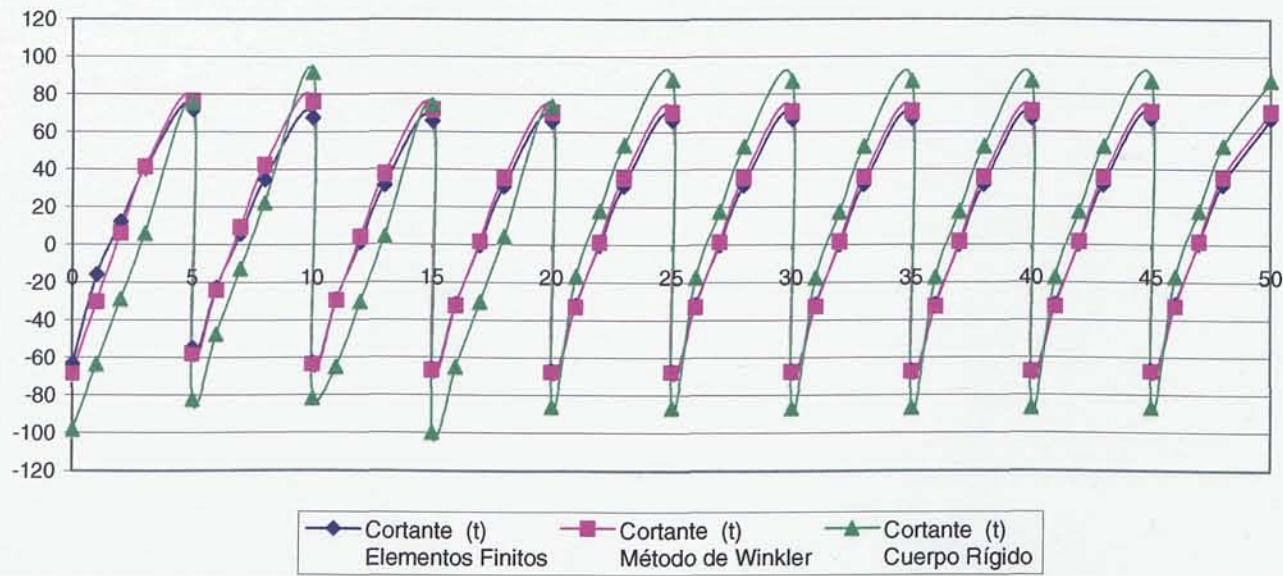


**5.4.8. Comparación de los esfuerzos cortantes resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.**

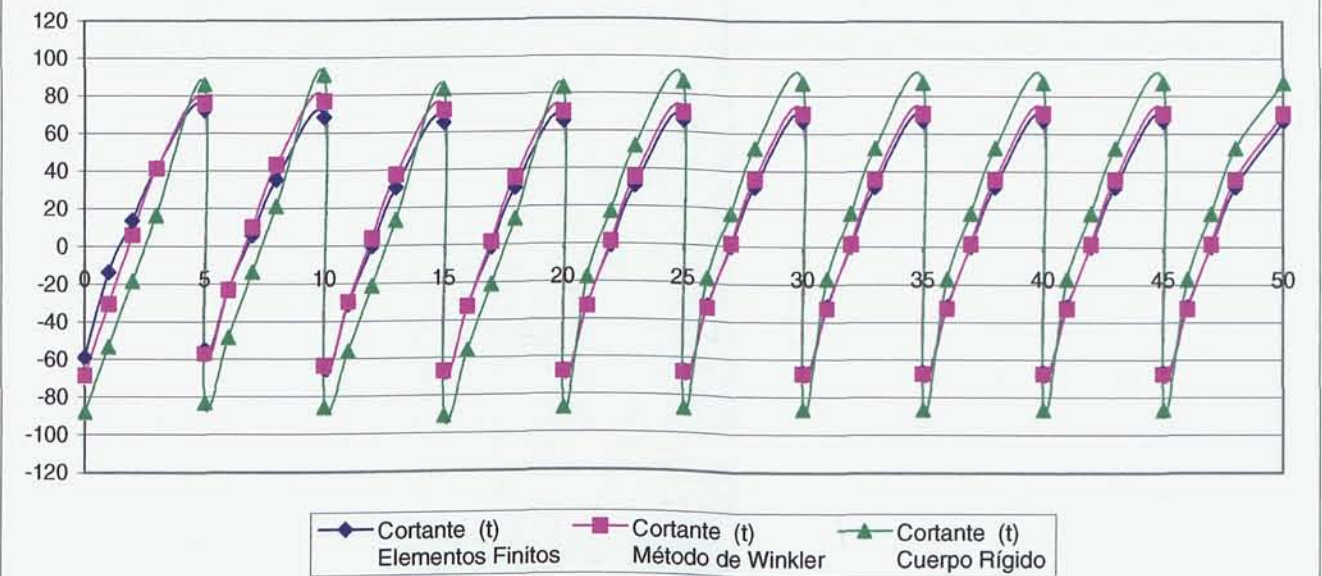




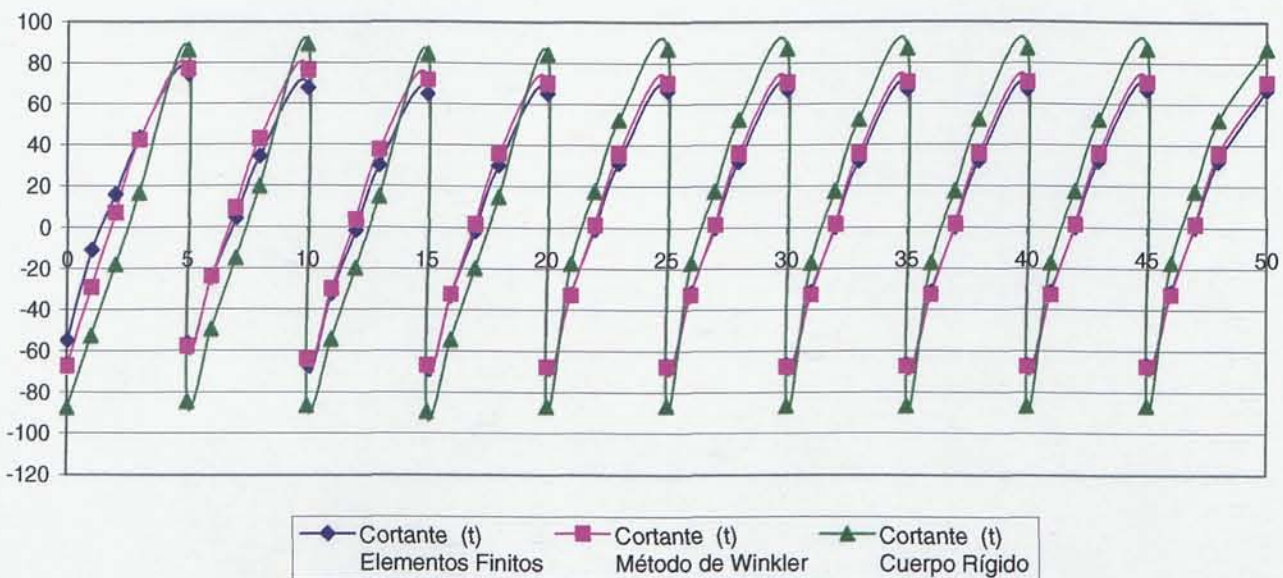
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 1



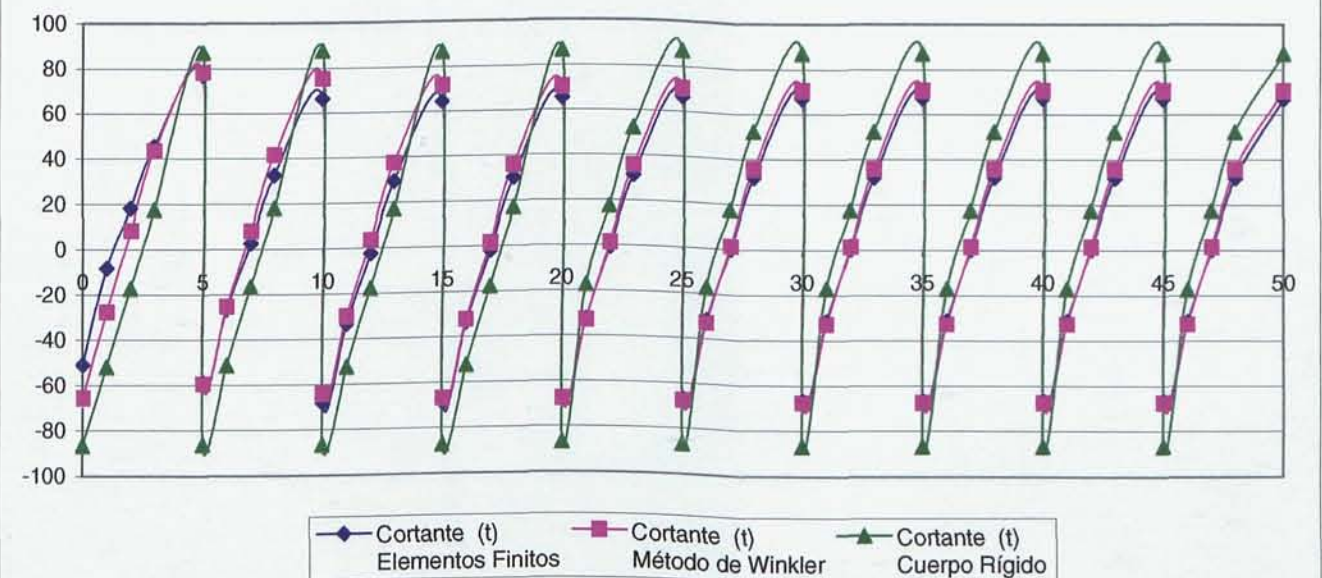
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 3

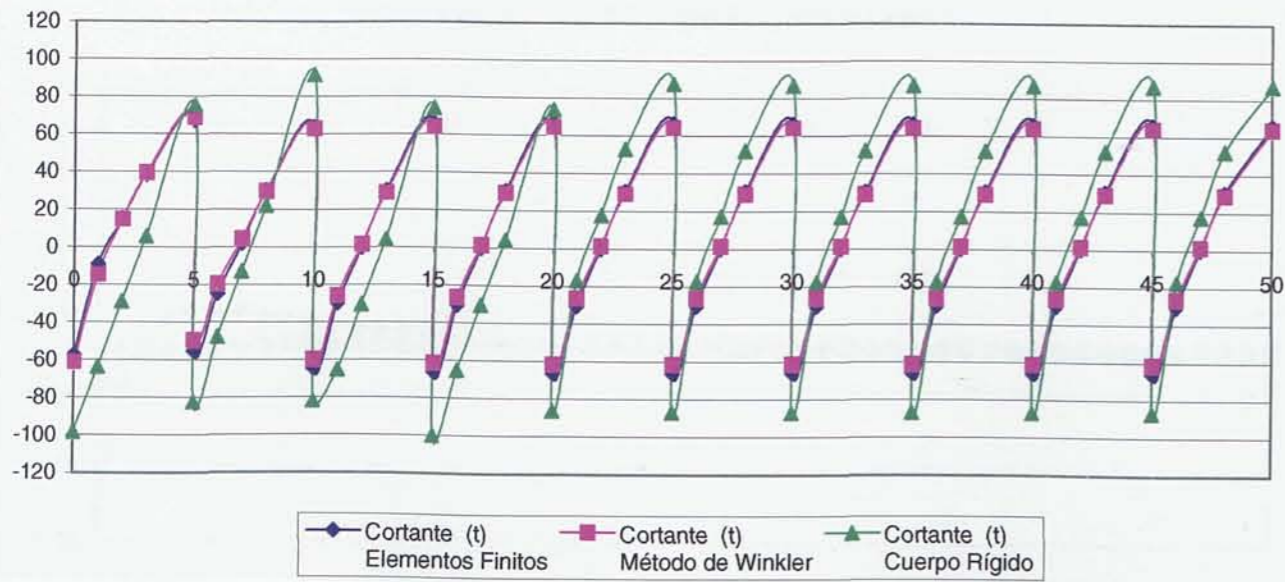


Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 4

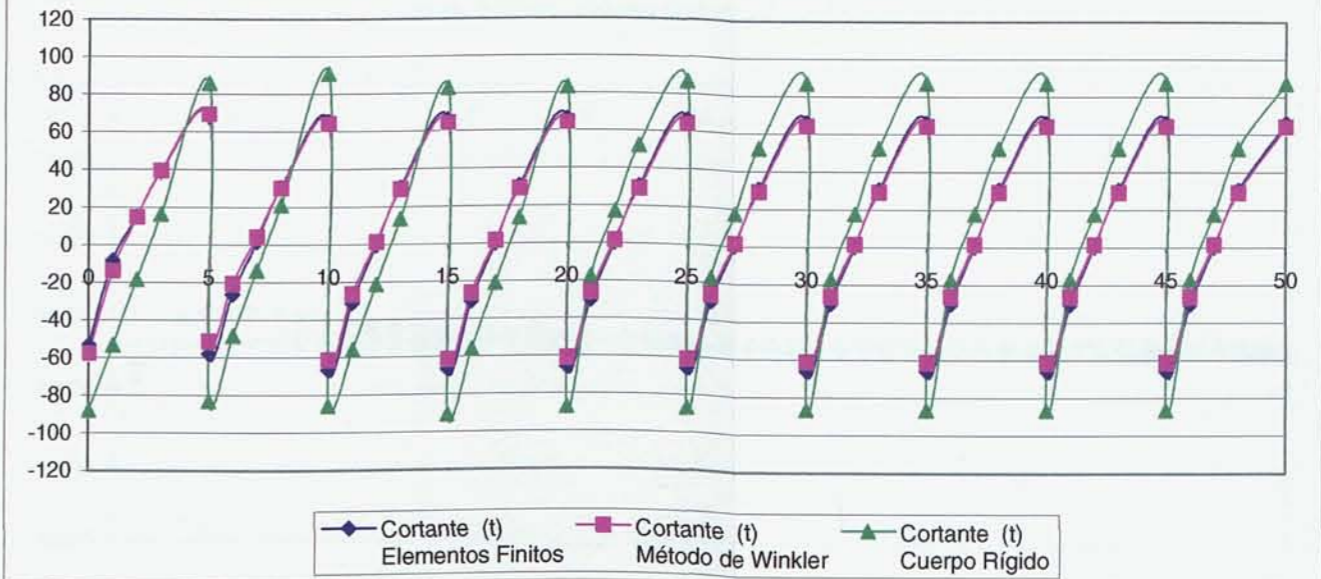




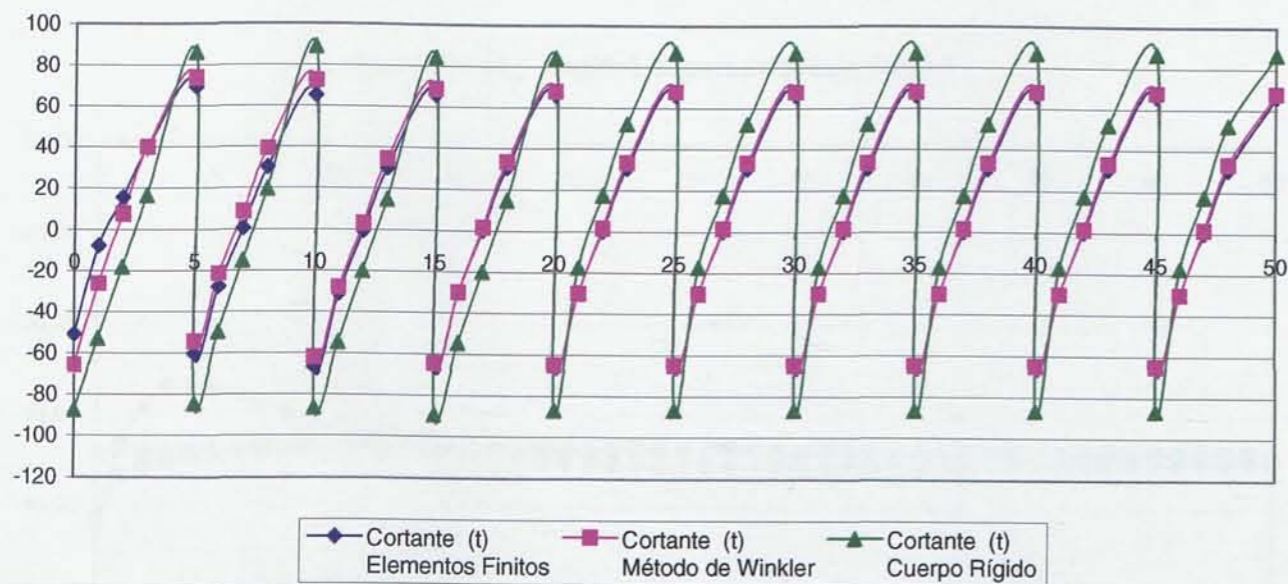
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 1



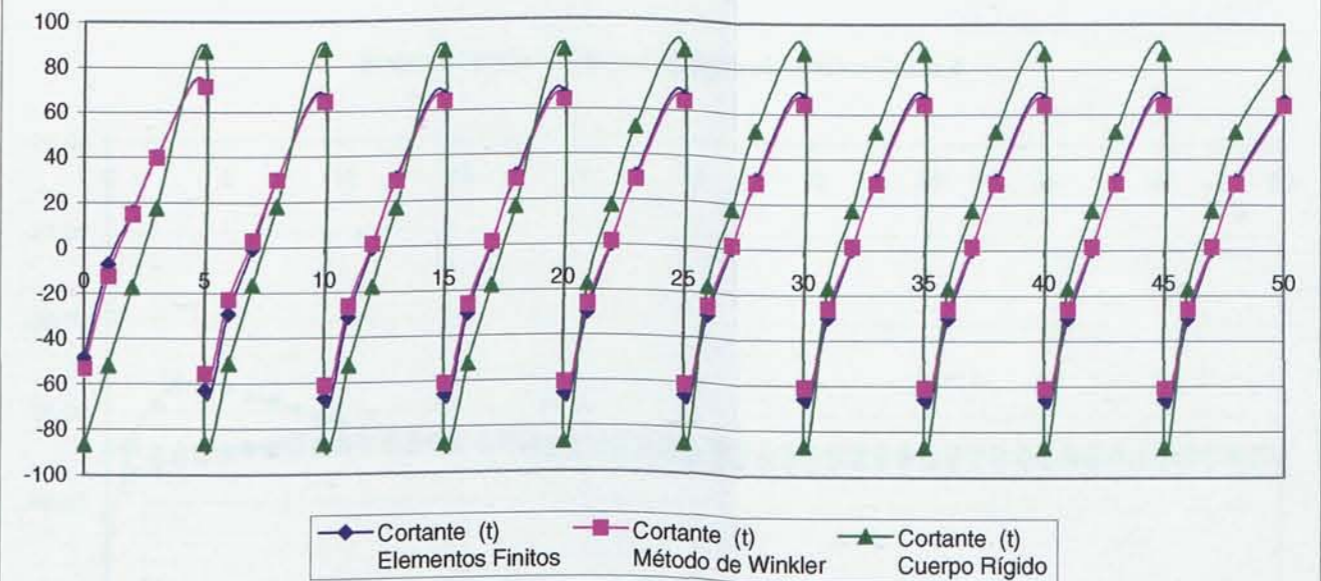
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 3

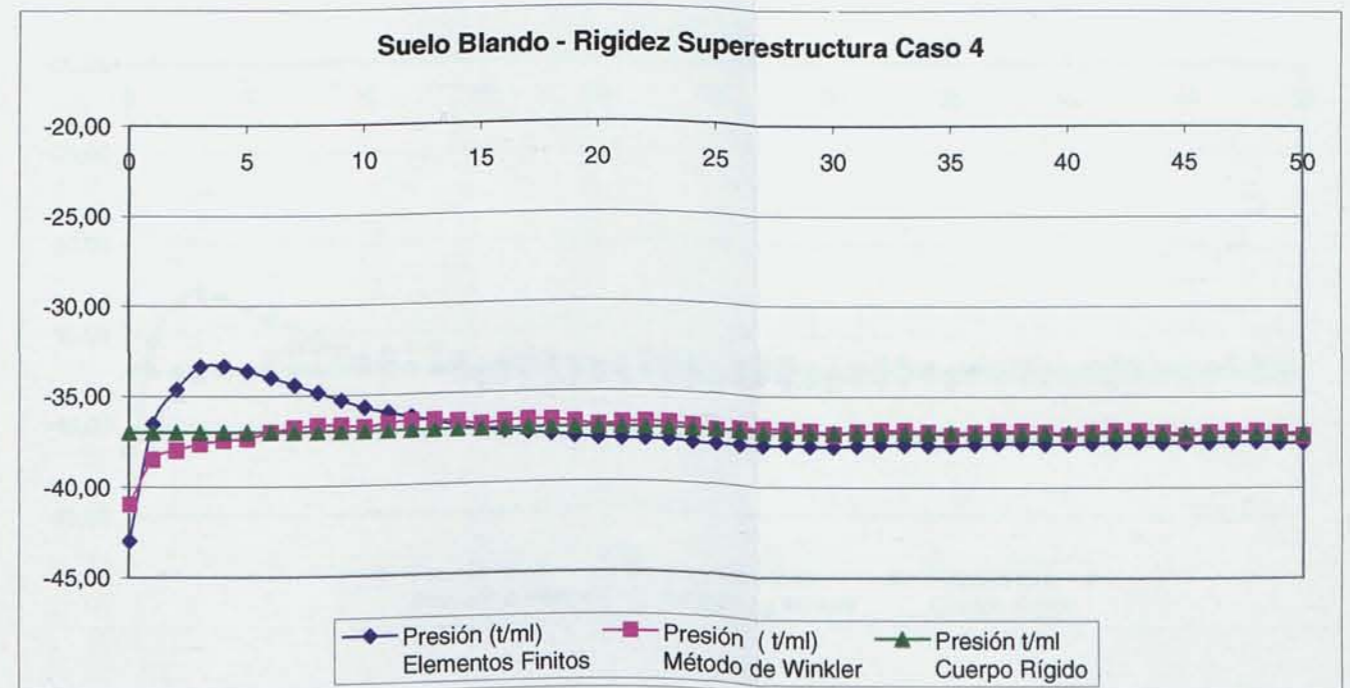
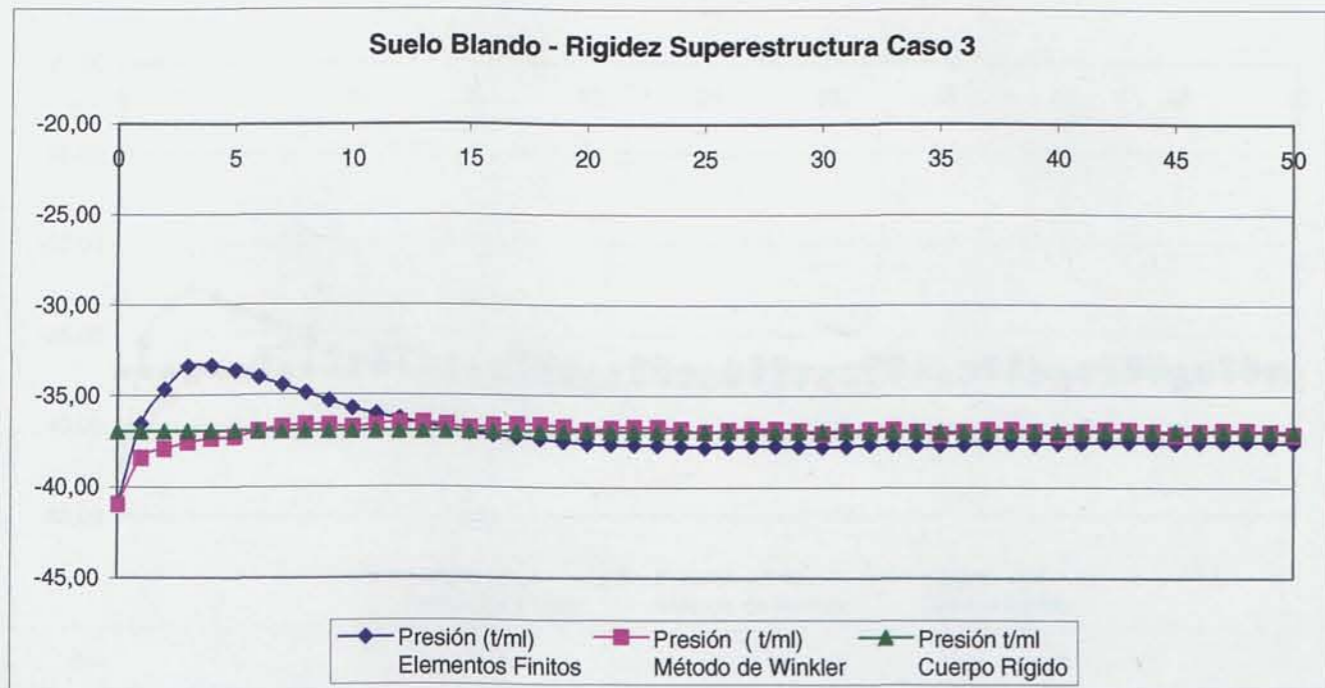
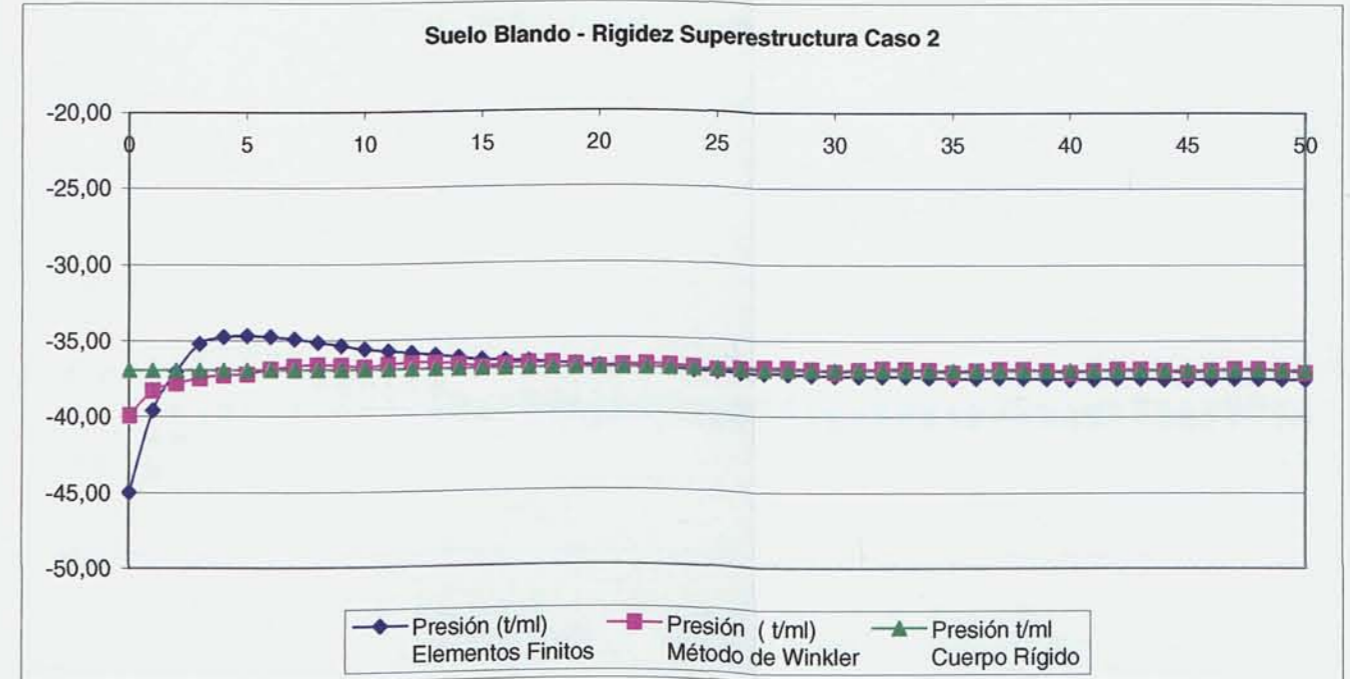
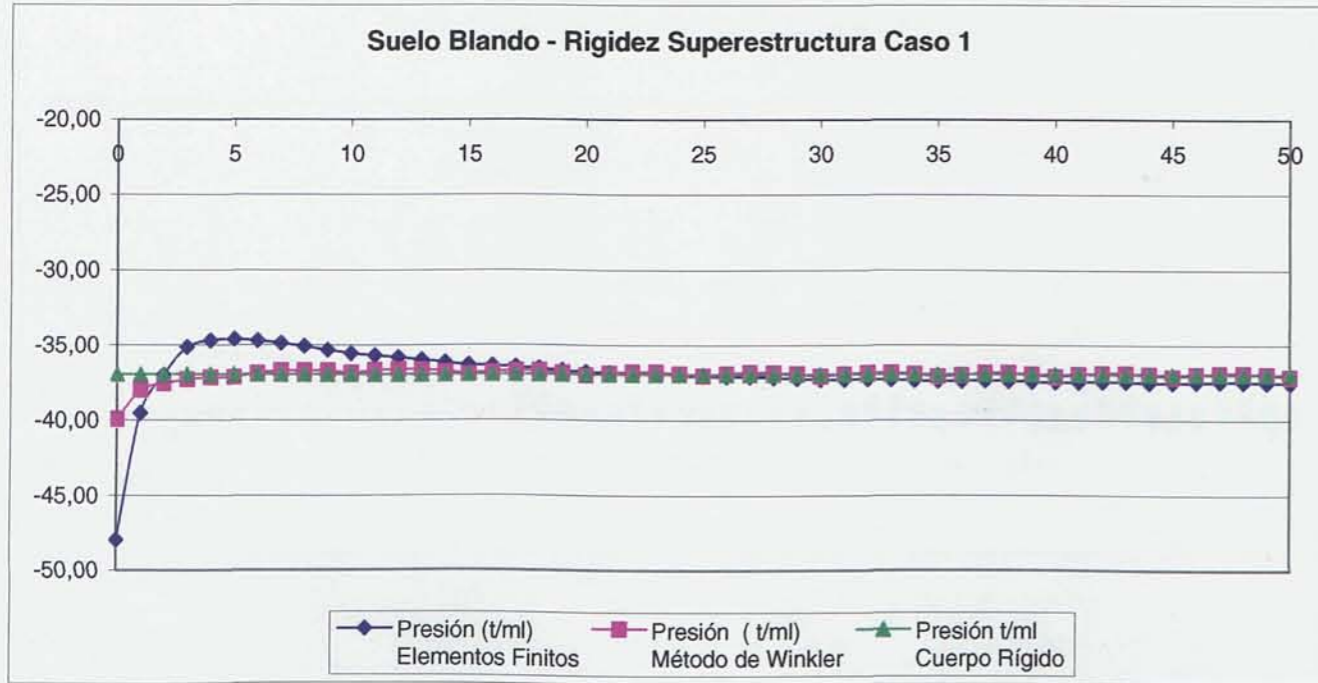


Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 4

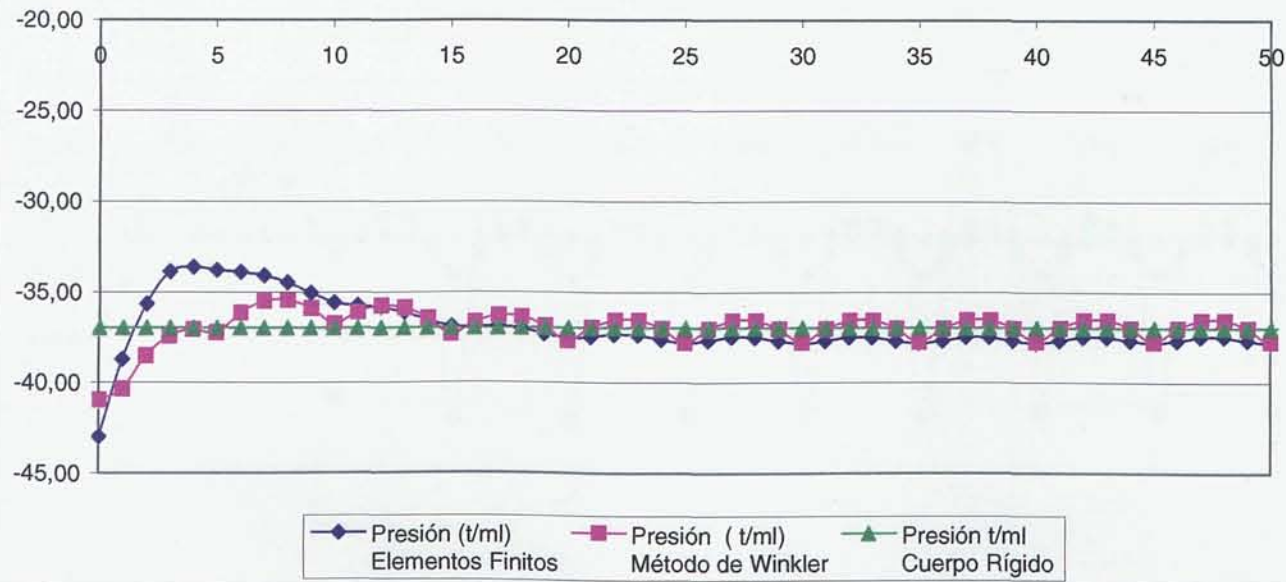




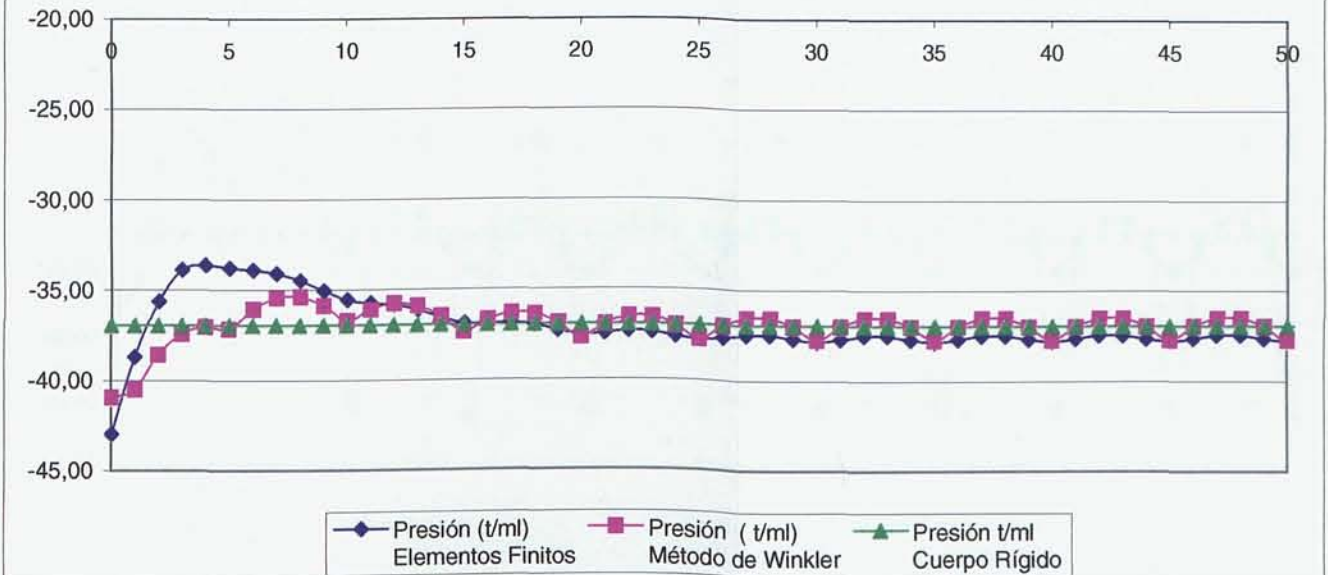
**5.4.9. Comparación de la distribución de presiones del terreno resultante, en un Muro de Sótano de longitud 100 m, en función de los métodos de cálculo y la variación de rigideces en la superestructura y el terreno.**



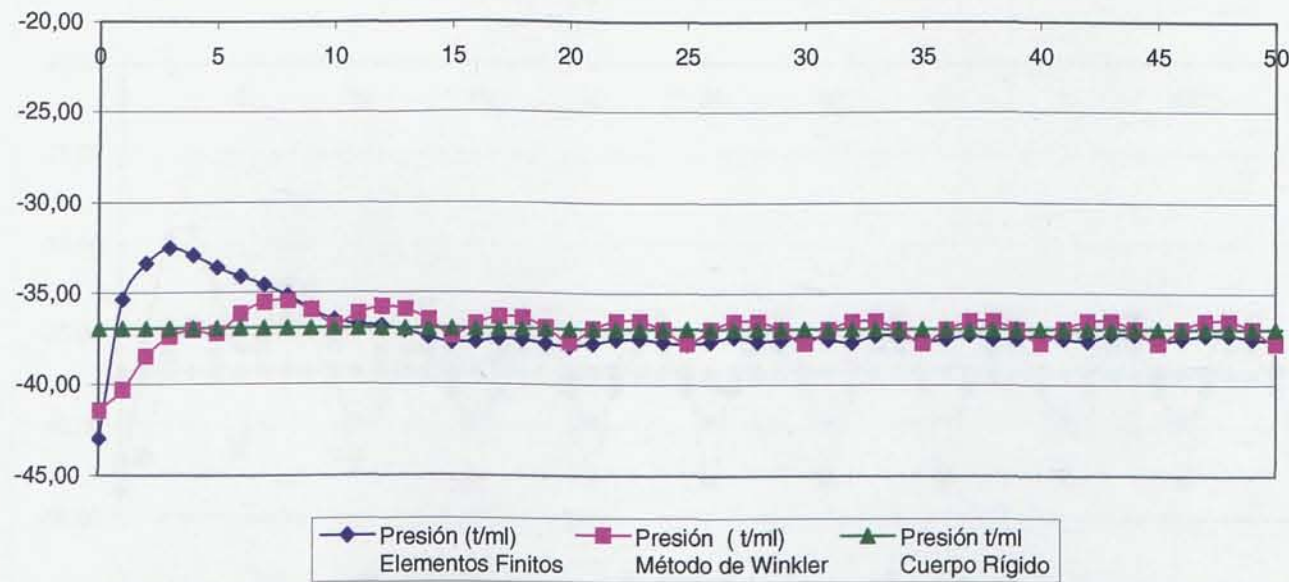
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 1



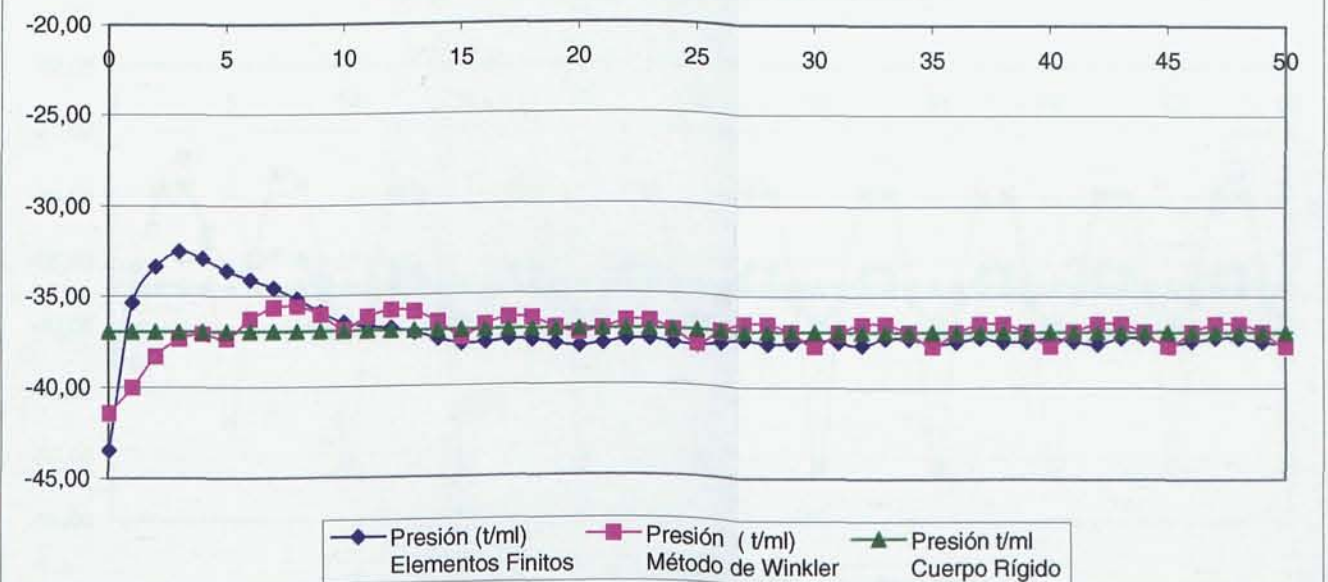
Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 3

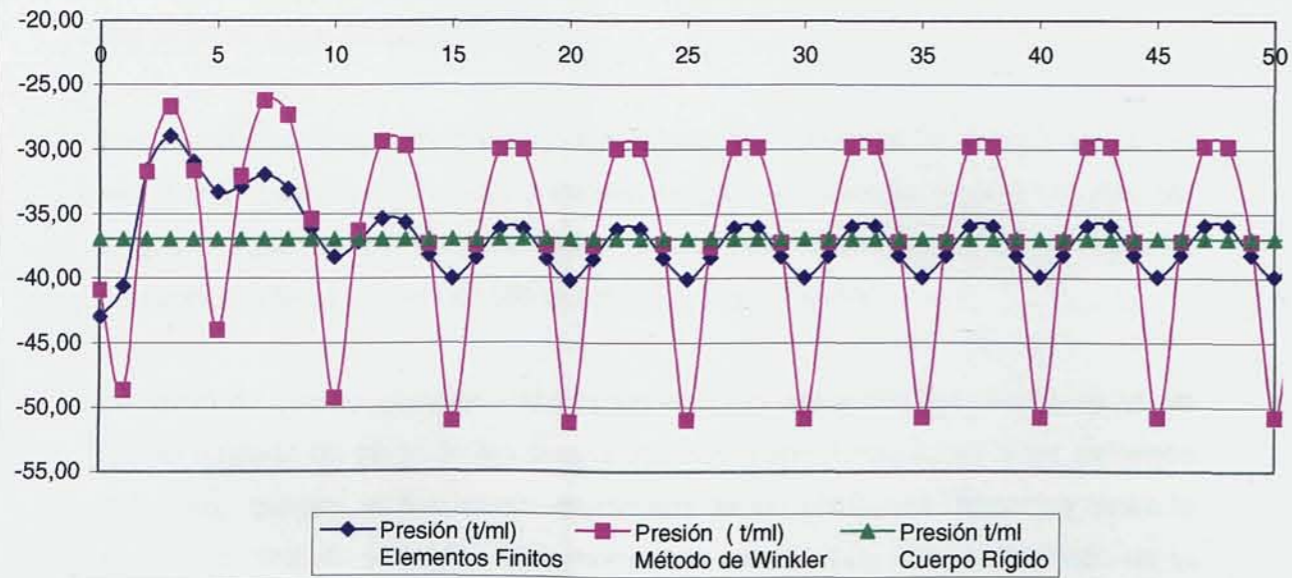


Suelo Medio - Rigidez Superestructura Caso 4

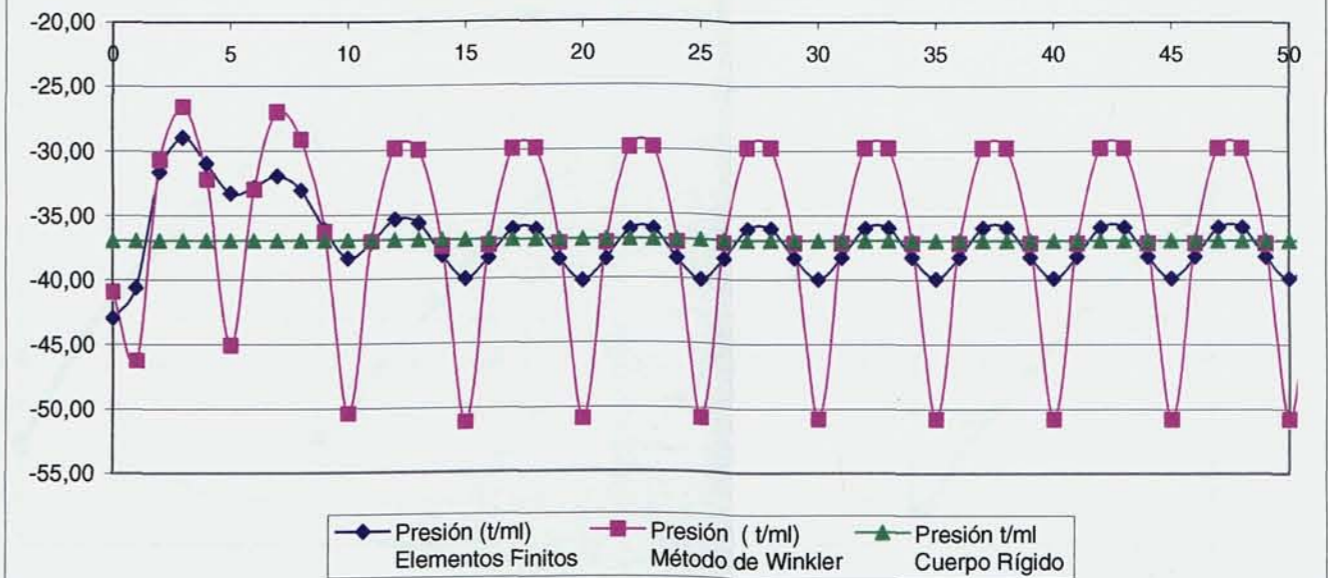




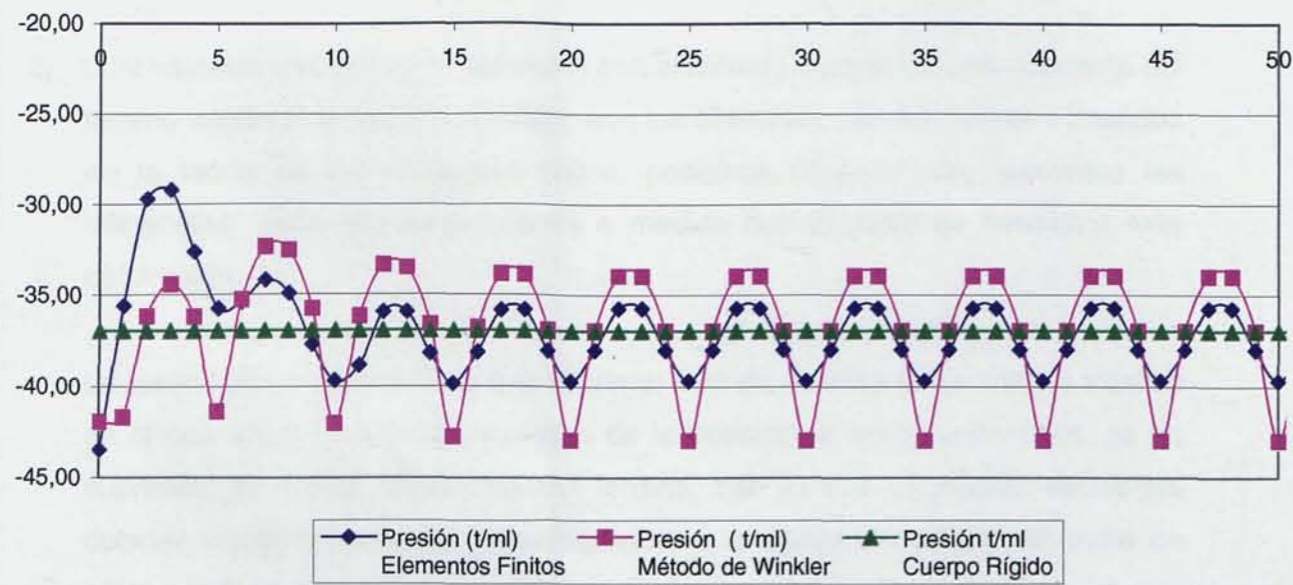
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 1



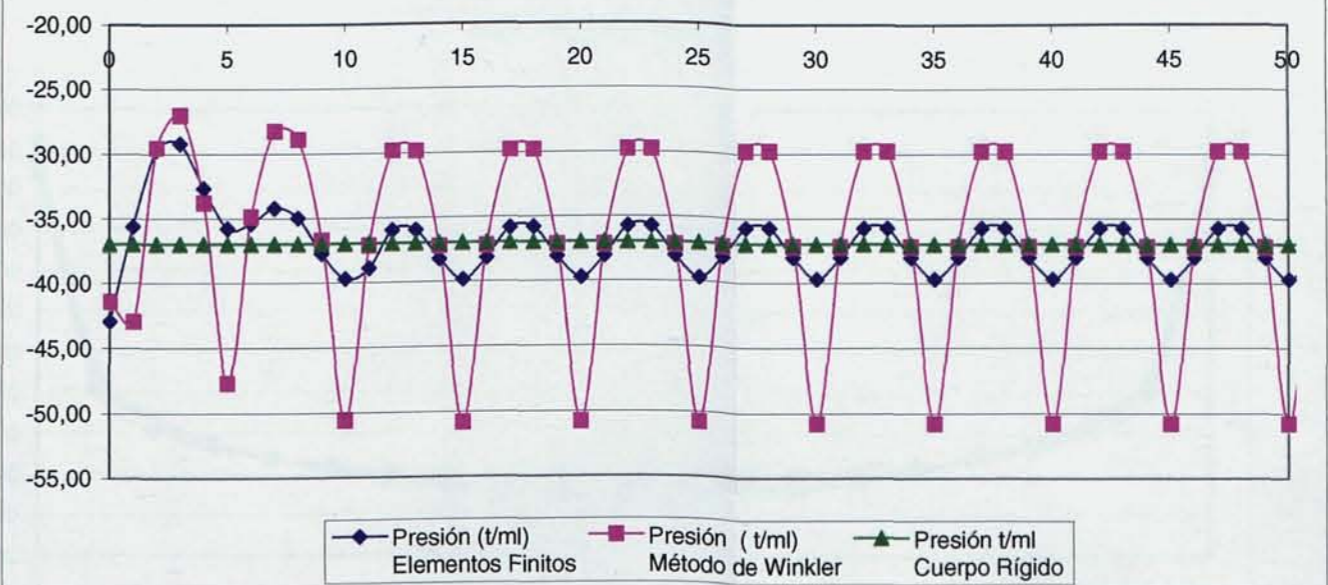
Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 2



Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 3



Suelo Duro - Rigidez Superestructura Caso 4



Del estudio realizado, se pueden extraer las siguientes conclusiones más significativas:

- 1) En el método como cuerpo rígido la ley de momentos flectores resultante en los distintos casos estudiados, resulta muy diferente de la obtenida con los otros dos métodos, incluso invirtiéndose de signo (exigiendo armaduras en la parte inferior del muro en lugar de la superior).

Los resultados obtenidos para las longitudes de muros de 40 y 100 metros, no resultan a nuestro juicio válidos para dimensionar las armaduras de los muros, por lo que nos parece que se debe limitar su uso para muros de pequeña longitud y con conciencia de que el método resulta muy conservador.

La razón de que se generen estos resultados tan desfavorables resulta obvia, ya que el traslado de parte de las cargas debidas a pilares centrales a los extremos del muro, genera, al ir tomando momentos de las presiones uniformes hasta la sección central de simetría, unos momentos que crecen con el cuadrado de la longitud del muro de sótano, falseando los resultados.

Tampoco con este método se puede obtener ninguna información válida relativa a la deformación de la estructura en el sentido longitudinal del muro de sótano.

- 2) Contrastando los resultados obtenidos con el método basado en una respuesta del terreno según el modelo de Winkler, con los obtenidos con los métodos basados en la teoría de los elementos finitos, podemos observar que aumentan las diferencias entre dichos resultados a medida que el suelo se considera más deformable.

La razón hay que buscarla en que el primer método se basa en un cálculo elástico en el que en el estudio del equilibrio de la interacción terreno-estructura, se ha suprimido la rigidez transversal del terreno, con lo que el reparto de cargas debidas a pilares se confía exclusivamente a la rigidez estructural del muro de sótano y la superestructura, alejándose del modelo, mas realista, en el que también el terreno "interviene" en el reparto.



Además en los modelos basados en los elementos finitos se tienen en cuenta las posibles plastificaciones de las zonas de terreno donde se supera la resistencia al corte del mismo, sobre todo en terrenos de baja consistencia y en aquellos que no posean cohesión, circunstancia que no tiene en cuenta el método basado en una respuesta del terreno según el modelo de Winkler.

- 3) Con relación a los asentamientos producidos en el terreno por la acción de las cargas de la superestructura a la cimentación, el único método que proporciona valores que puedan considerarse razonables, es el basado en una respuesta del terreno a través de elementos finitos, que utiliza un espacio elástico de Boussinesq, con la posibilidad de que aparezcan zonas plásticas cuando las sollicitaciones alcancen valores que sobrepasen la capacidad resistente del terreno a esfuerzo cortante.

Esta característica del método, hace que se puedan observar diferencias de hasta el 50% entre el método de Winkler y el de los elementos finitos, ya que los muelles tienen un comportamiento lineal en la relación carga/asiento, sin importar la resistencia al corte del terreno, no considerando por otra parte en los bordes que exista ningún otro terreno por fuera de la cimentación, lo que evidentemente reduce la precisión del estudio en los extremos del muro de sótano.

- 4) Finalmente existe otra circunstancia a favor del método de elementos finitos, tal y como se ha considerado en este estudio, es el hecho del efecto tridimensional en el sentido perpendicular al plano del muro de sótano, el cual ayuda al reparto de presiones en ese sentido, este factor no considerado por los demás métodos (aunque con un efecto poco importante), hace que este modelo sea mas representativo de la realidad.

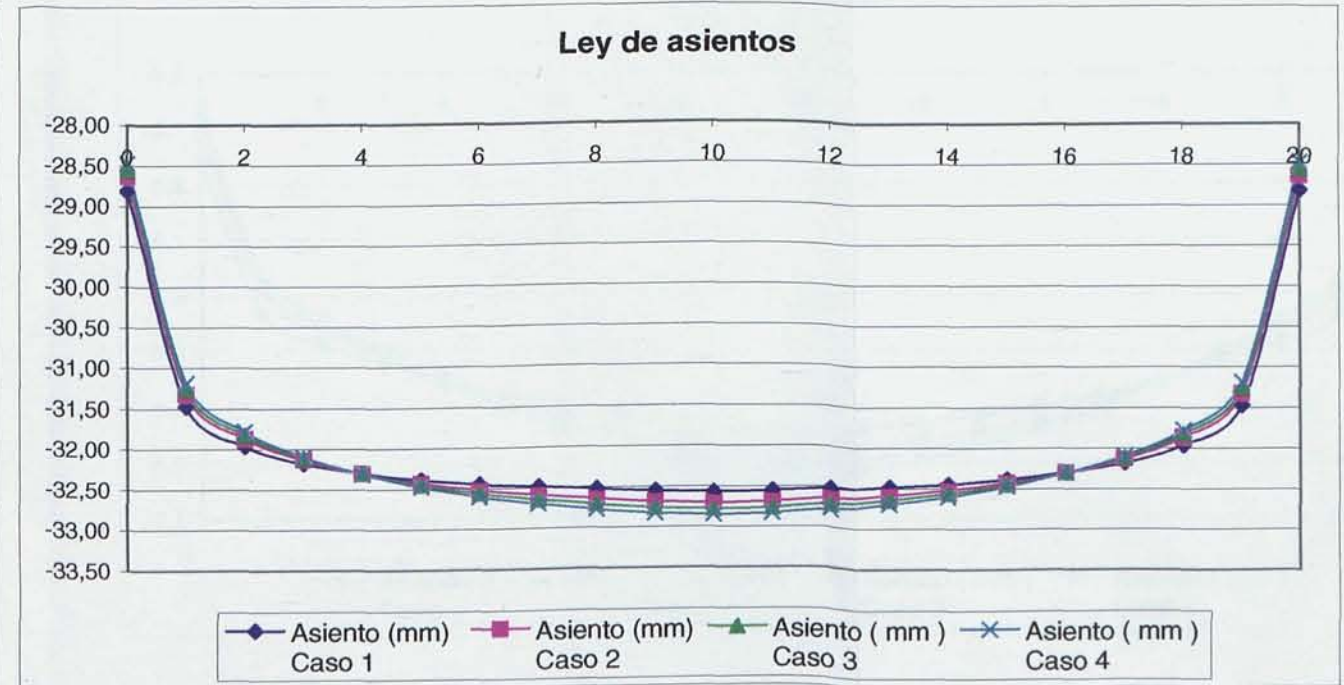
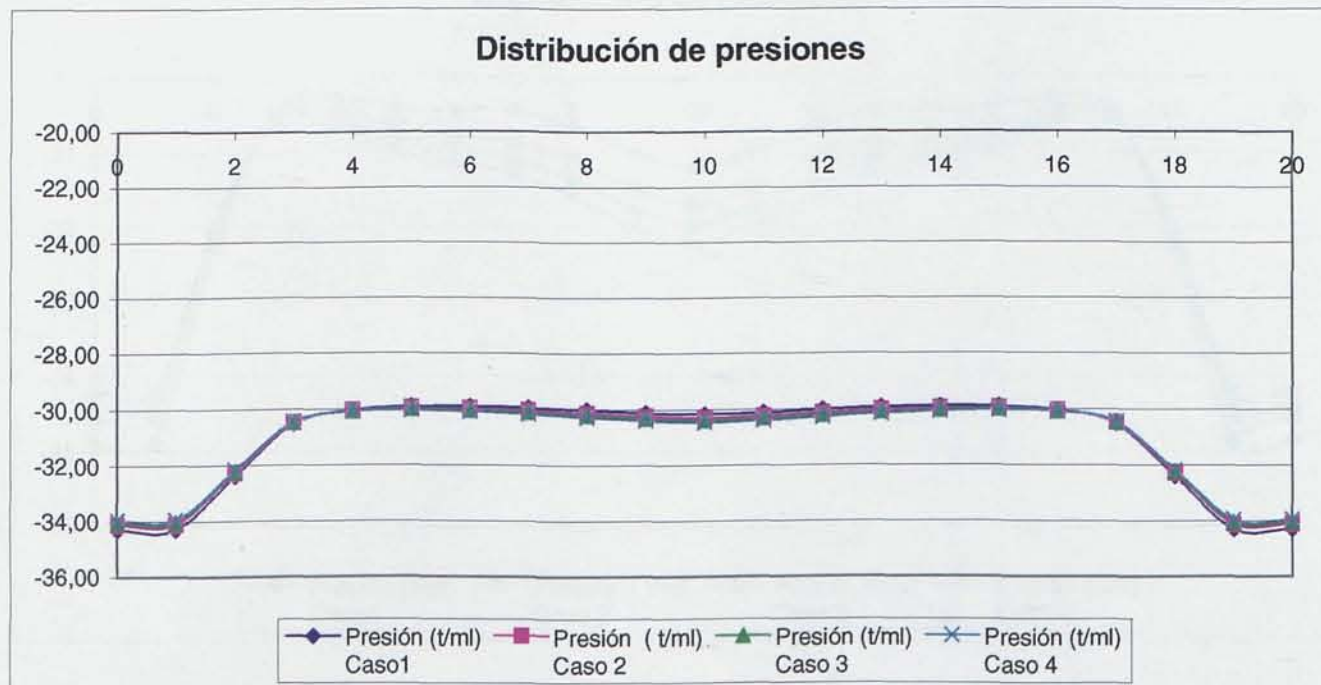
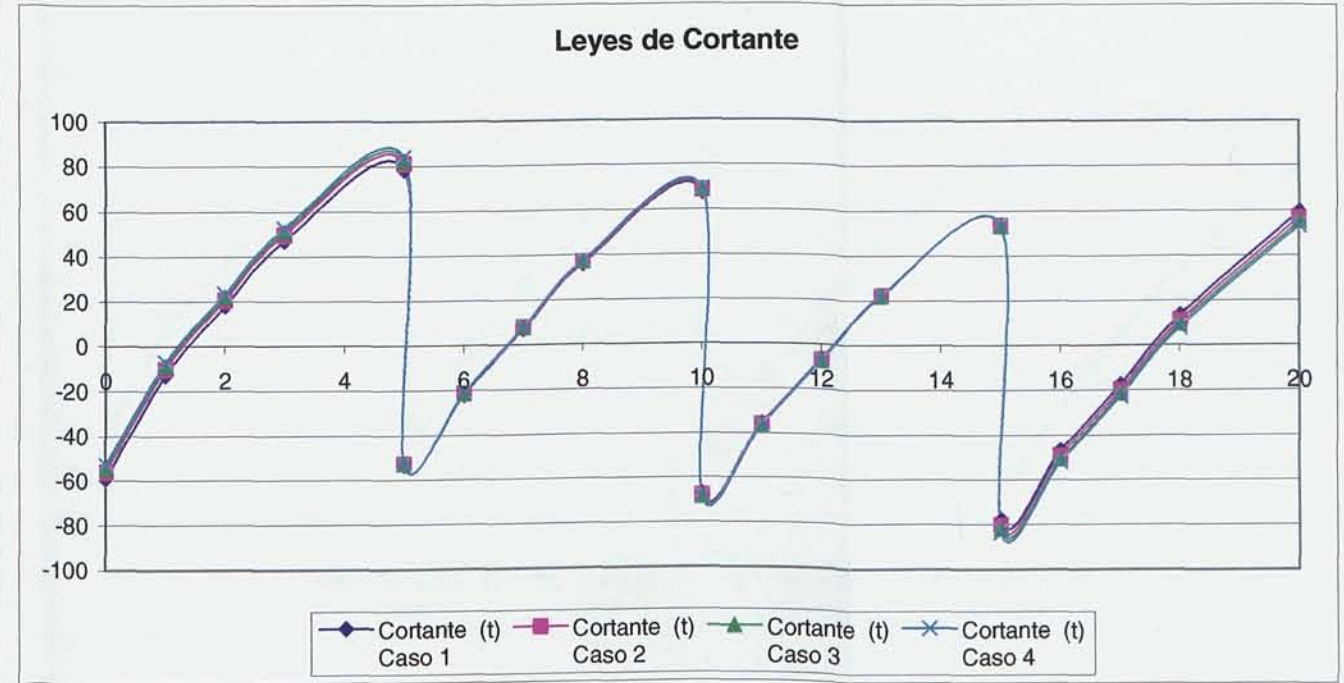
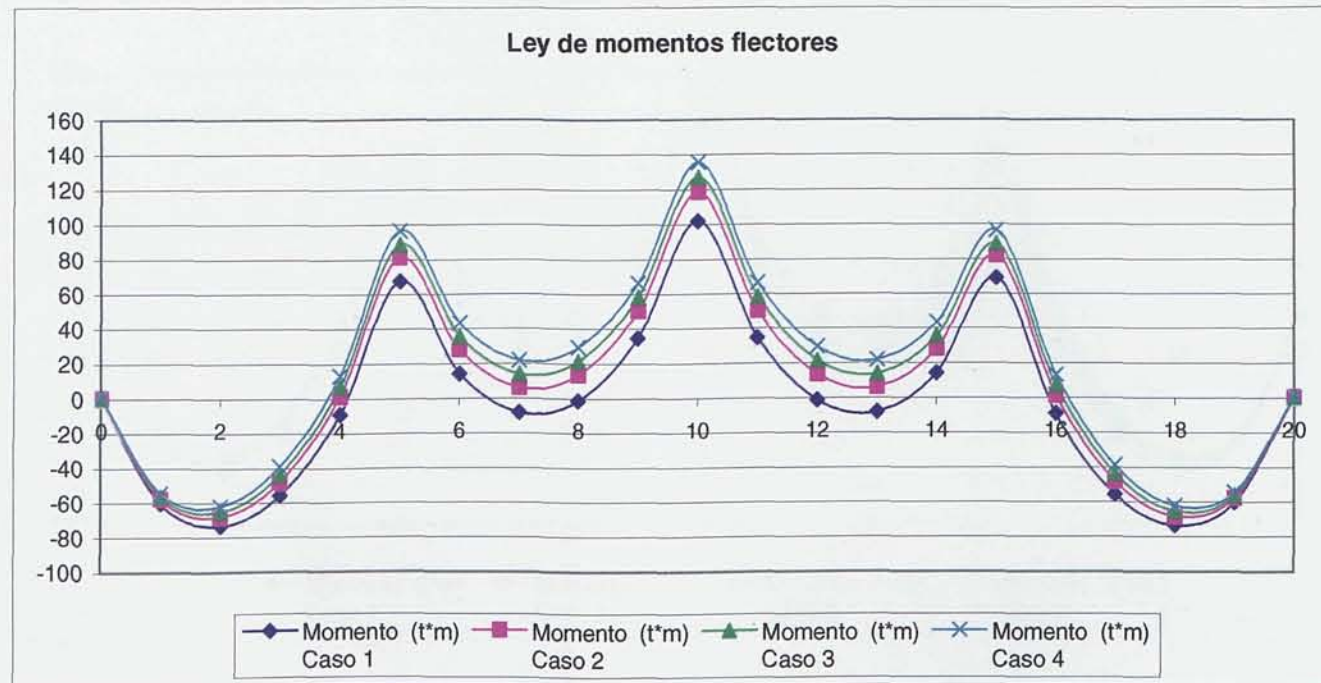
Debido a esto, hemos realizado un estudio complementario (ver Apéndice 1), para tratar de entregar una recomendaciones que traten de corregir los asientos calculados con el método de Winkler, para que se ajusten mejor a la realidad.

## **5.5. ESTUDIO DE LA INFLUENCIA EN LA INTERACCIÓN SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO PARA EL MÉTODO BASADO EN LA TEORÍA DE LOS ELEMENTOS FINITOS, EN FUNCIÓN DE LAS RIGIDECES DEL CONJUNTO SUPERESTRUCTURA-MURO DE SÓTANO-TERRENO.**

Según lo visto en el capítulo 5.4, podemos concluir que el modelo tridimensional de elementos finitos es el método que más variables e hipótesis considera, por ejemplo: el comportamiento no lineal de las estructuras, la distribución de presiones del terreno que más se ajusta a la realidad, etc.

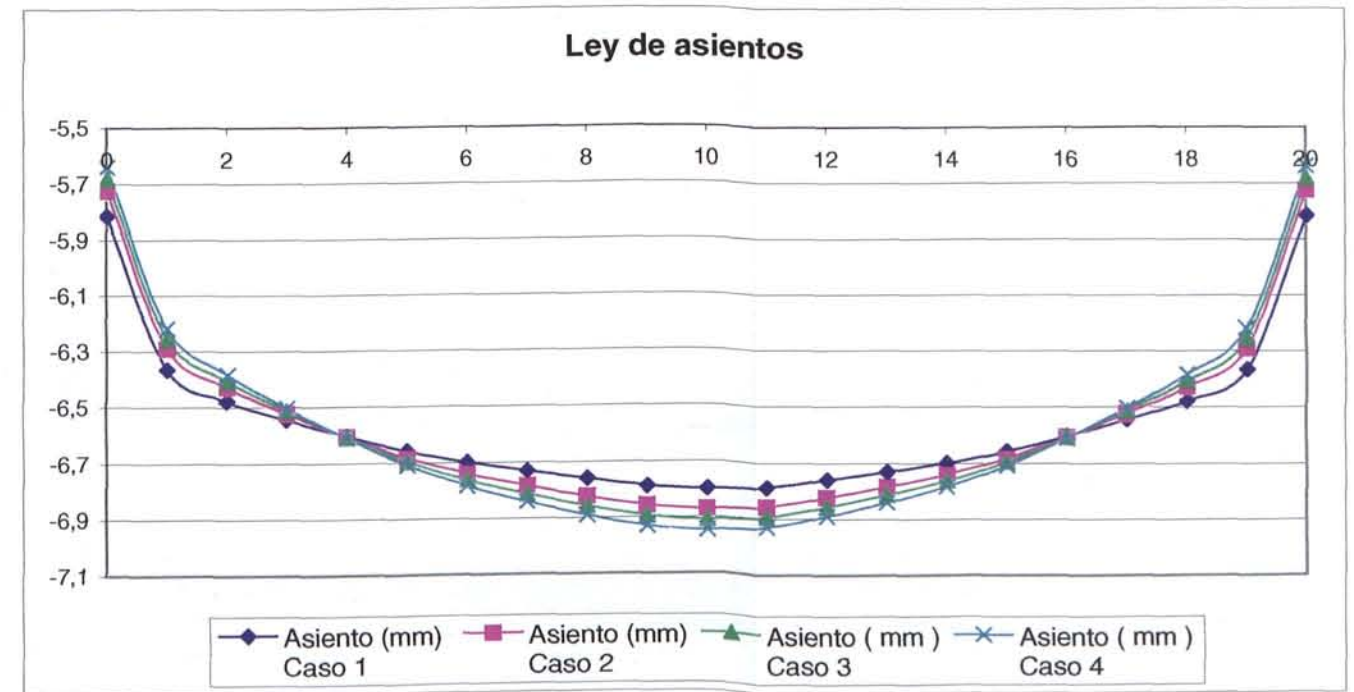
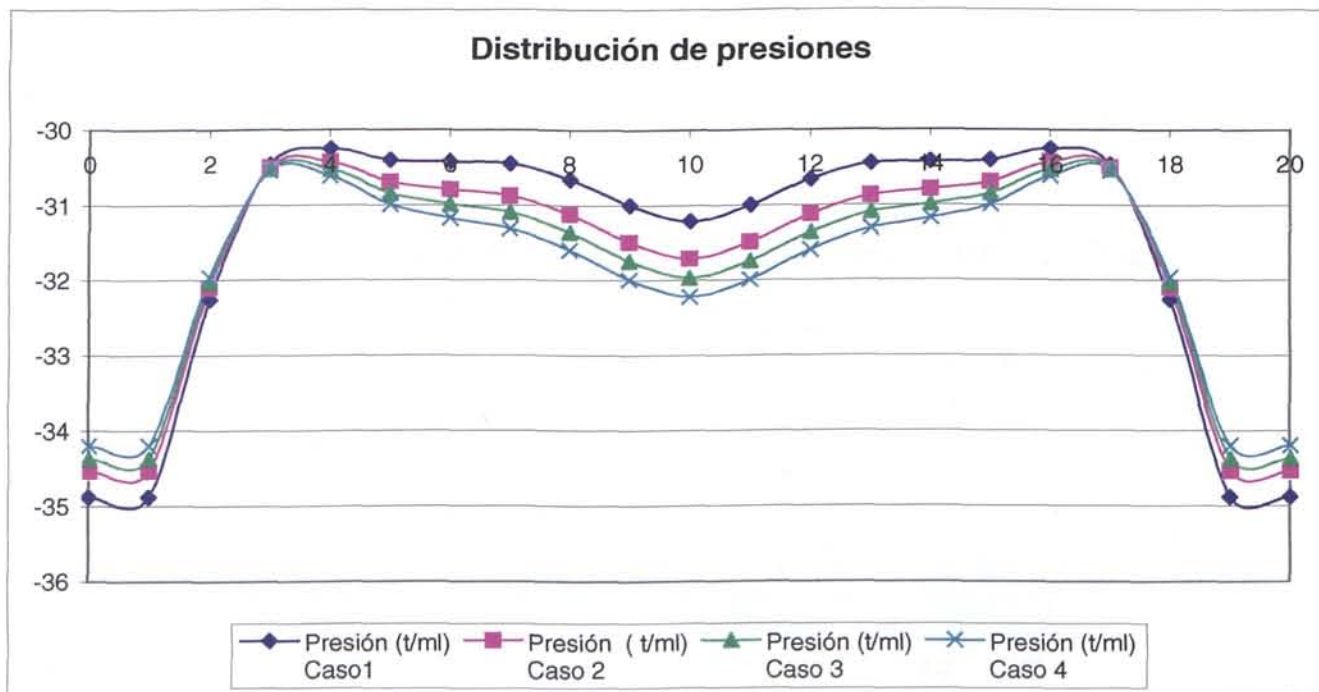
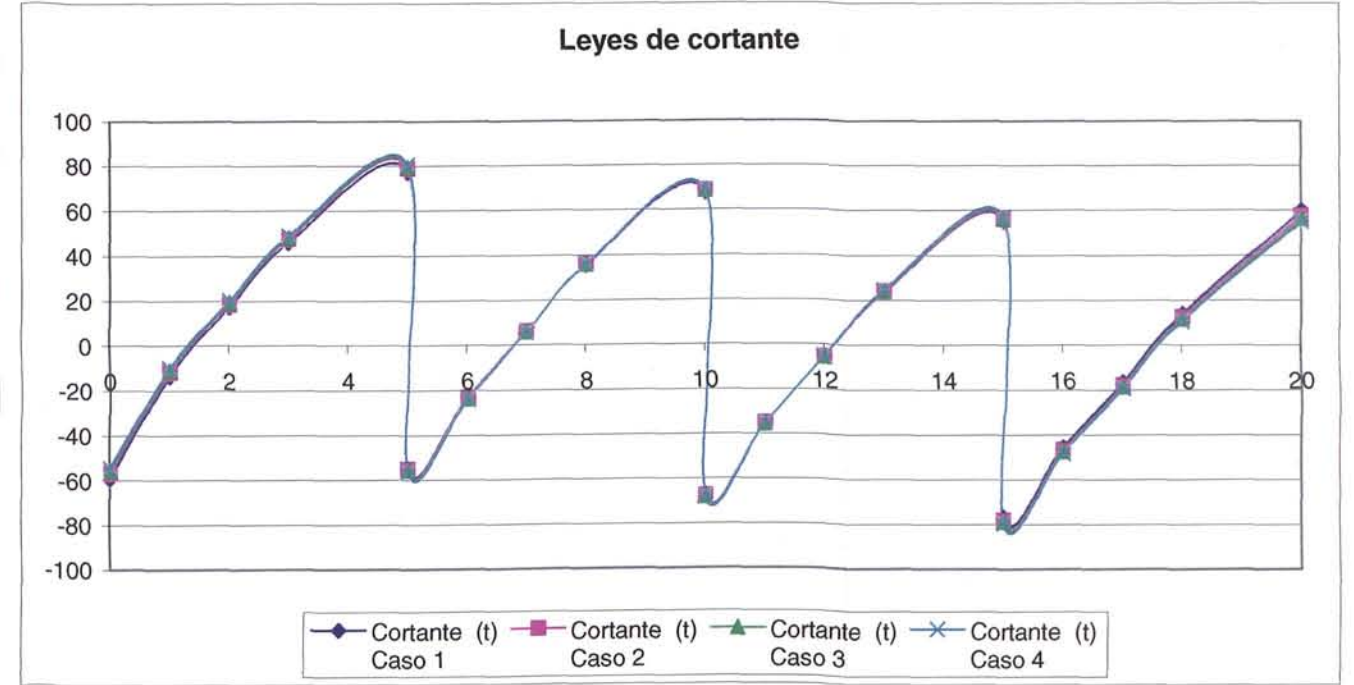
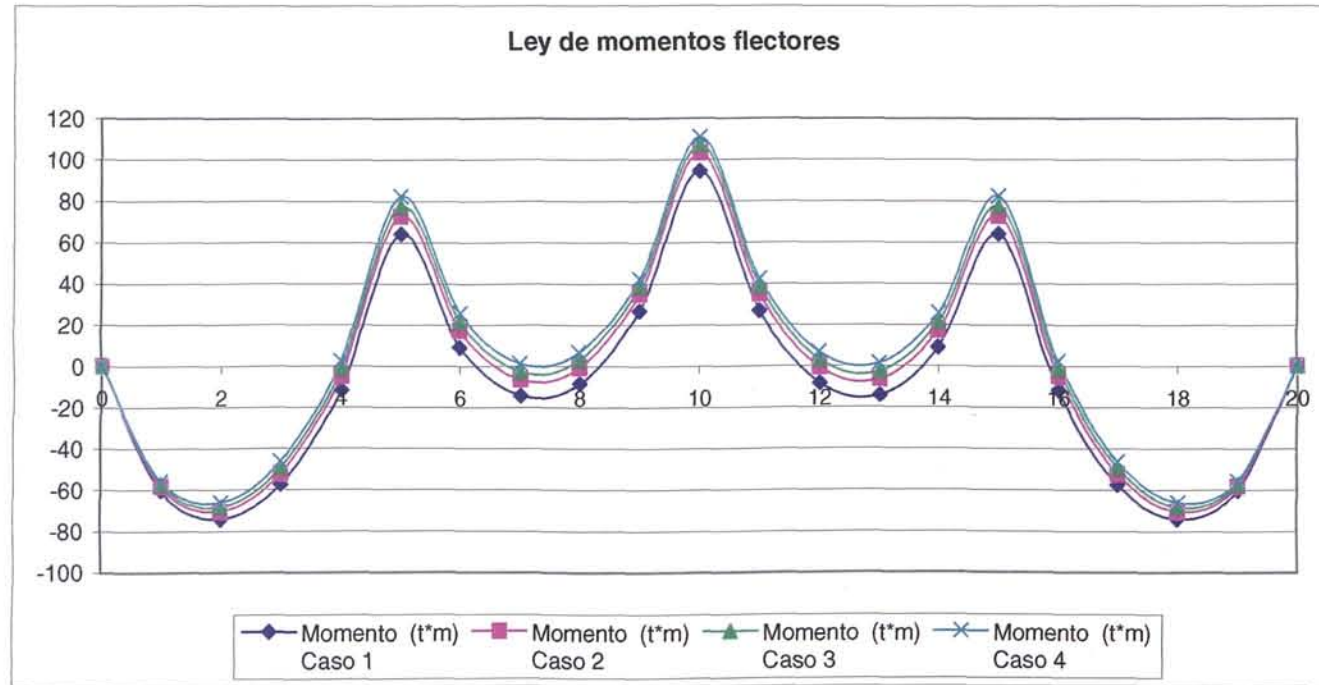
Debido a esto, nos hemos basado en este método, para estudiar el grado de influencia en las distintas rigideces del conjunto superestructura-cimentación-terreno para la determinación de los esfuerzos resultantes en un muro de sótano.

**5.5.1. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y terreno blando, en función de la variación de rigideces en la superestructura.**

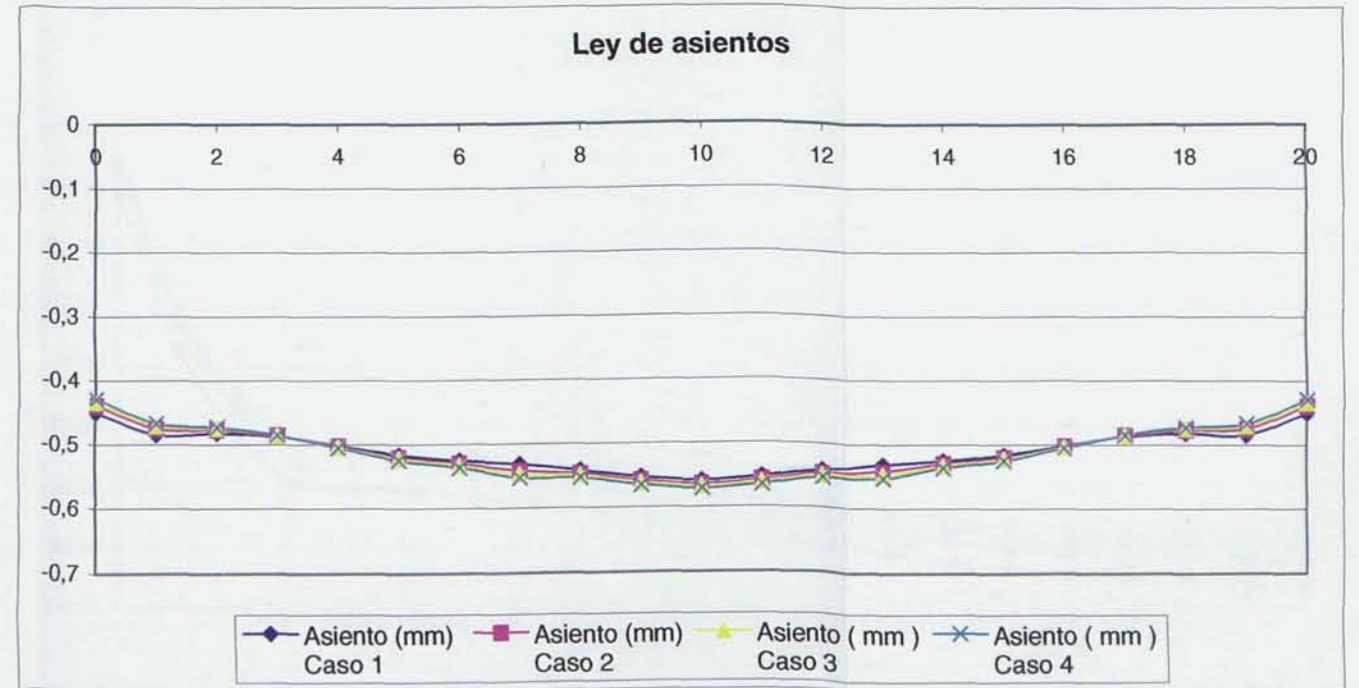
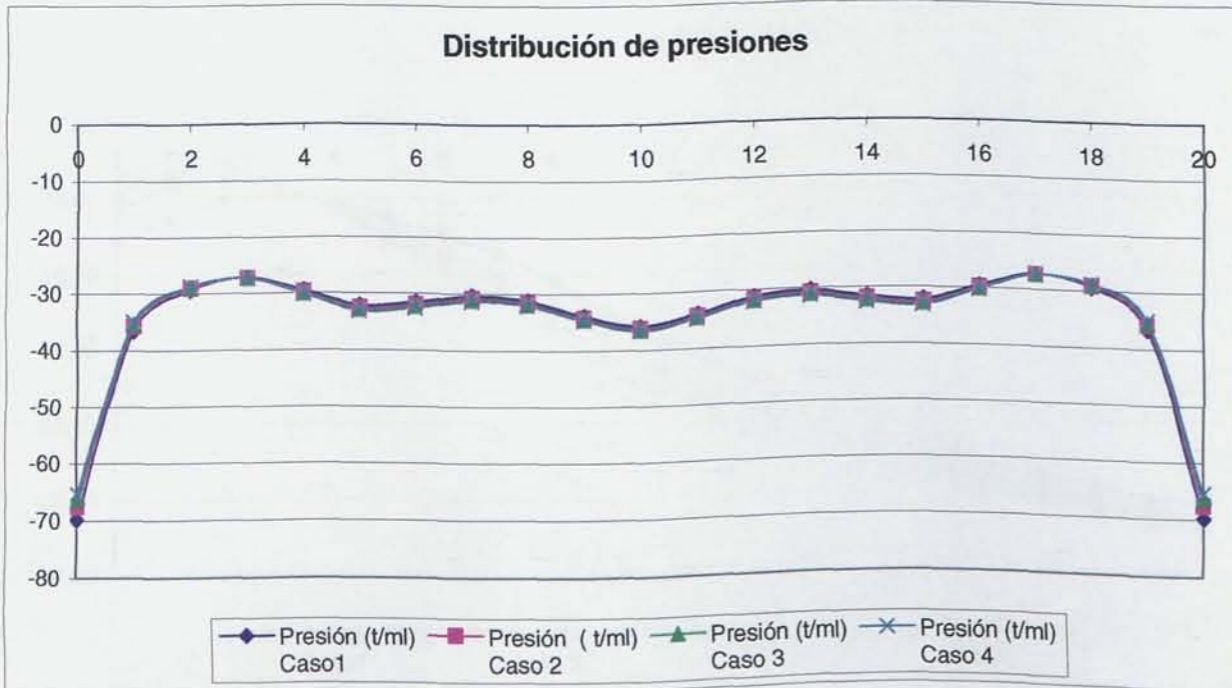
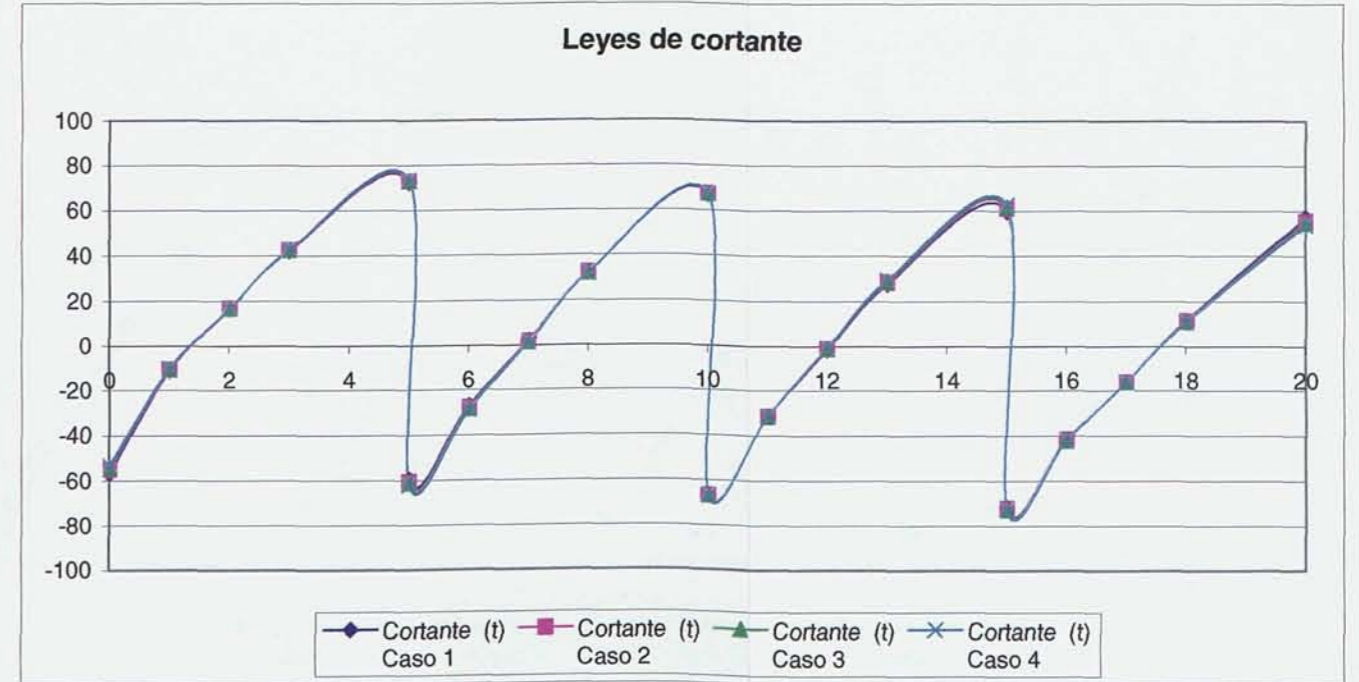
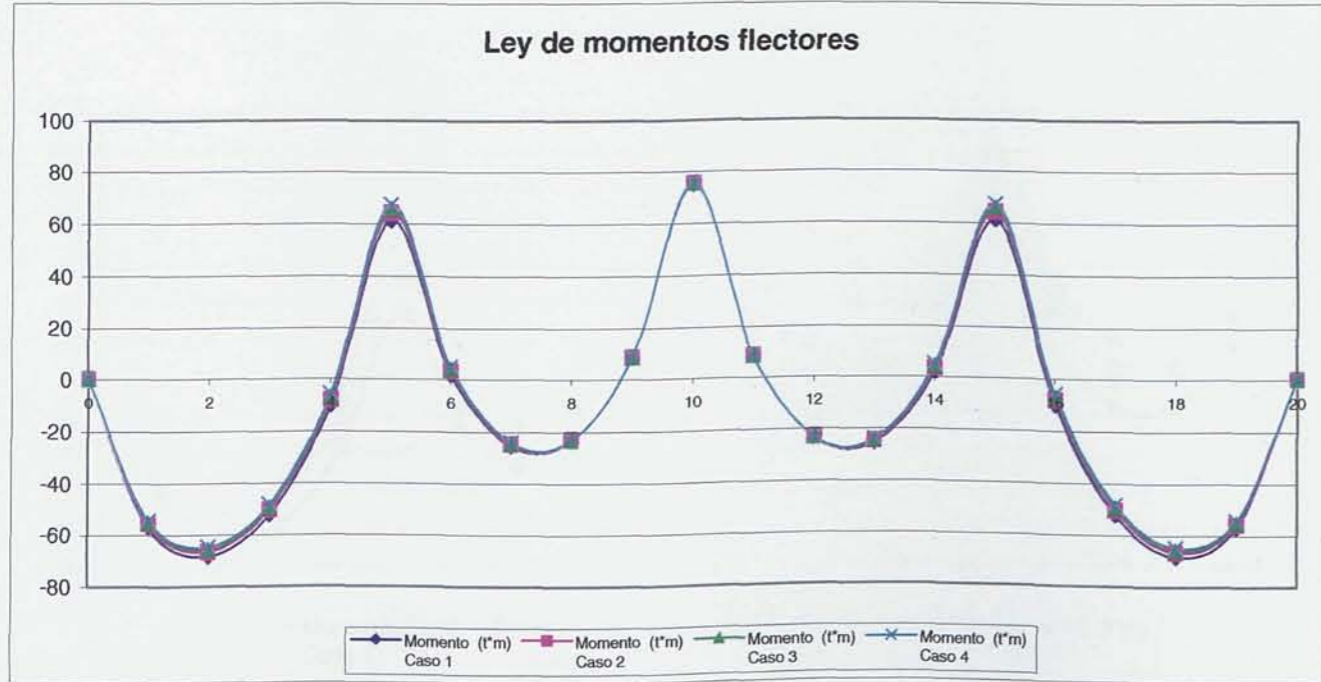




5.5.2. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y terreno medio, en función de la variación de rigideces en la superestructura.

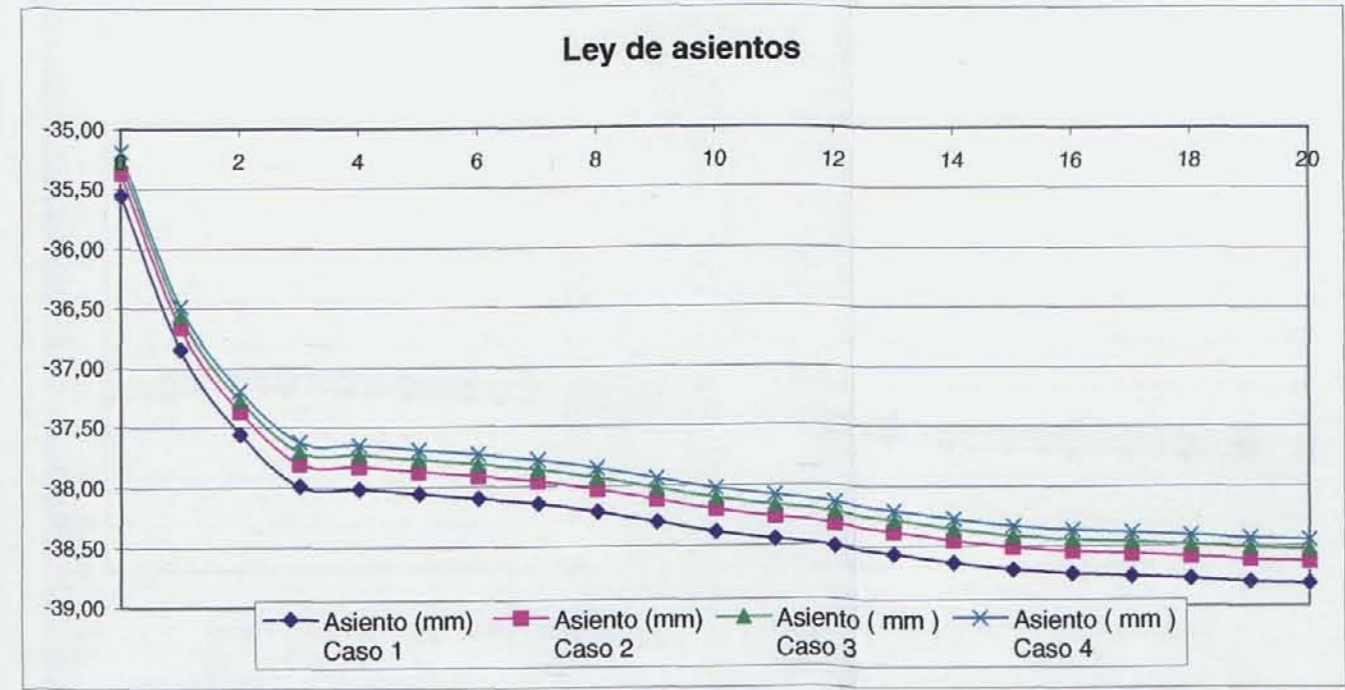
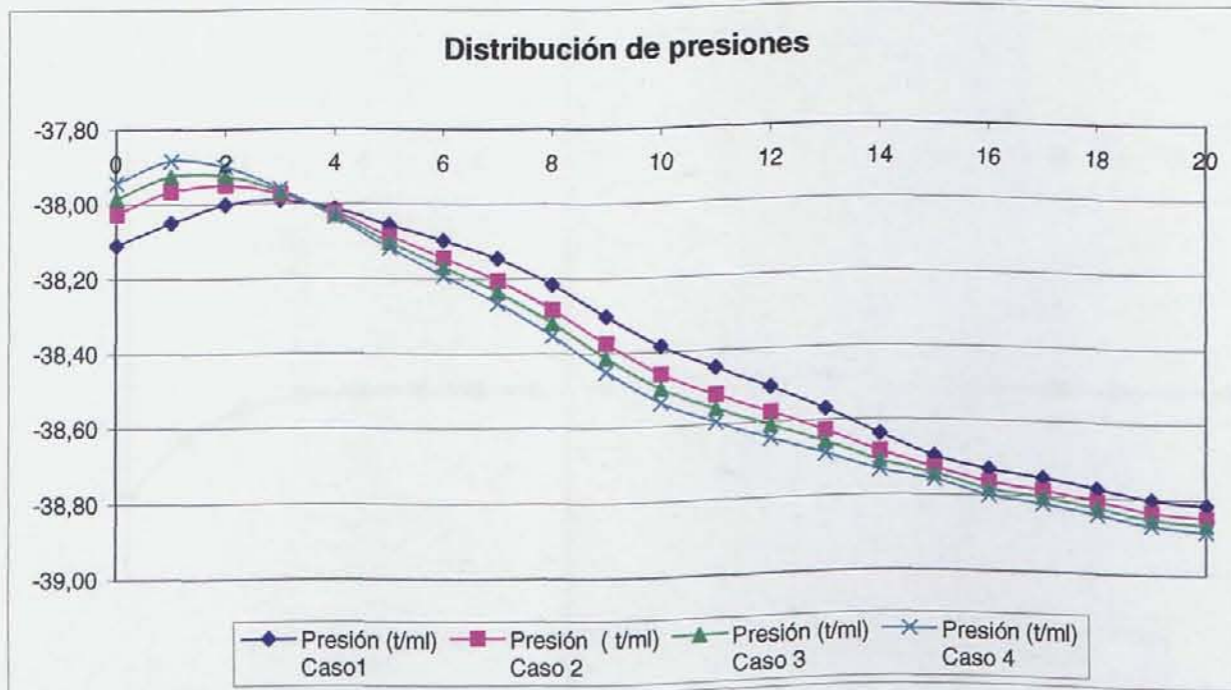
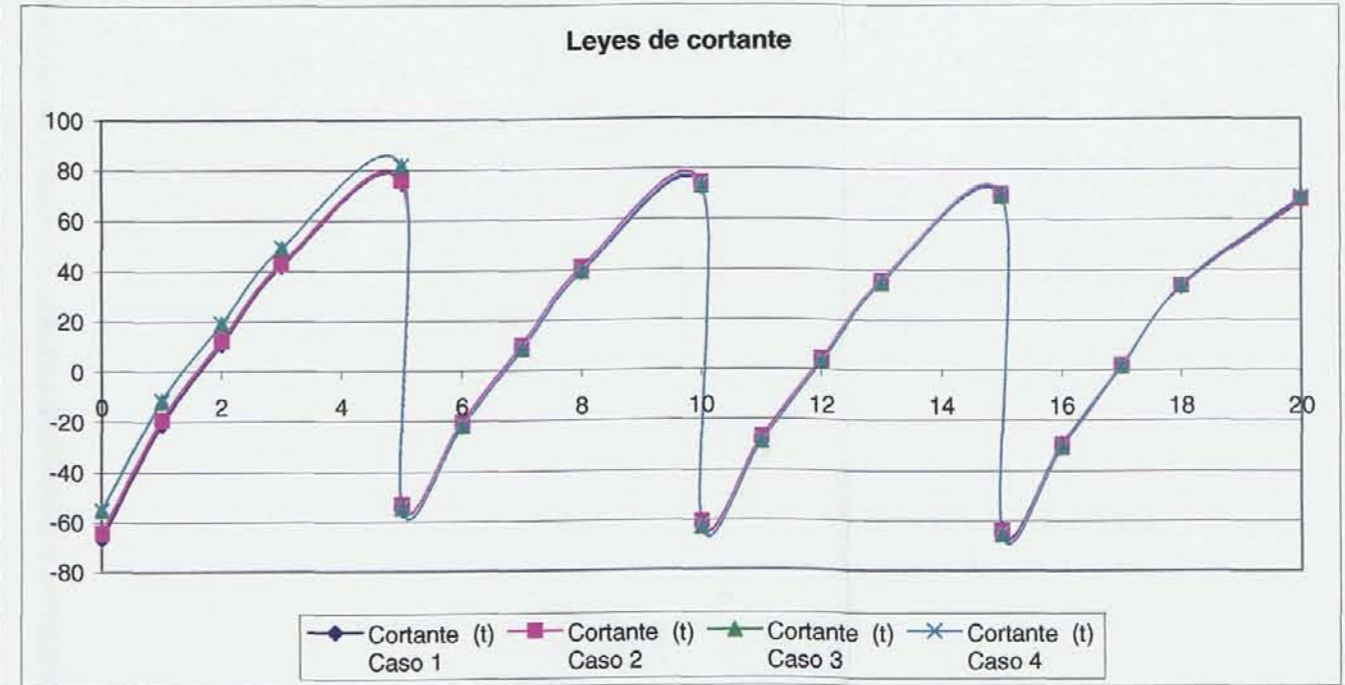
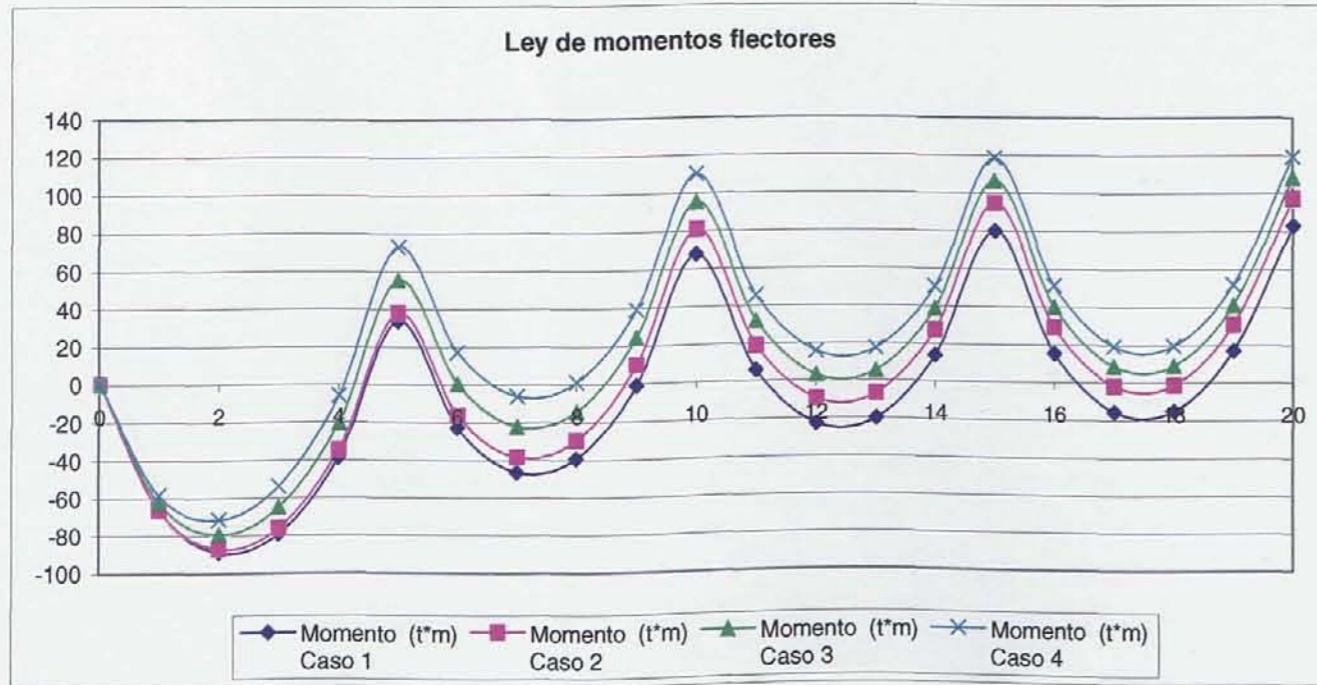


**5.5.3. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y terreno duro, en función de la variación de rigideces en la superestructura.**



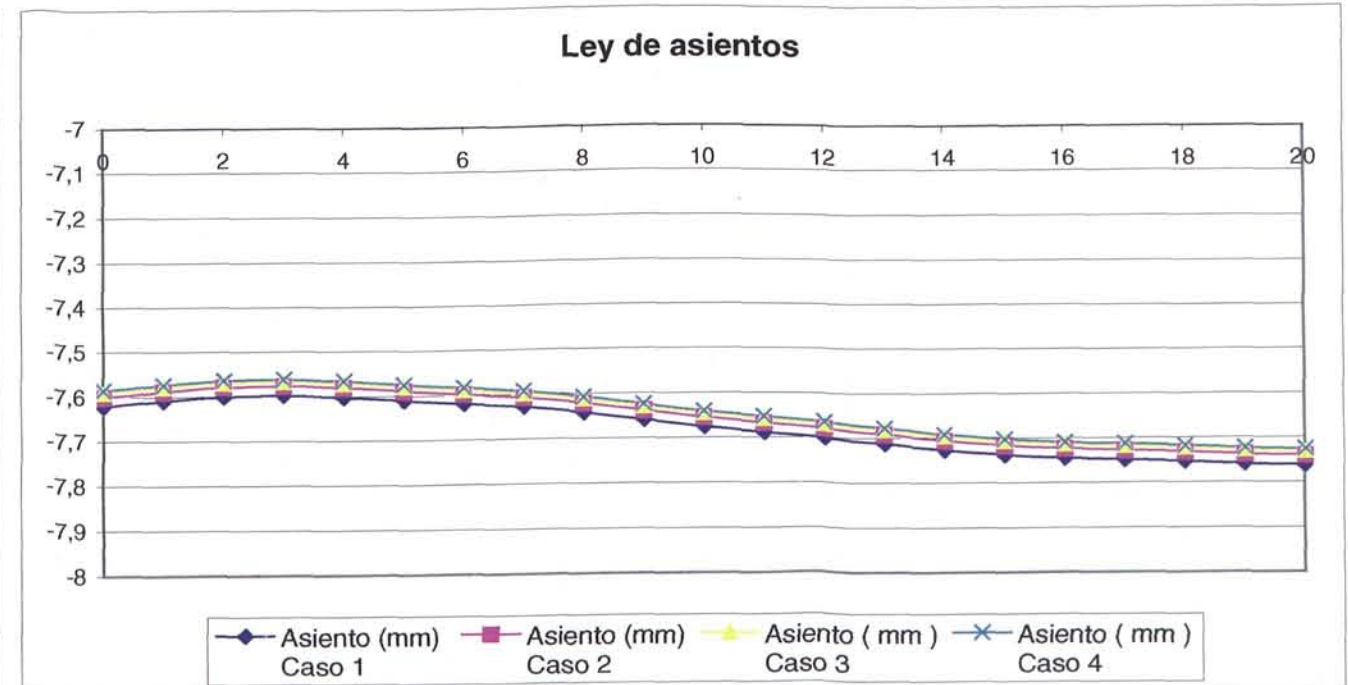
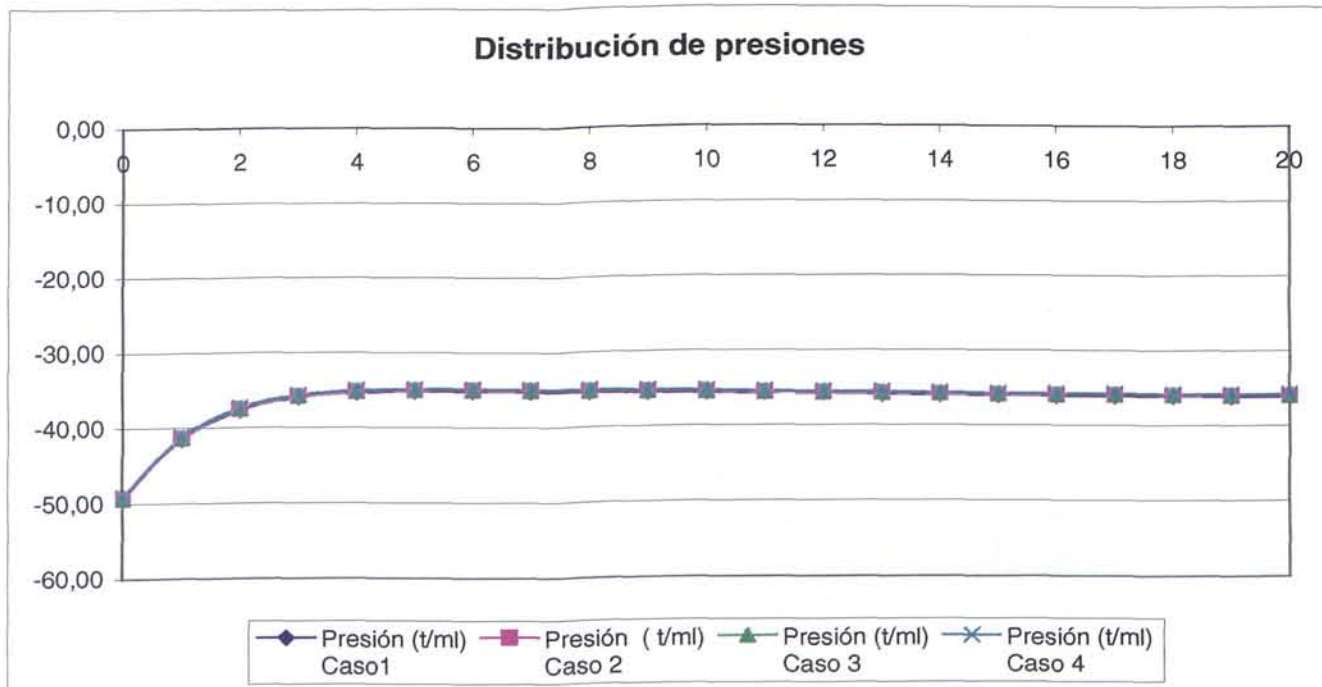
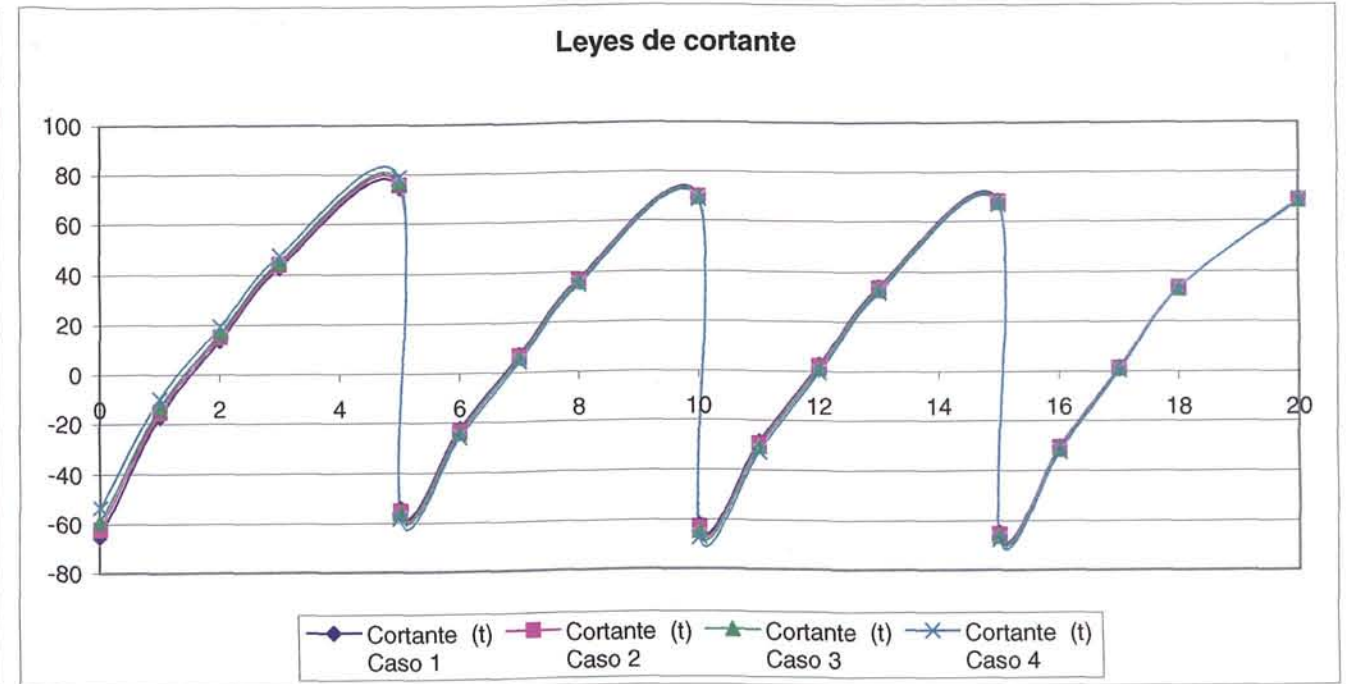
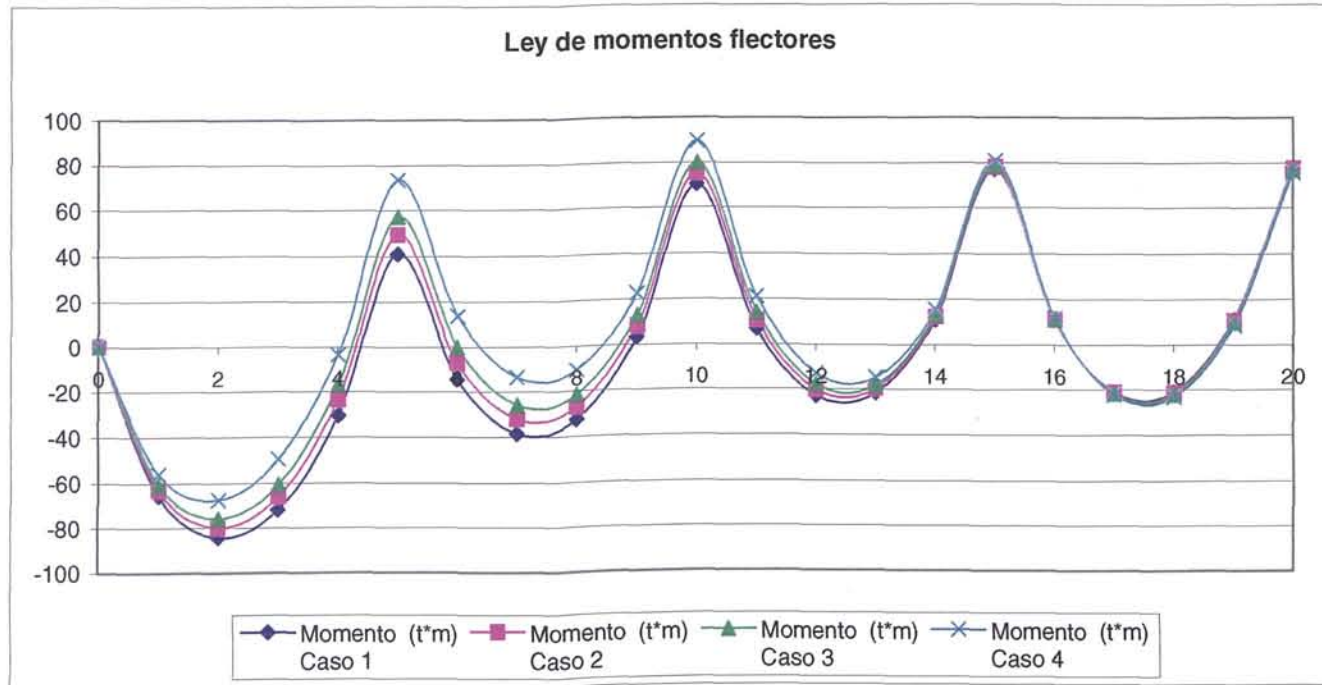


**5.5.4. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y terreno blando, en función de la variación de rigideces en la superestructura.**

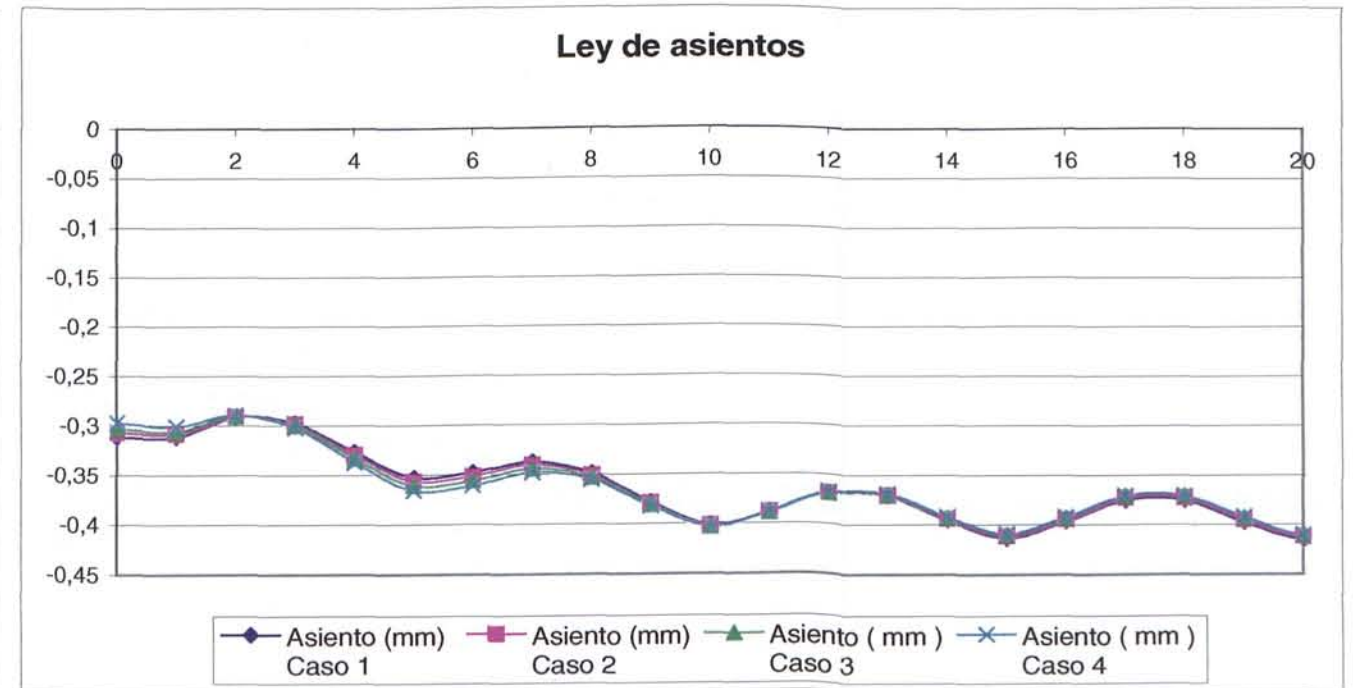
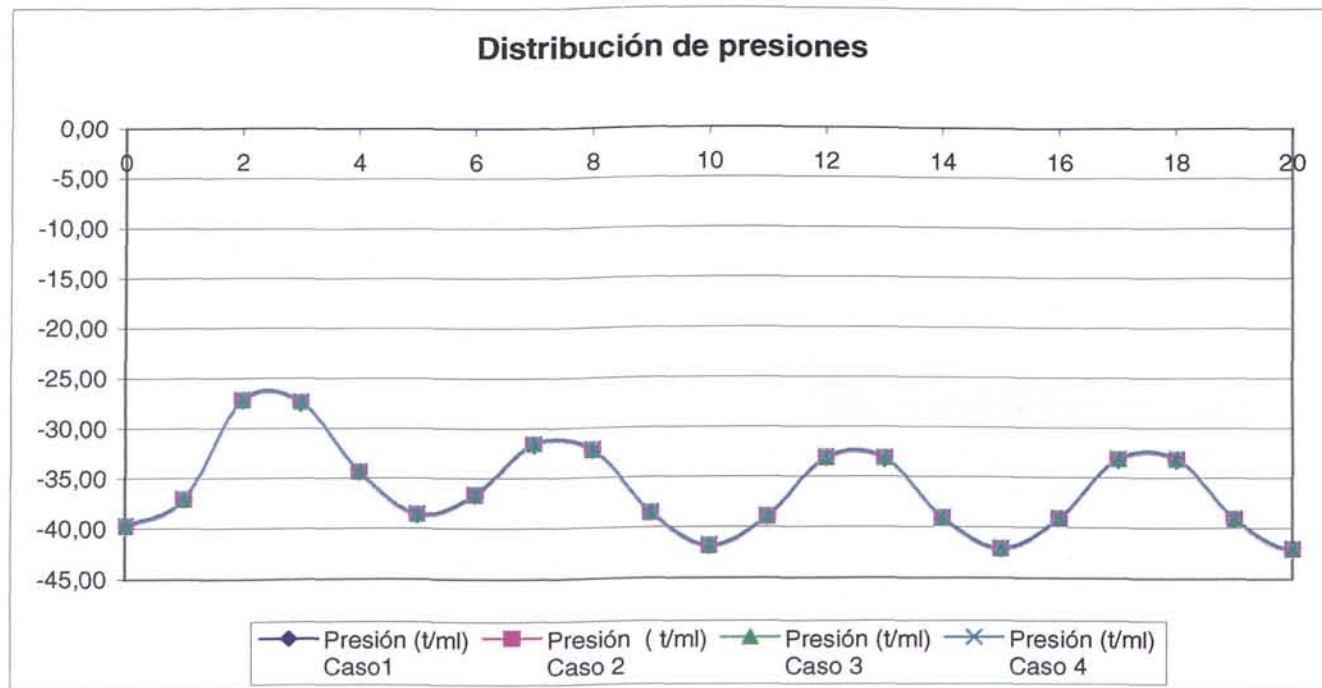
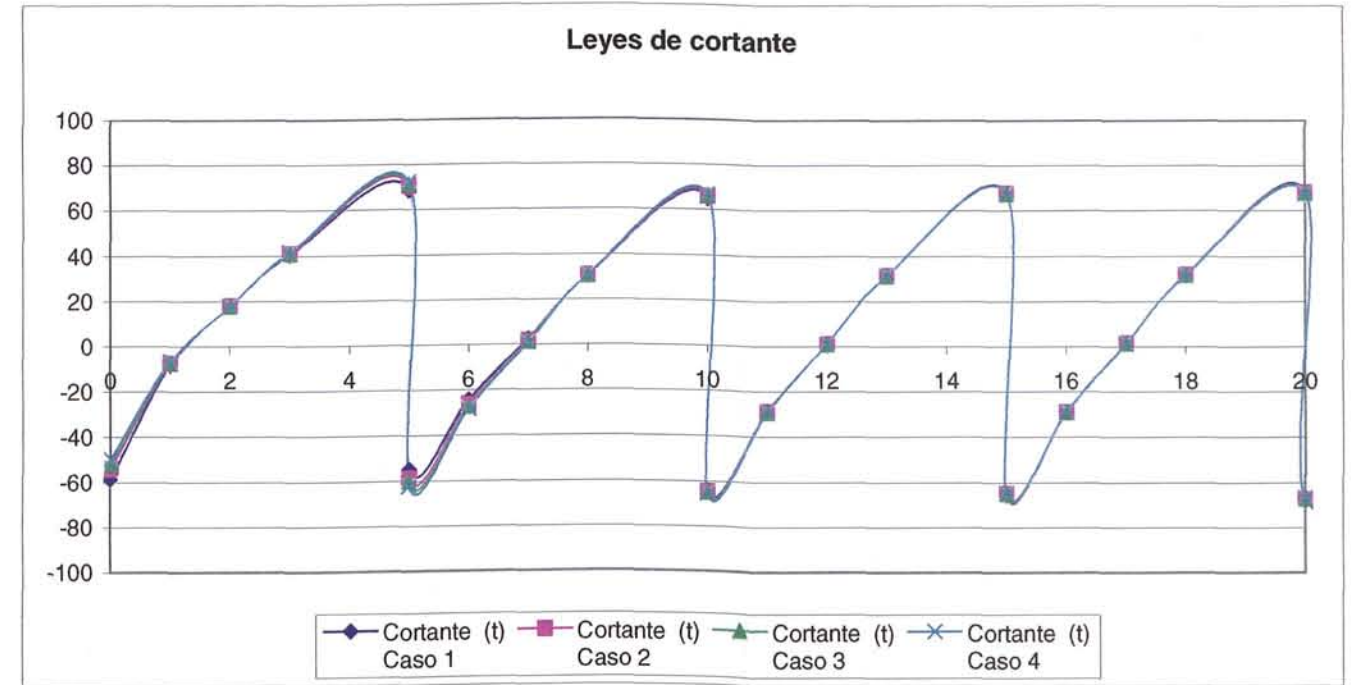
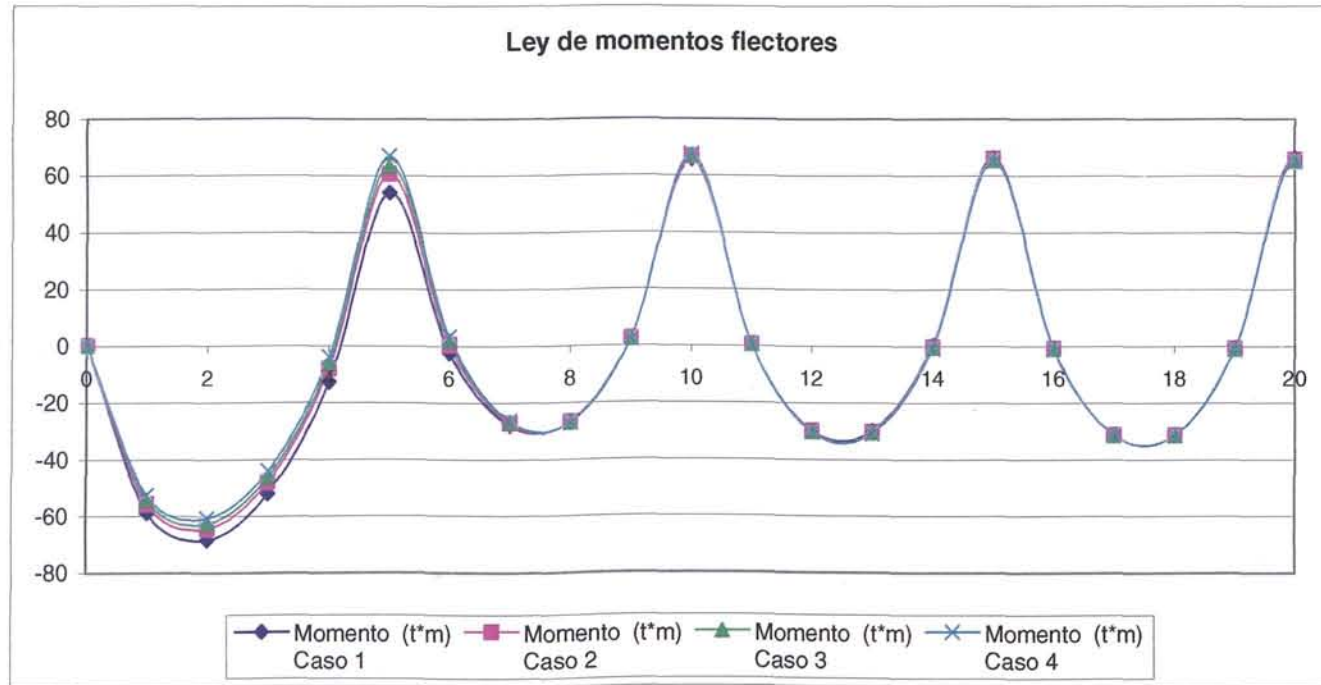




5.5.5. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y terreno Medio, en función de la variación de rigideces en la superestructura.

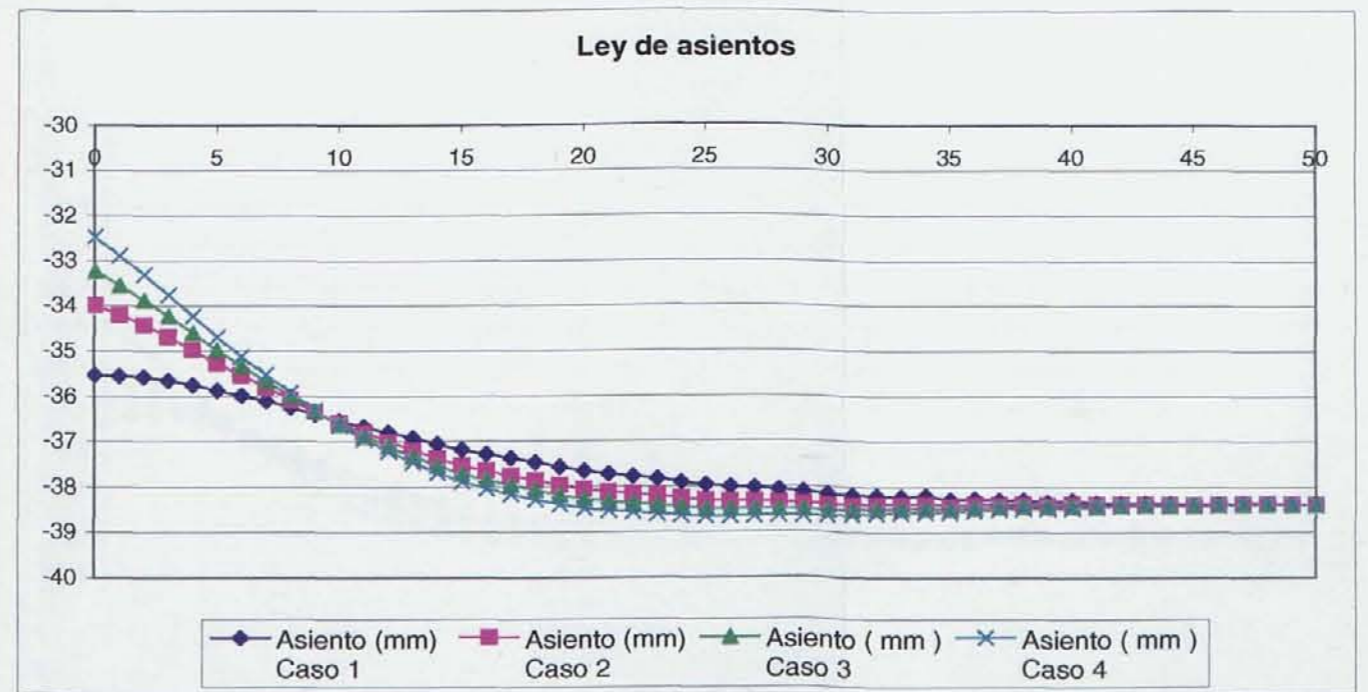
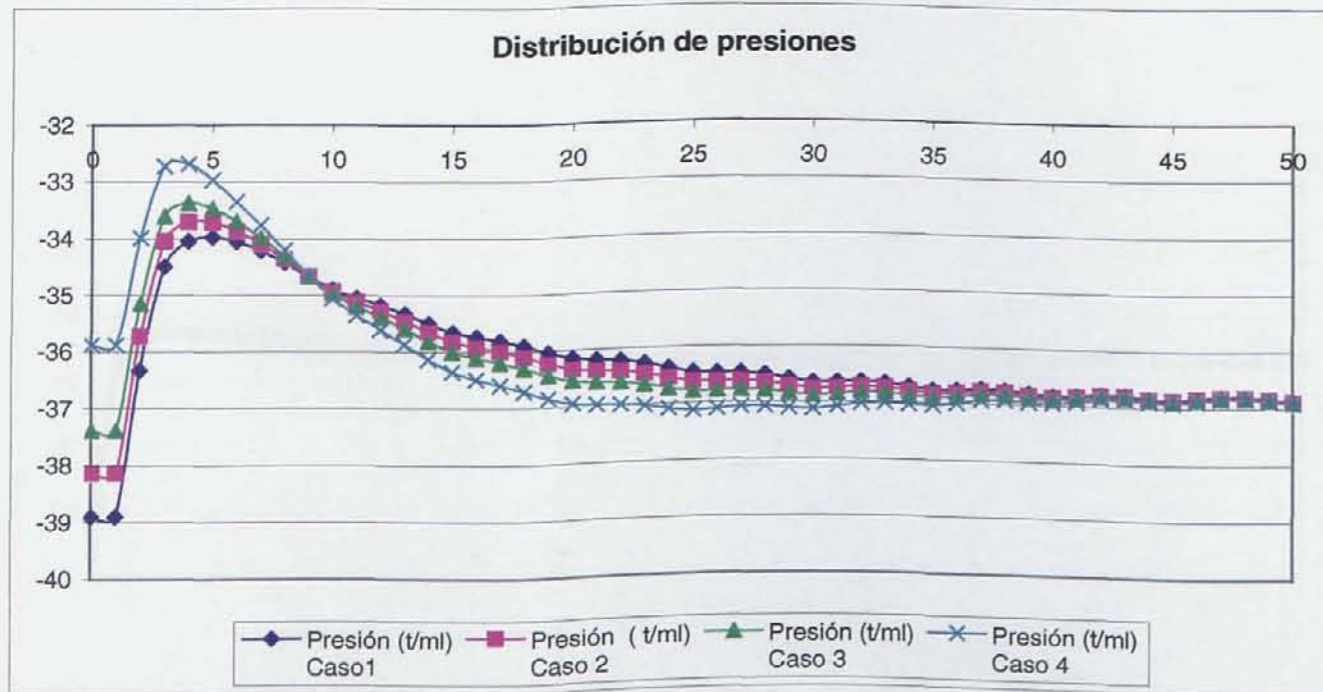
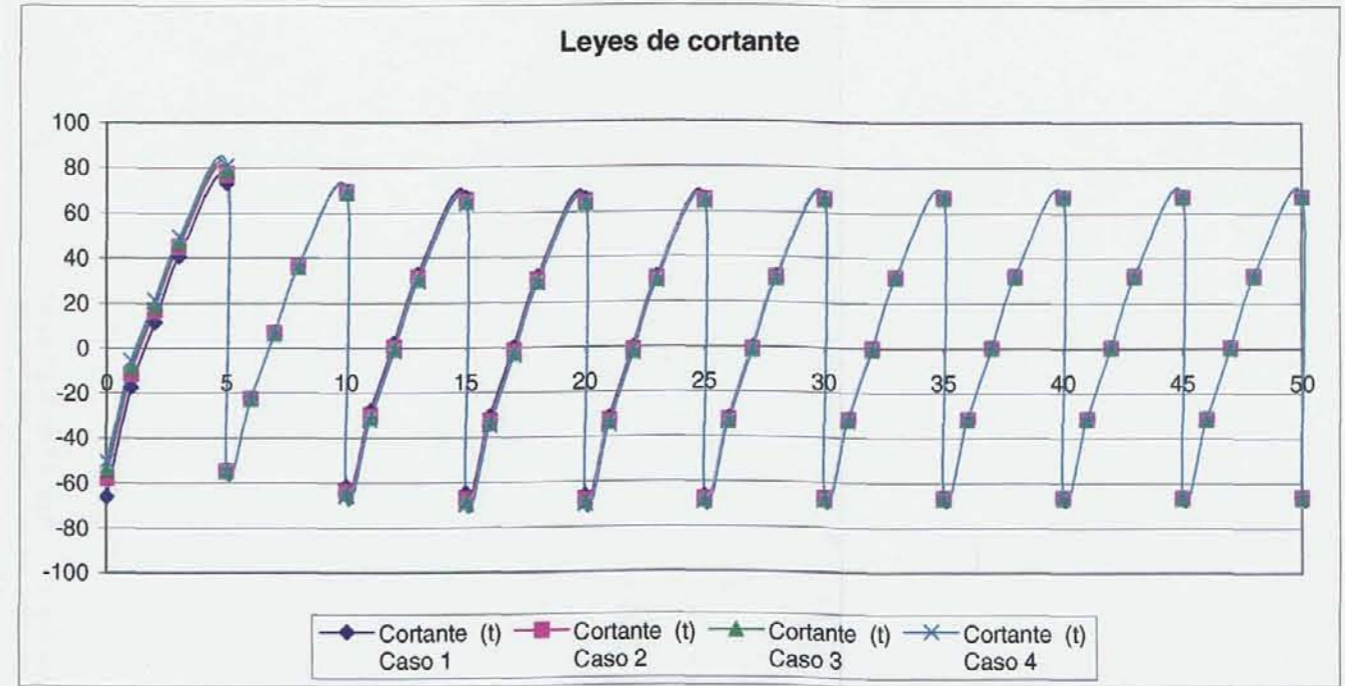
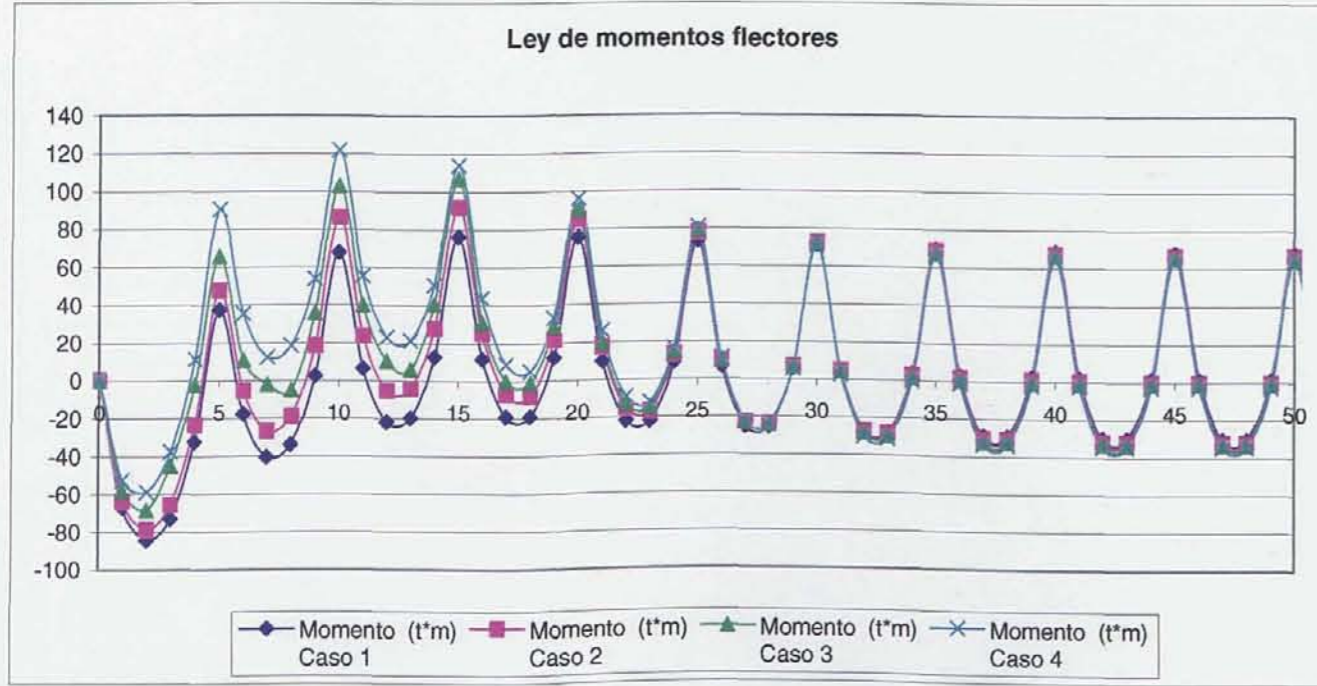


5.5.6. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y terreno duro, en función de la variación de rigideces en la superestructura.





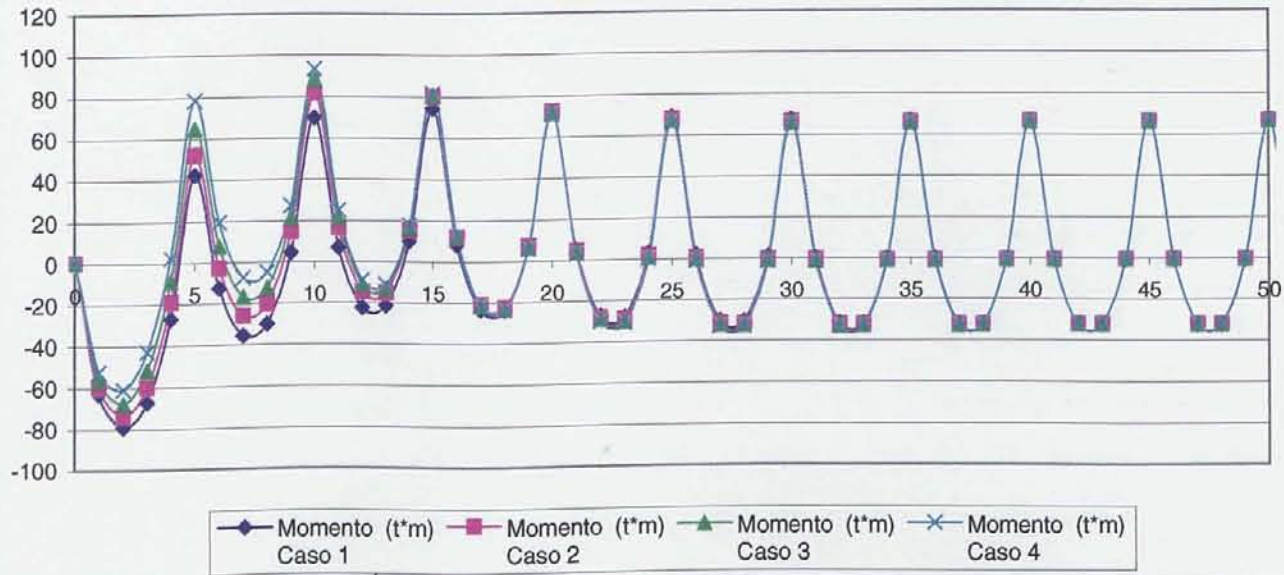
**5.5.7. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y terreno blando, en función de la variación de rigideces en la superestructura.**



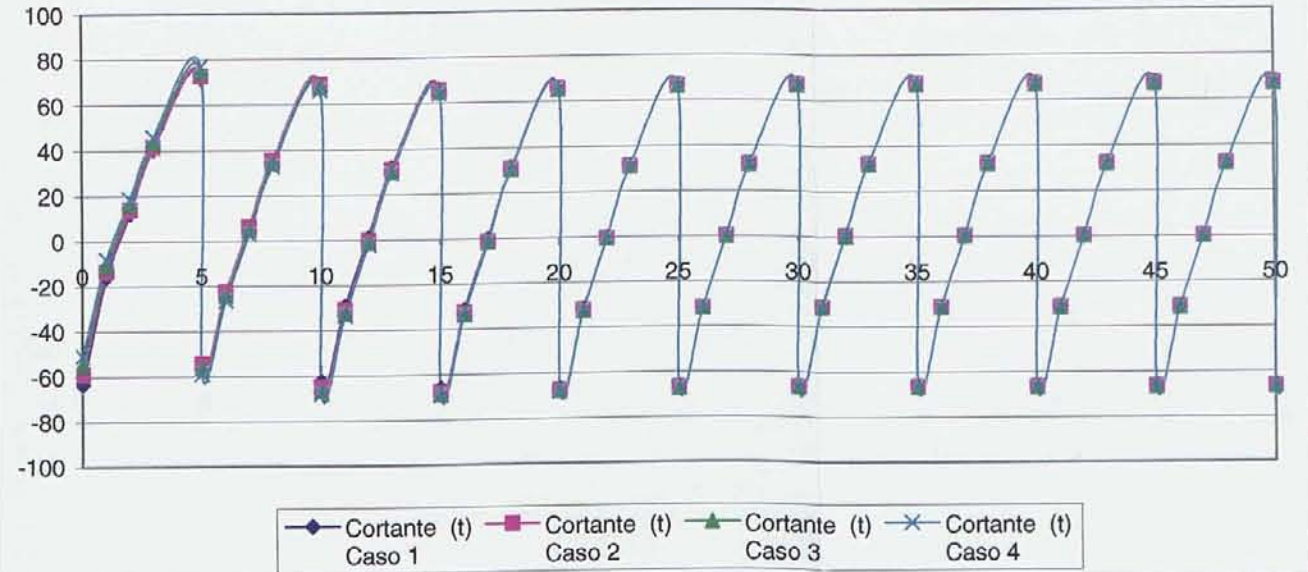


**5.5.8. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y terreno medio, en función de la variación de rigideces en la superestructura.**

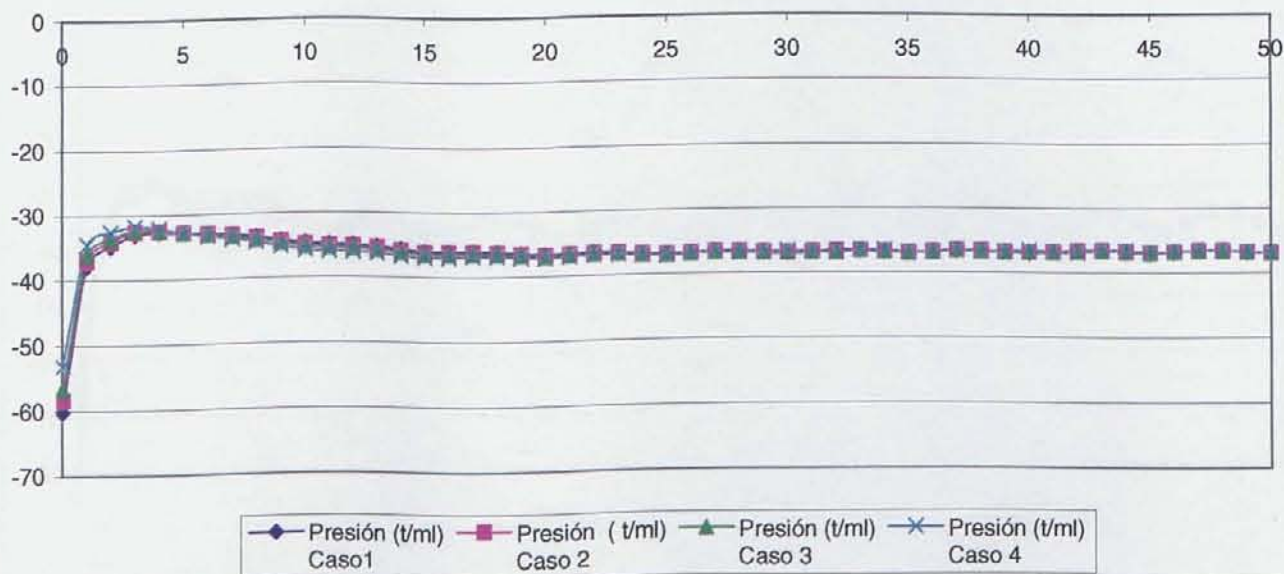
**Ley de momentos flectores**



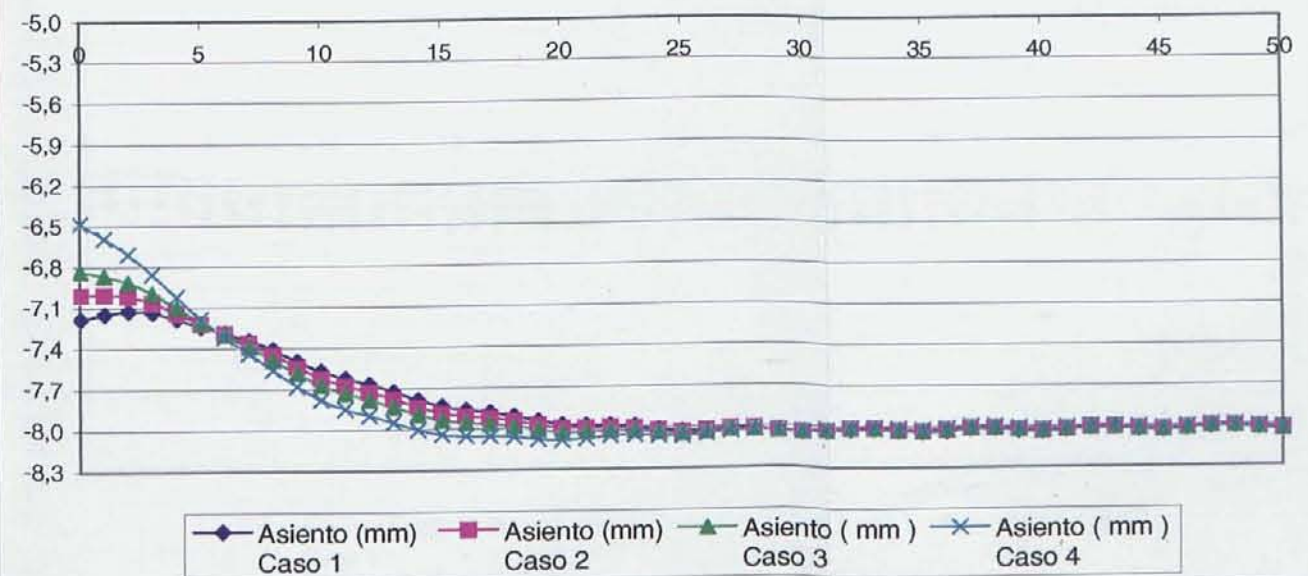
**Leyes de cortante**



**Distribución de presiones**

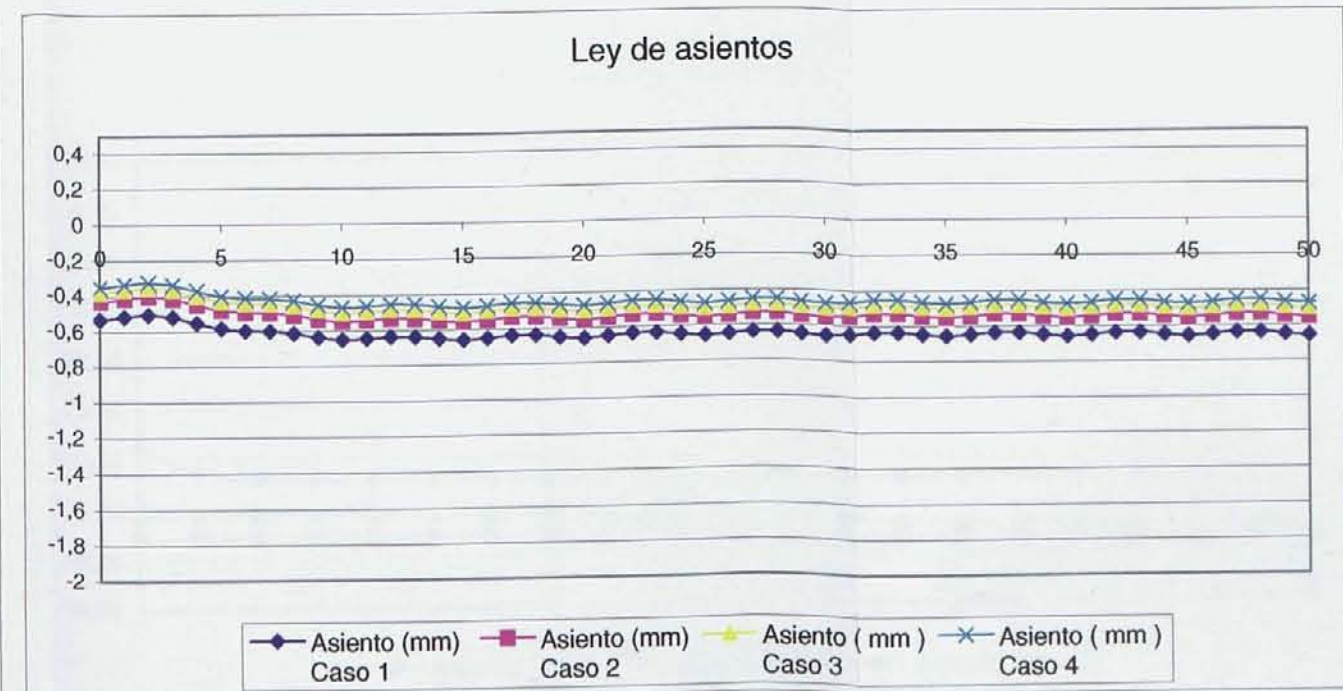
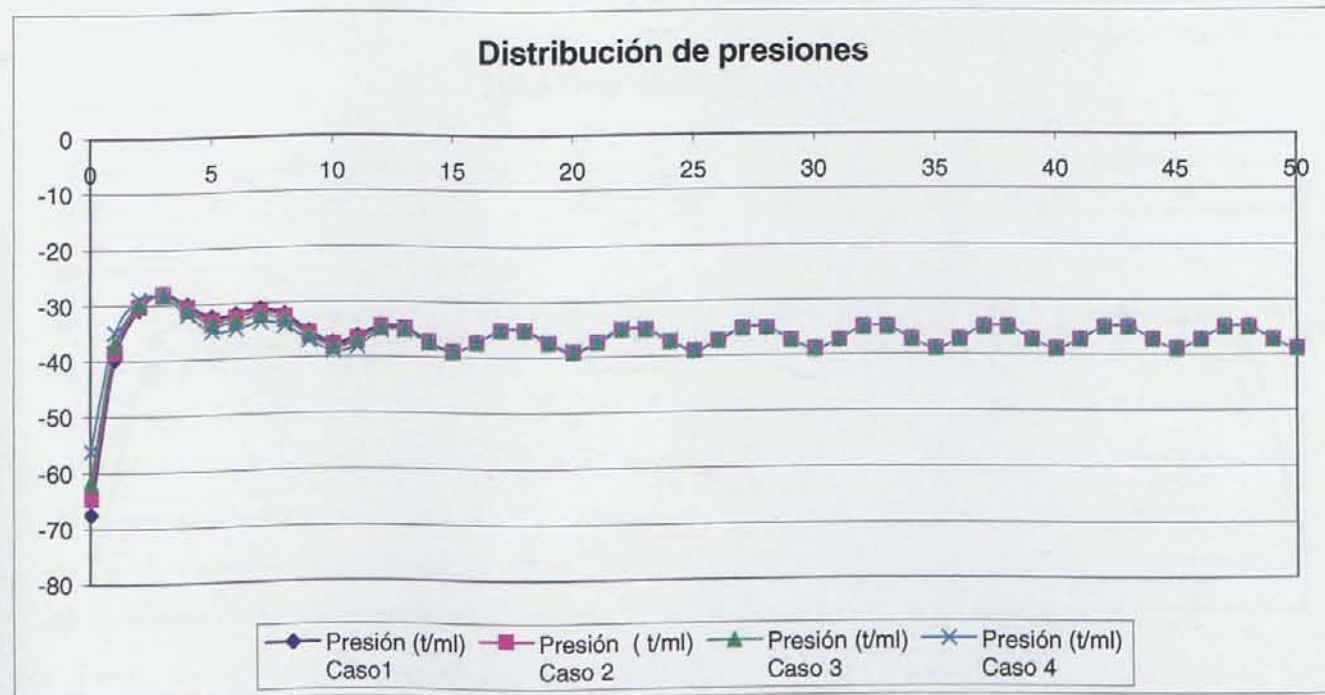
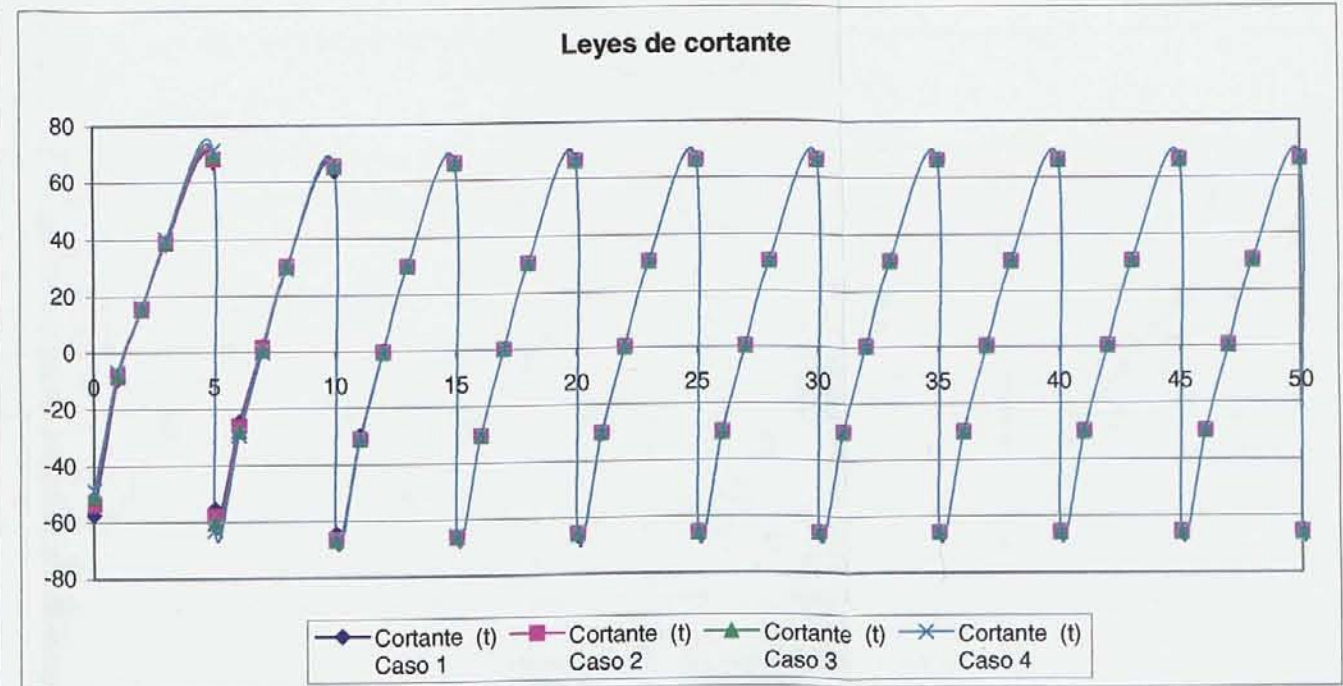
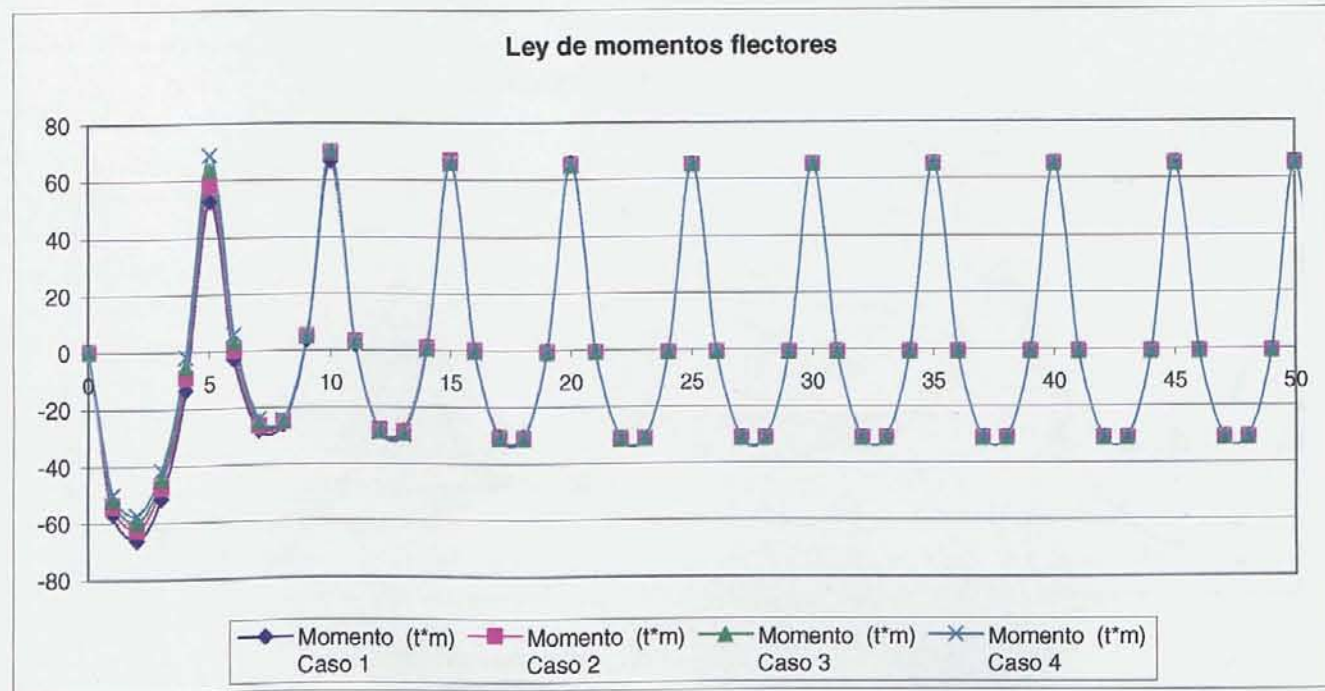


**Ley de asientos**



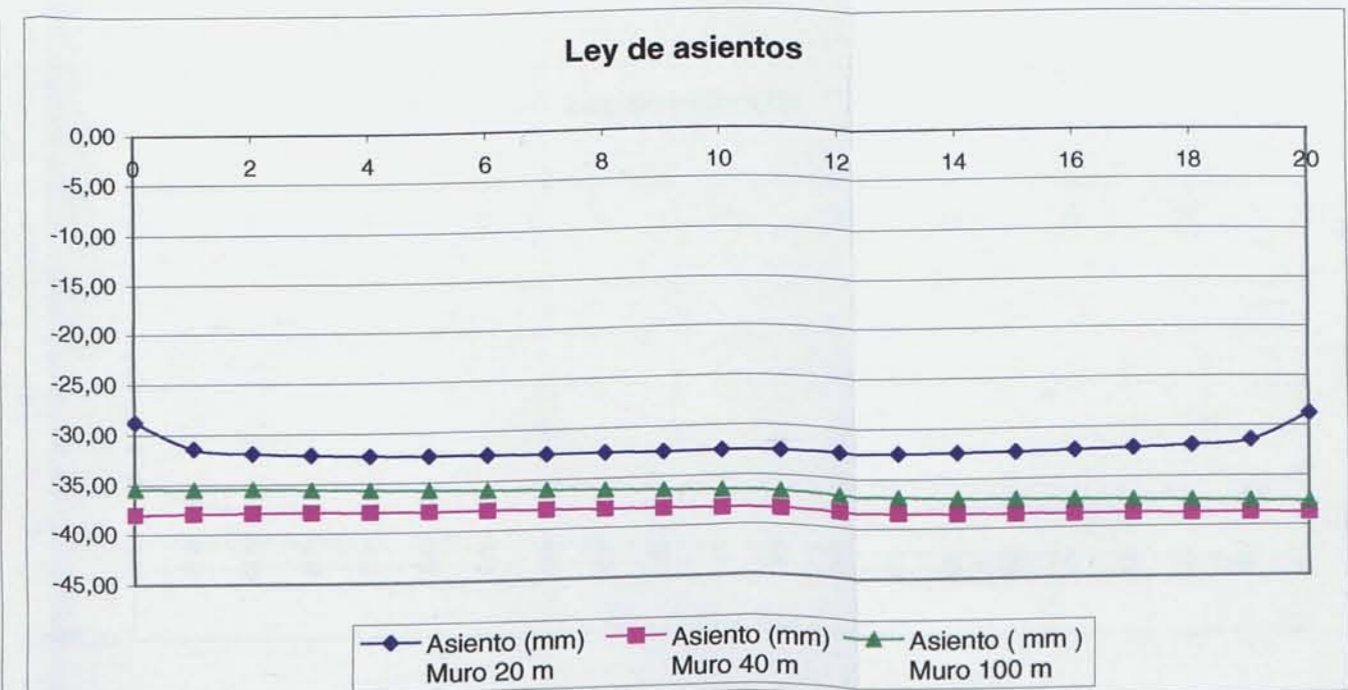
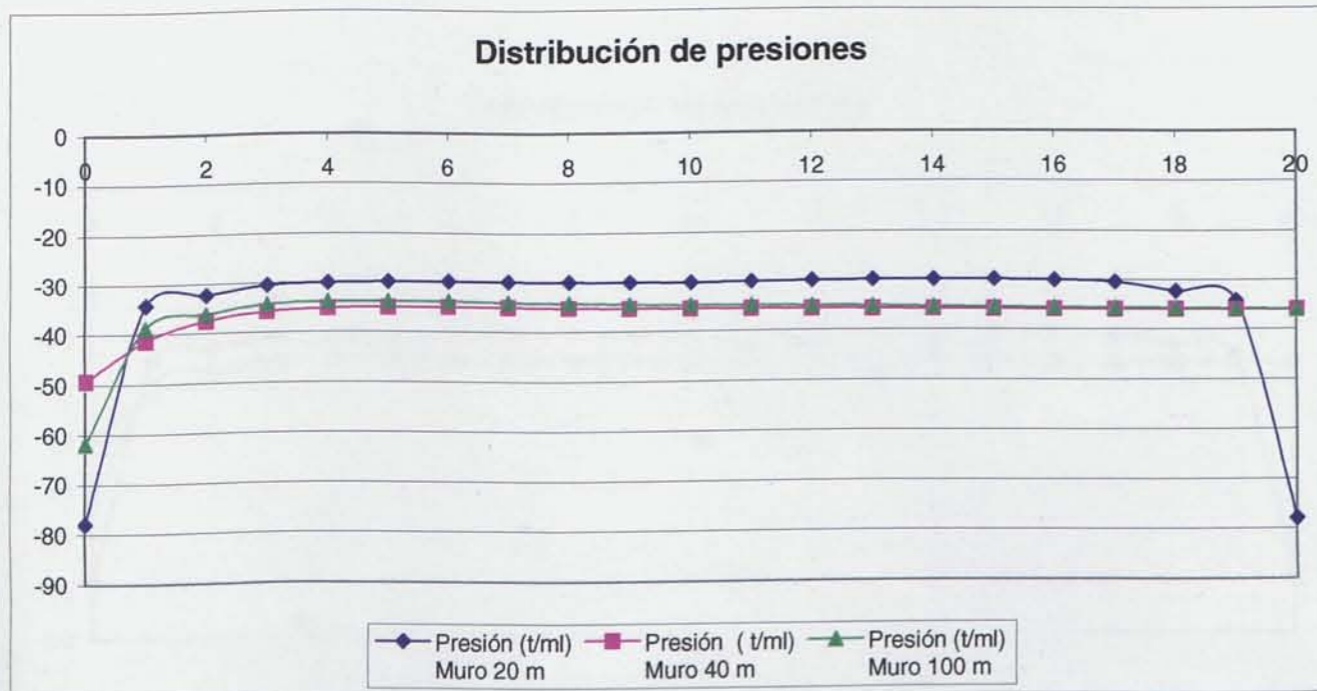
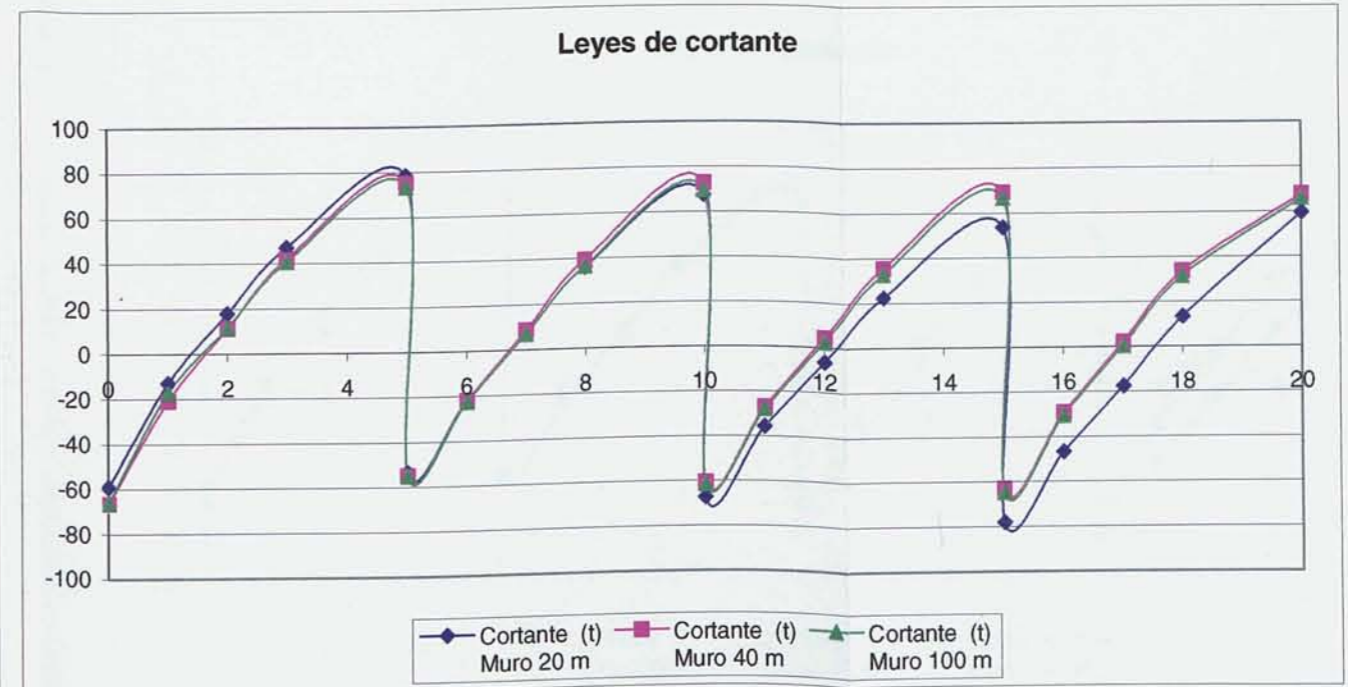
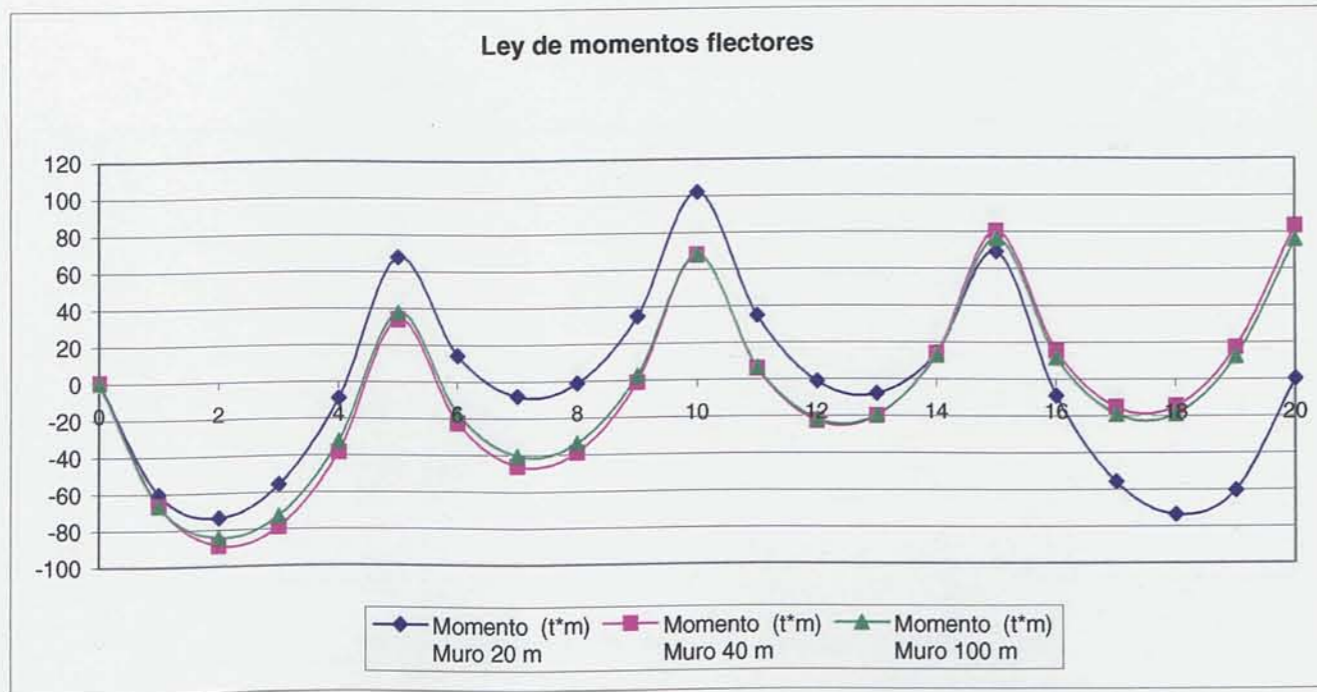


**5.5.9. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y terreno duro, en función de la variación de rigideces en la superestructura.**



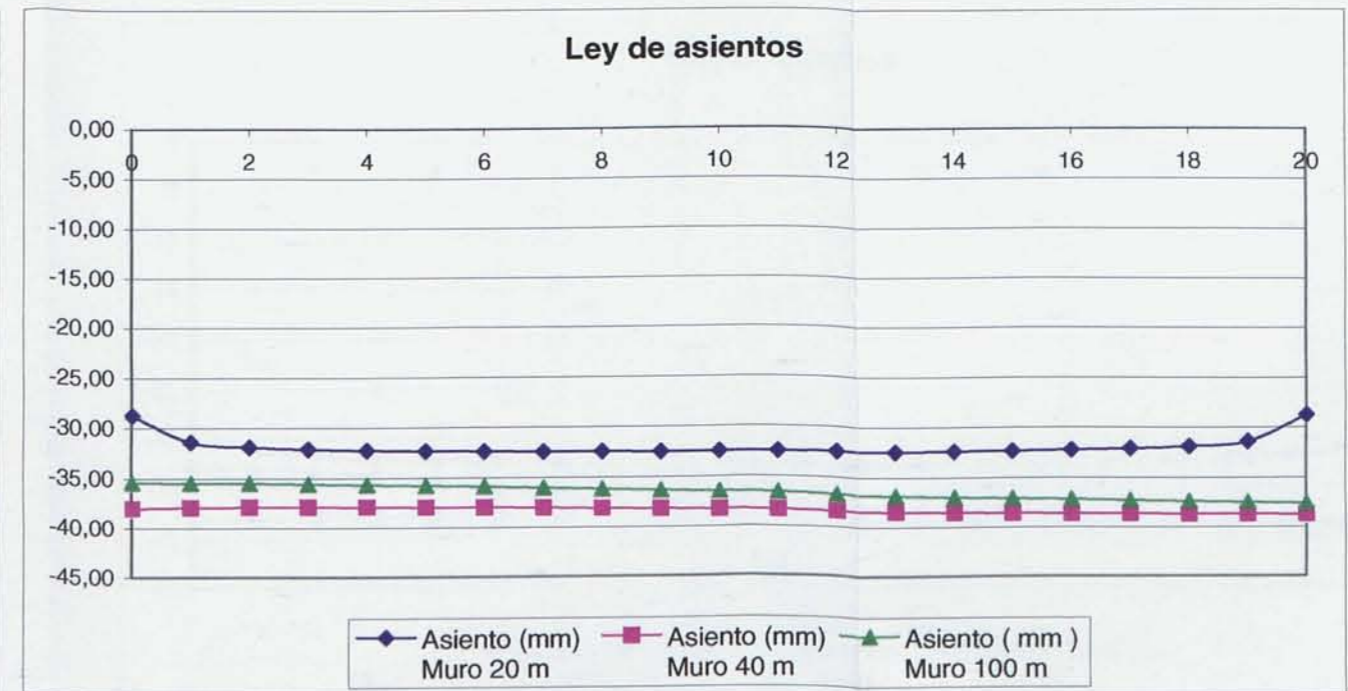
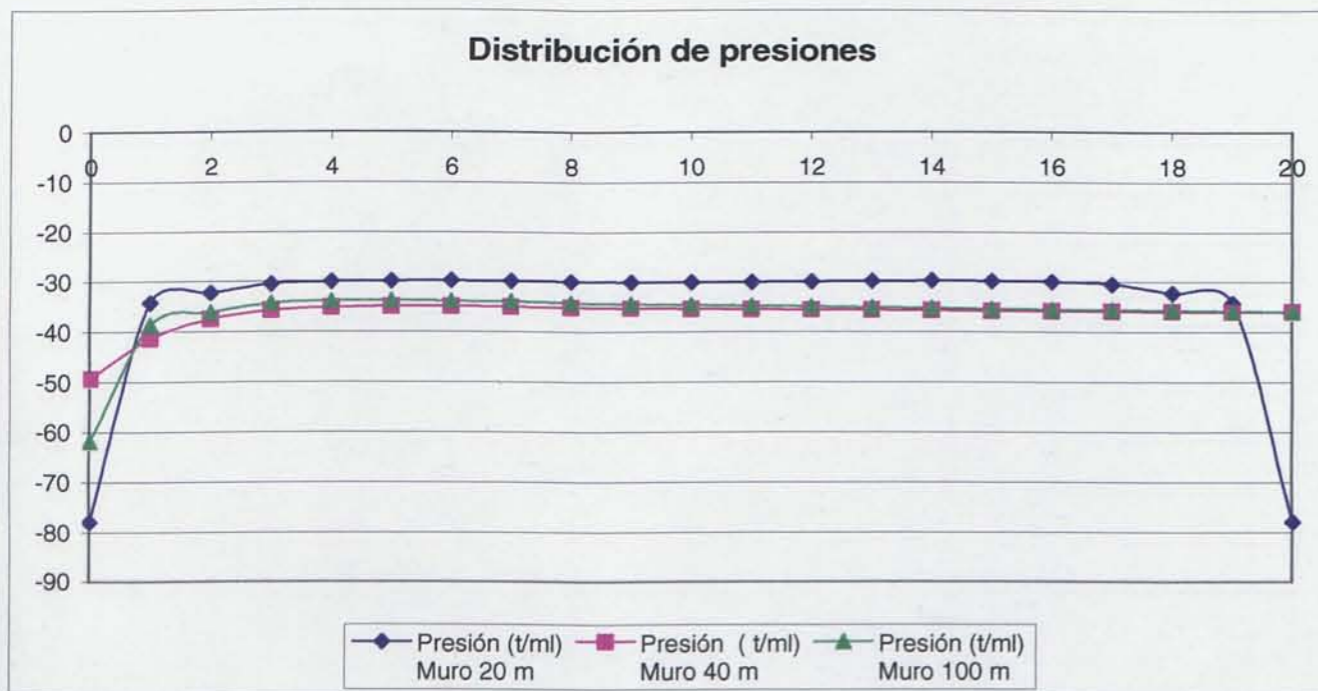
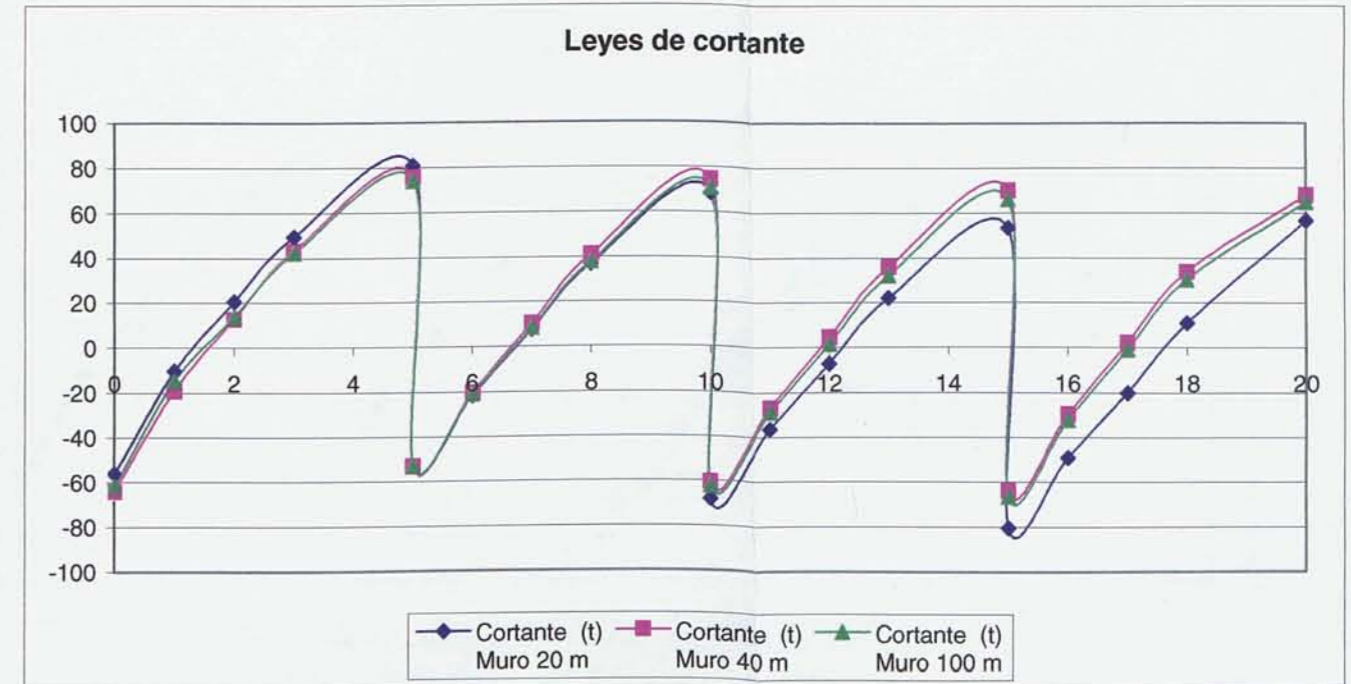
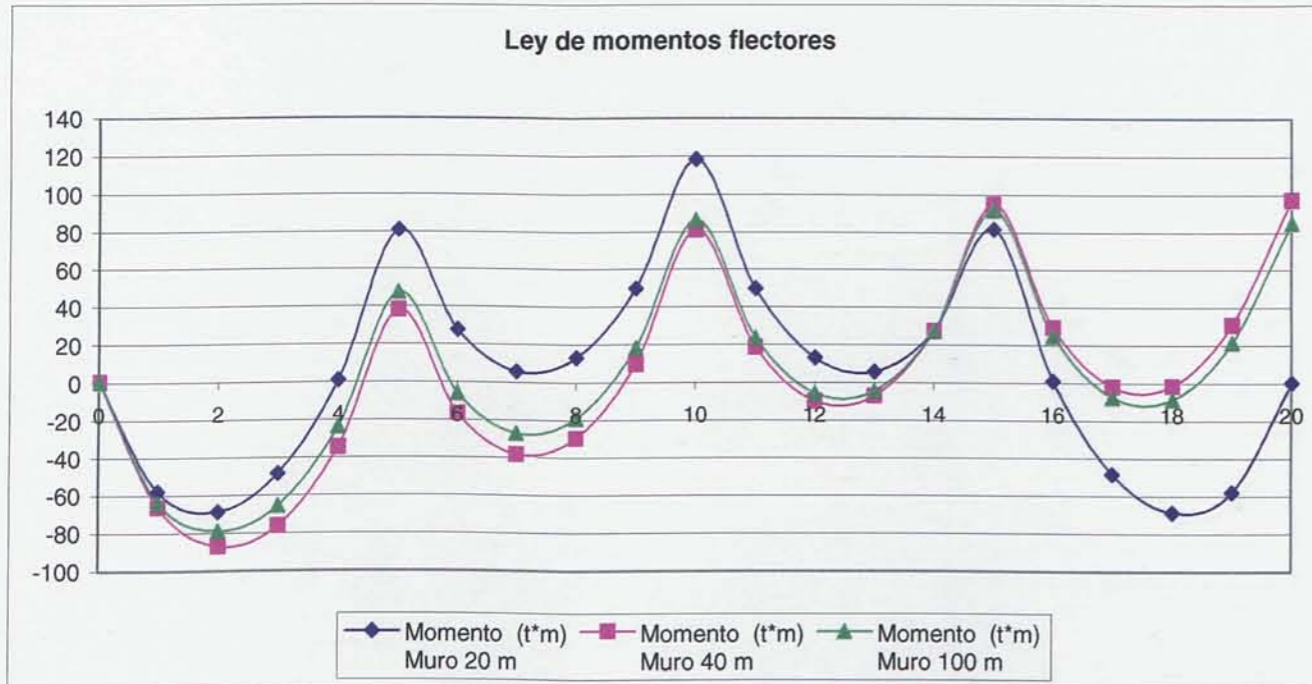


5.5.10. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 1 y terreno blando, en función de la variación de longitud.



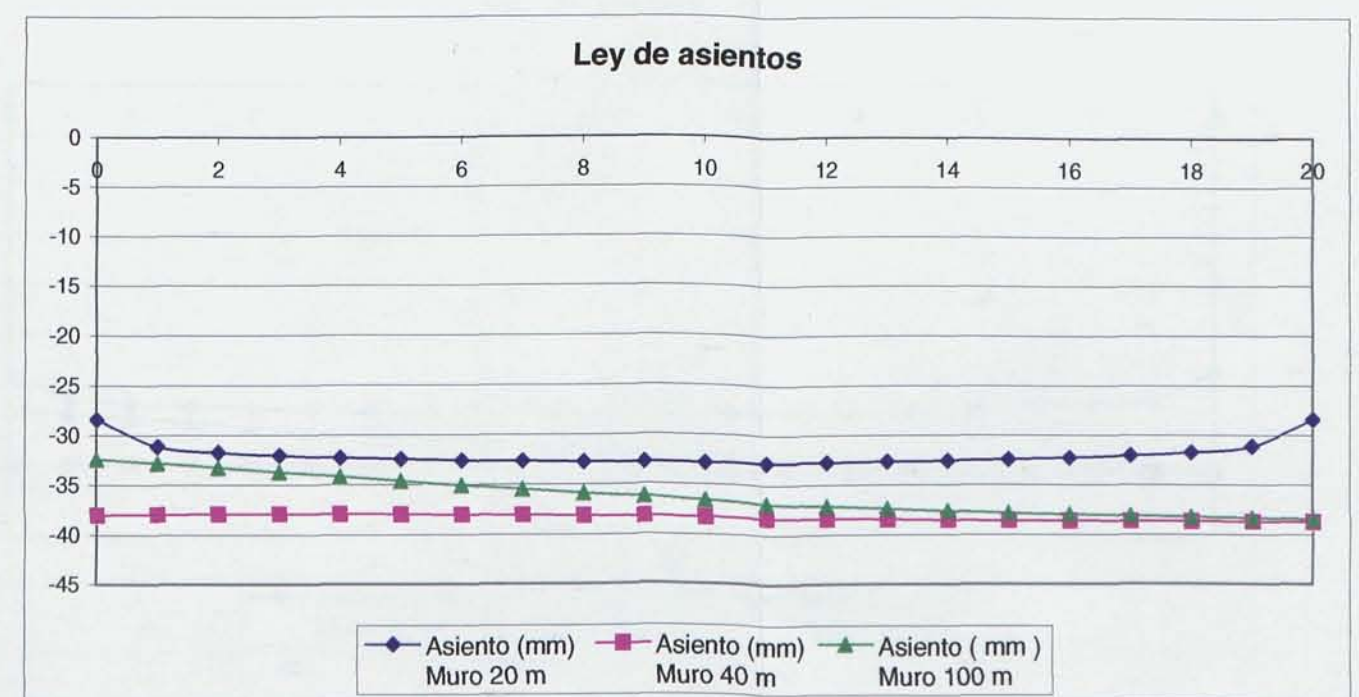
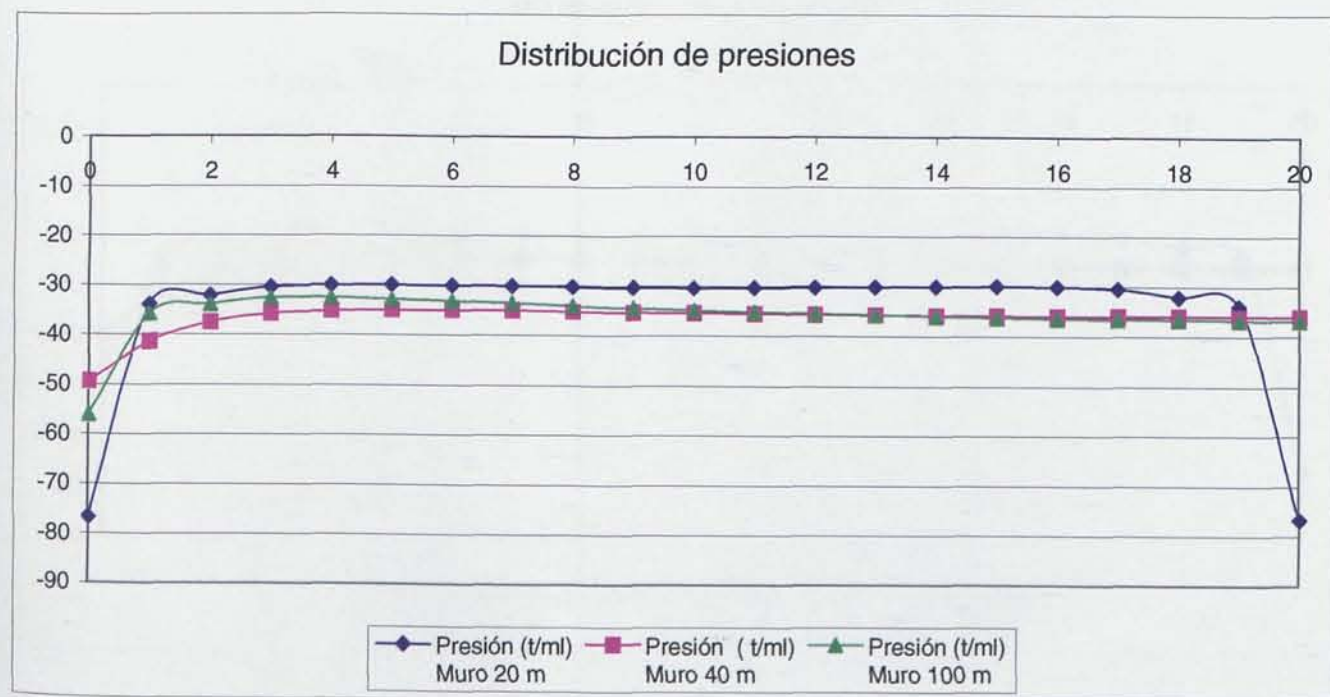
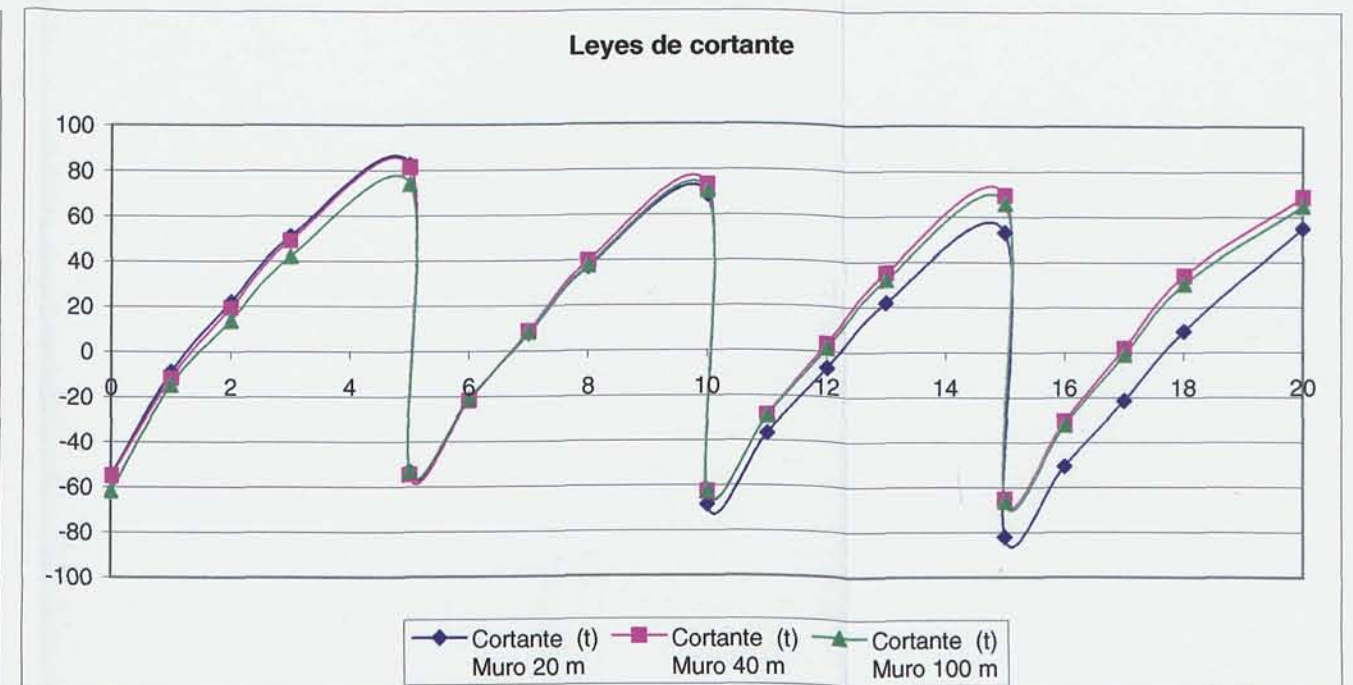
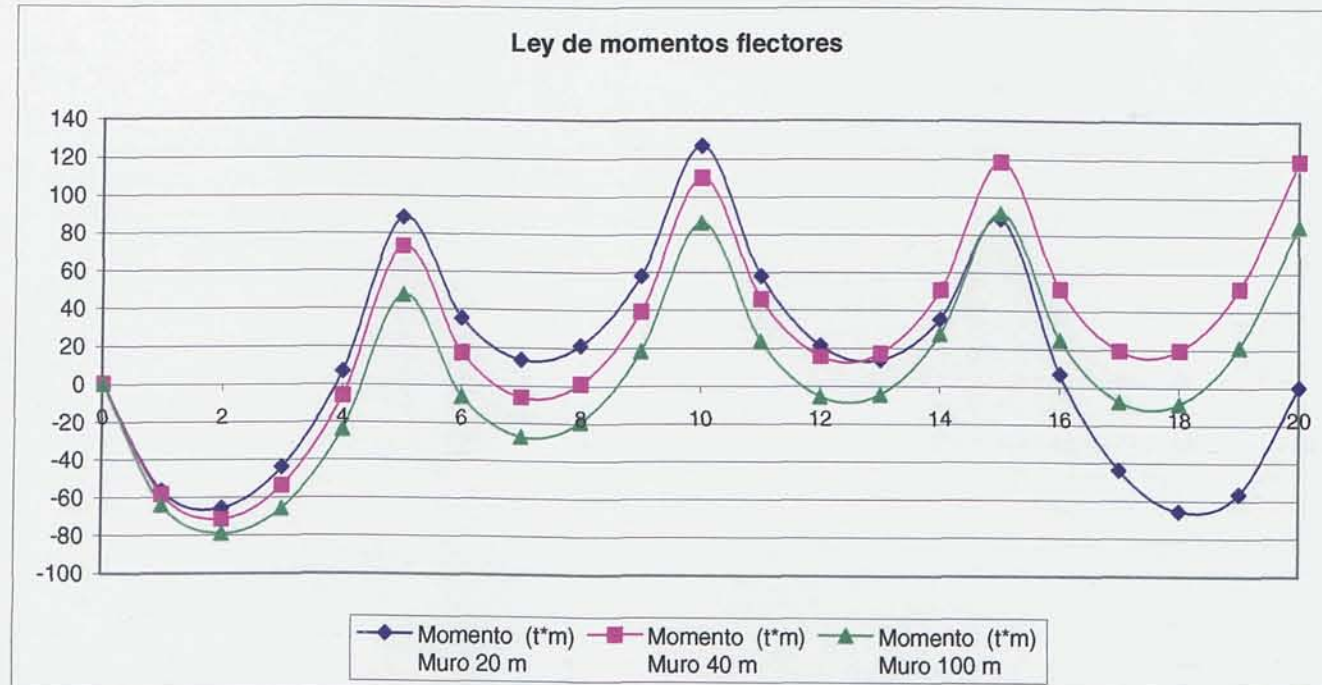


5.5.11. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 2 y terreno blando, en función de la variación de longitud.

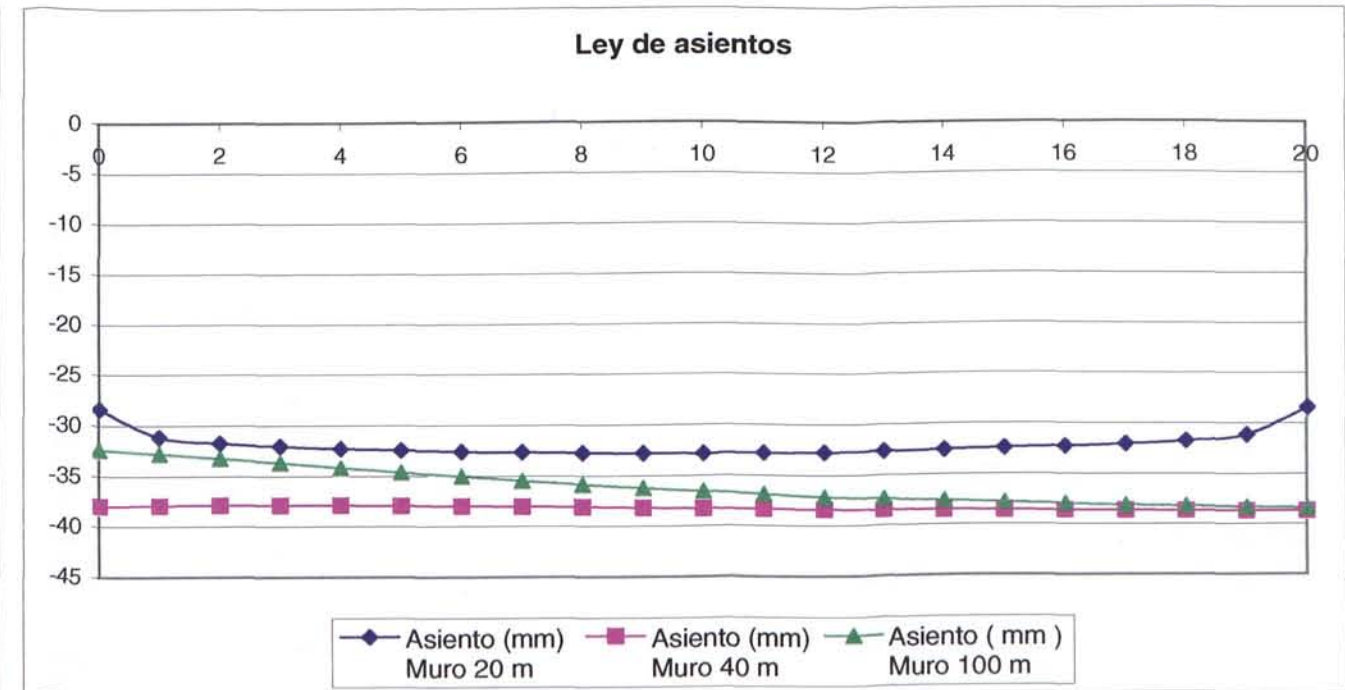
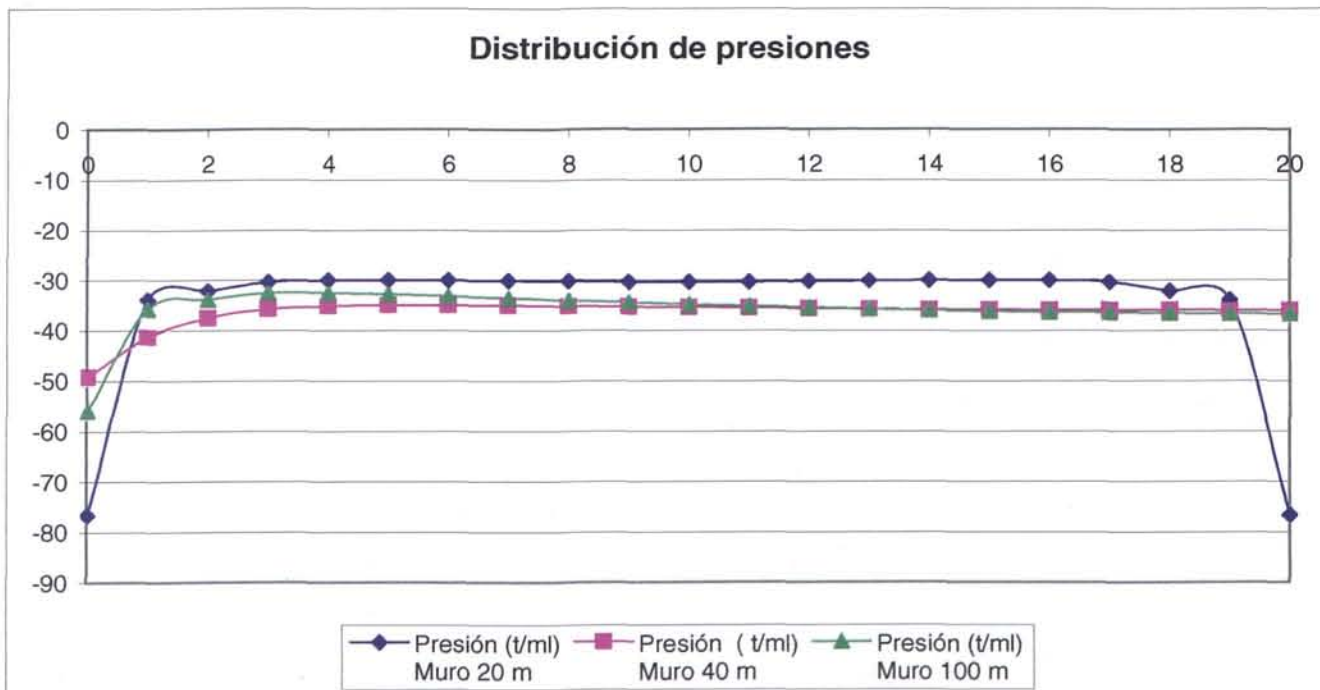
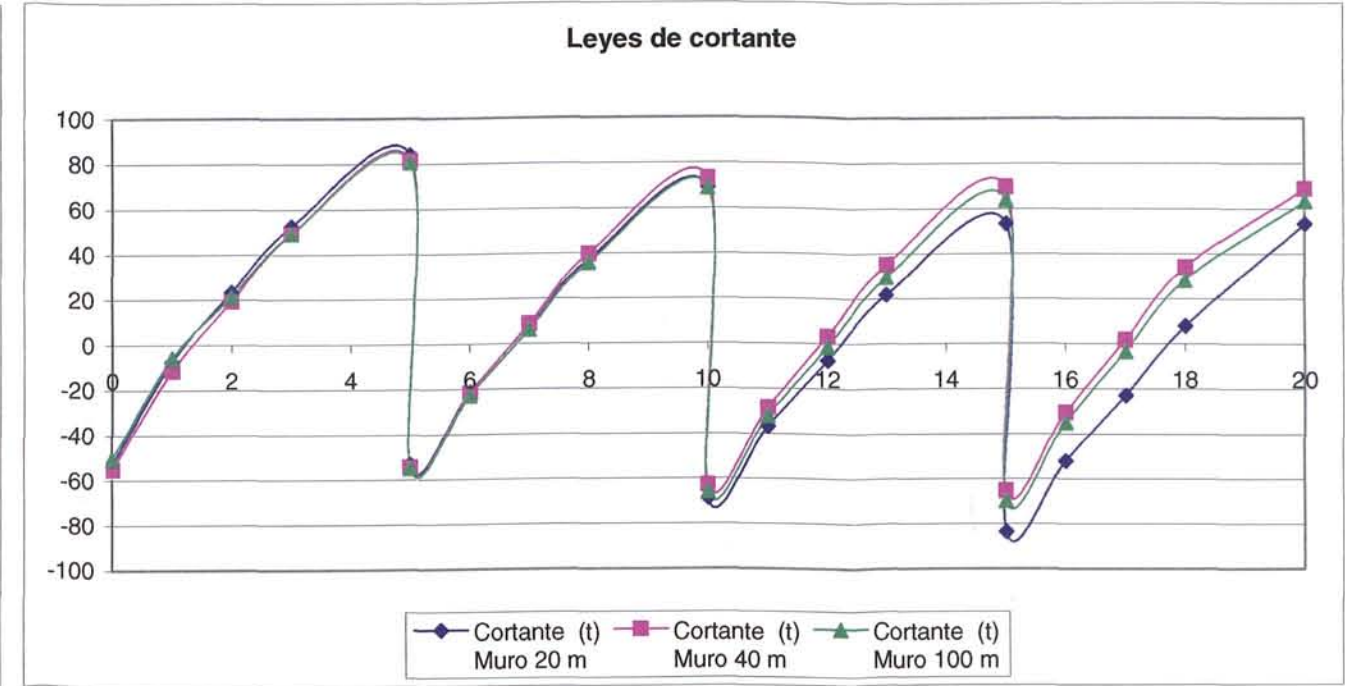
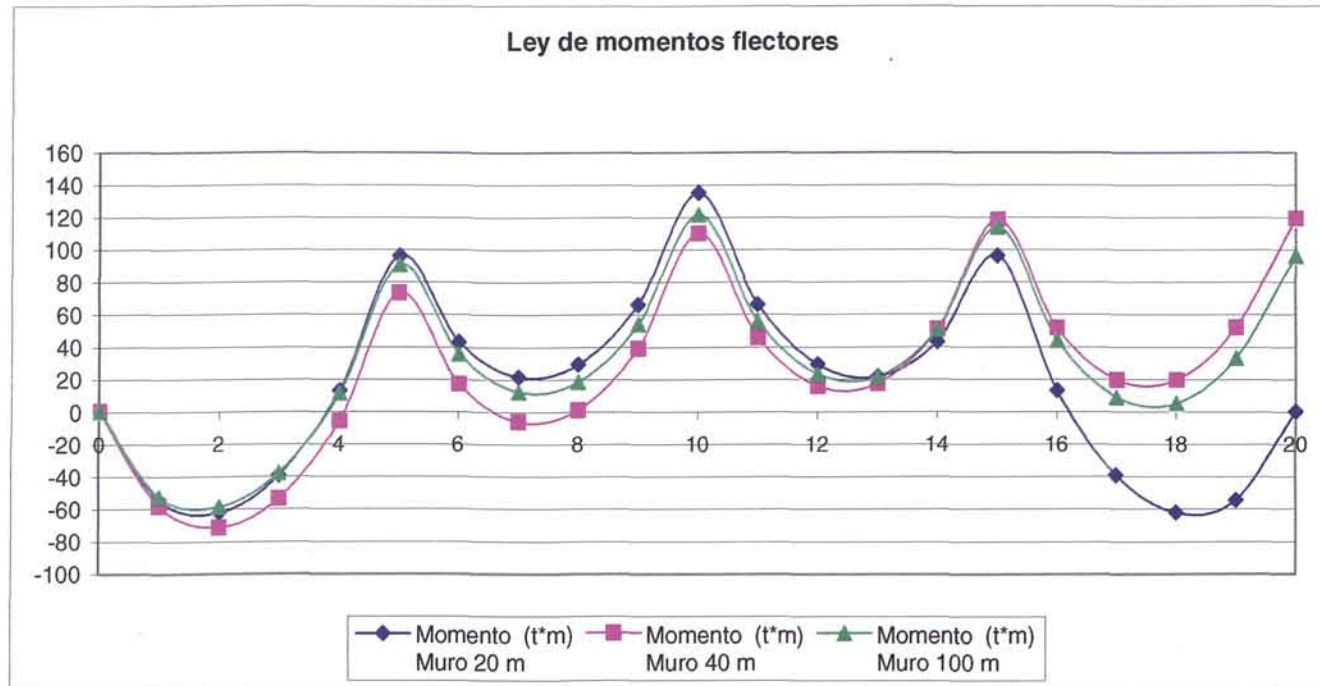




5.5.12. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 3 y terreno blando, en función de la variación de longitud.



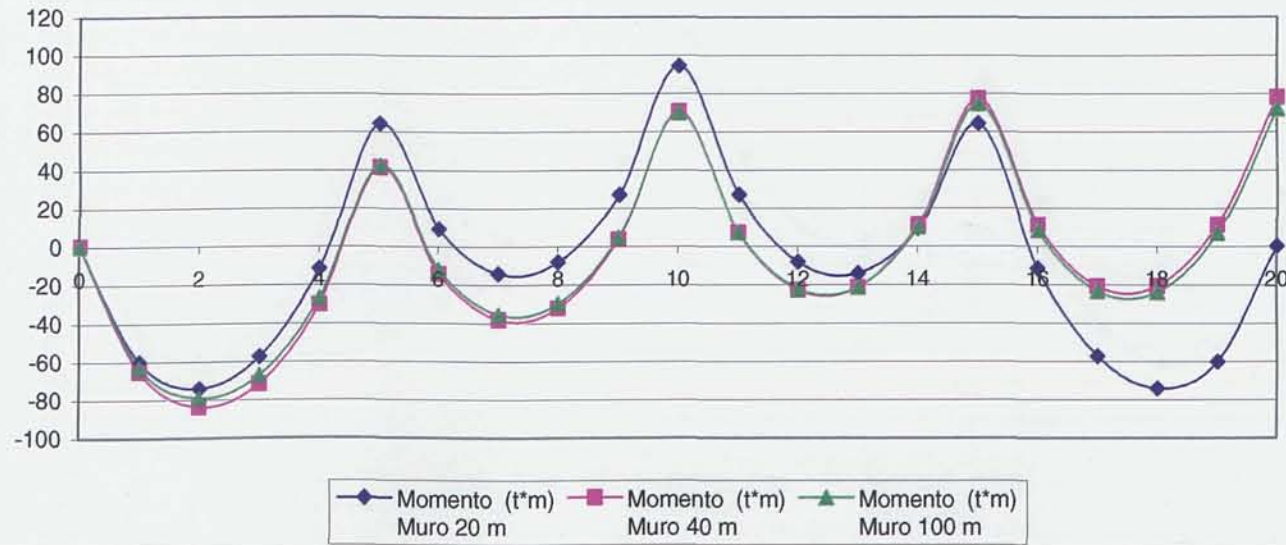
5.5.13. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 4 y terreno blando, en función de la variación de longitud.



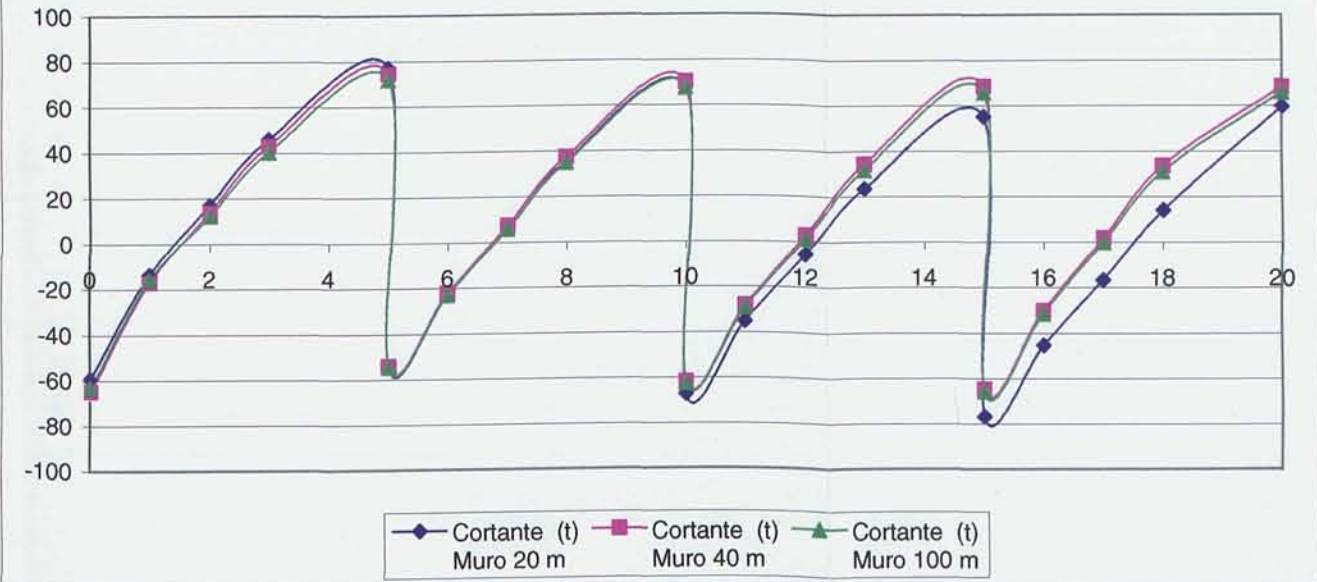


5.5.14. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 1 y terreno medio, en función de la variación de longitud.

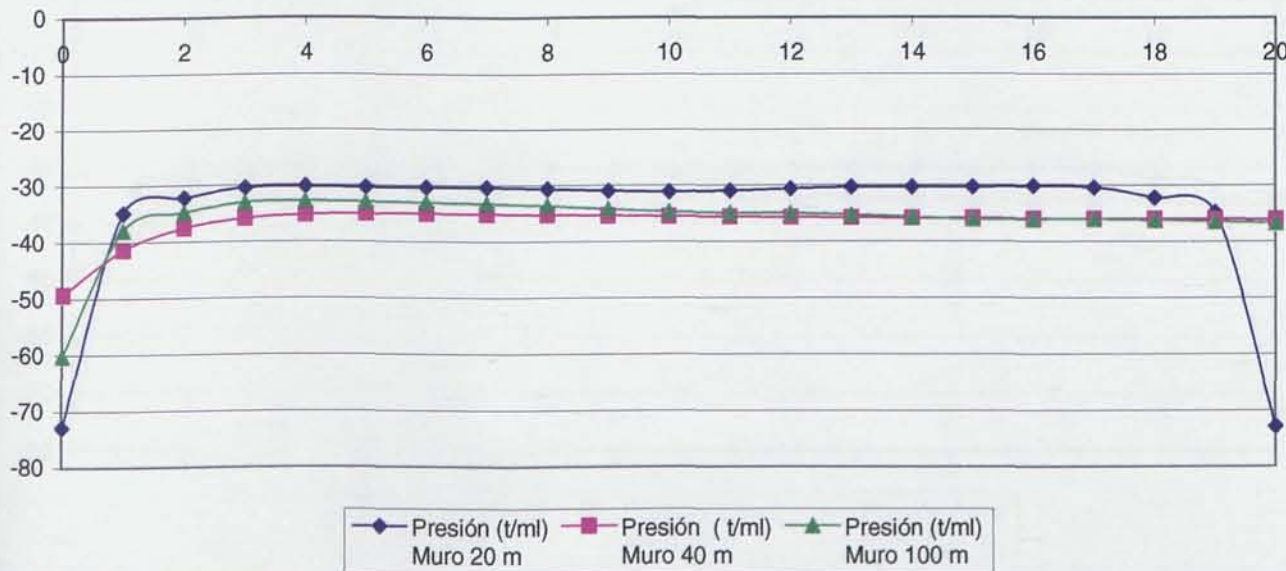
Ley de momentos flectores



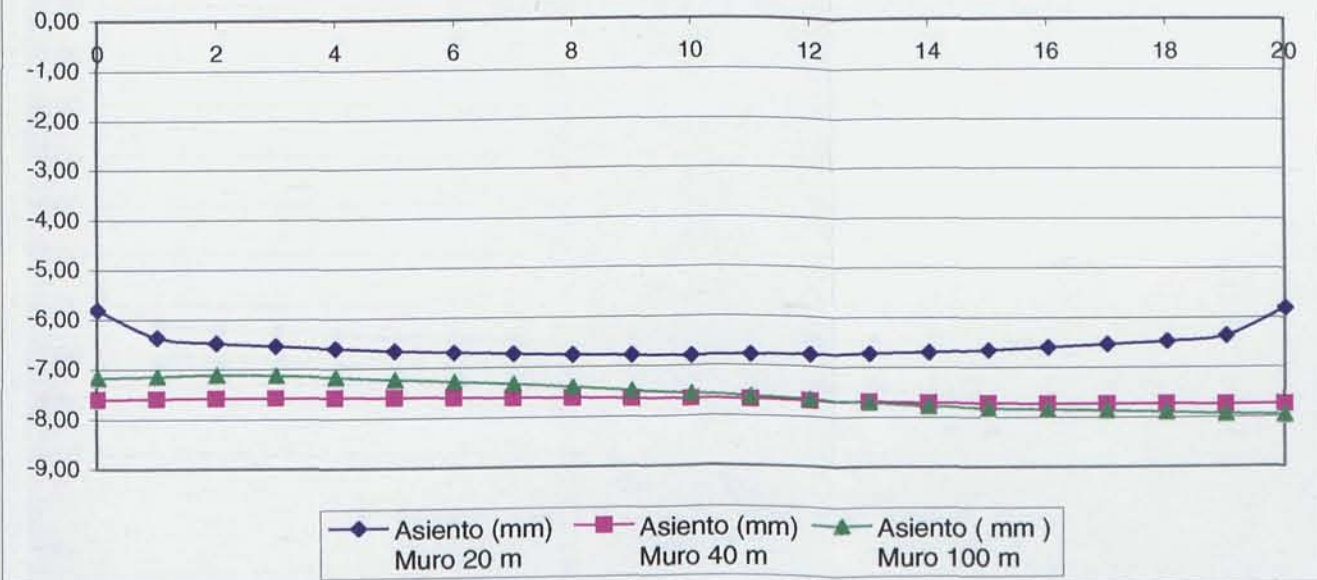
Leyes de cortantes



Distribución de presiones

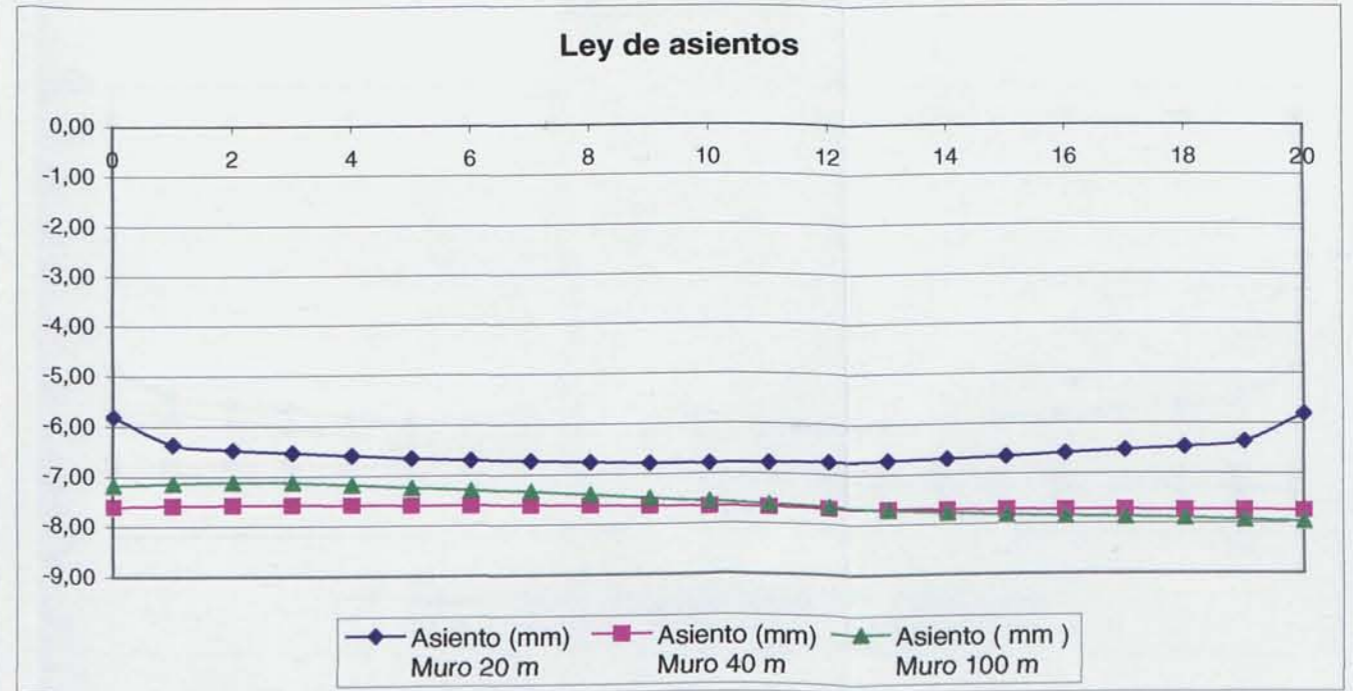
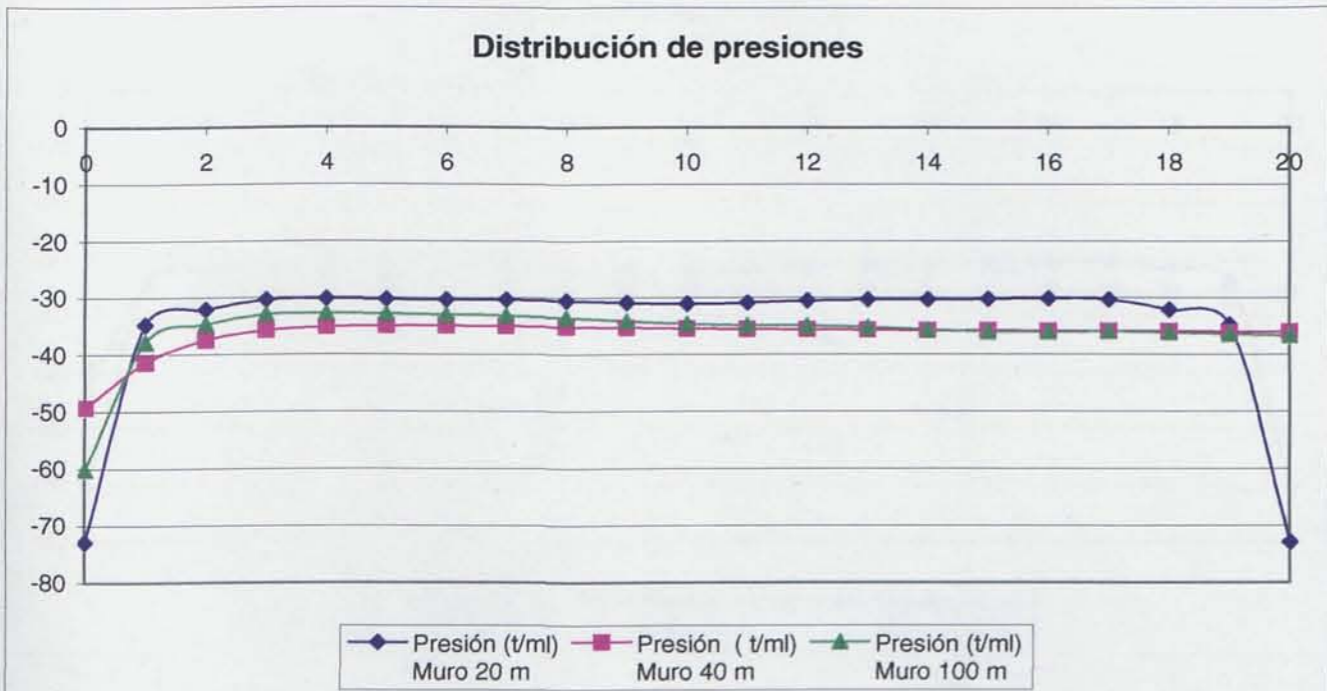
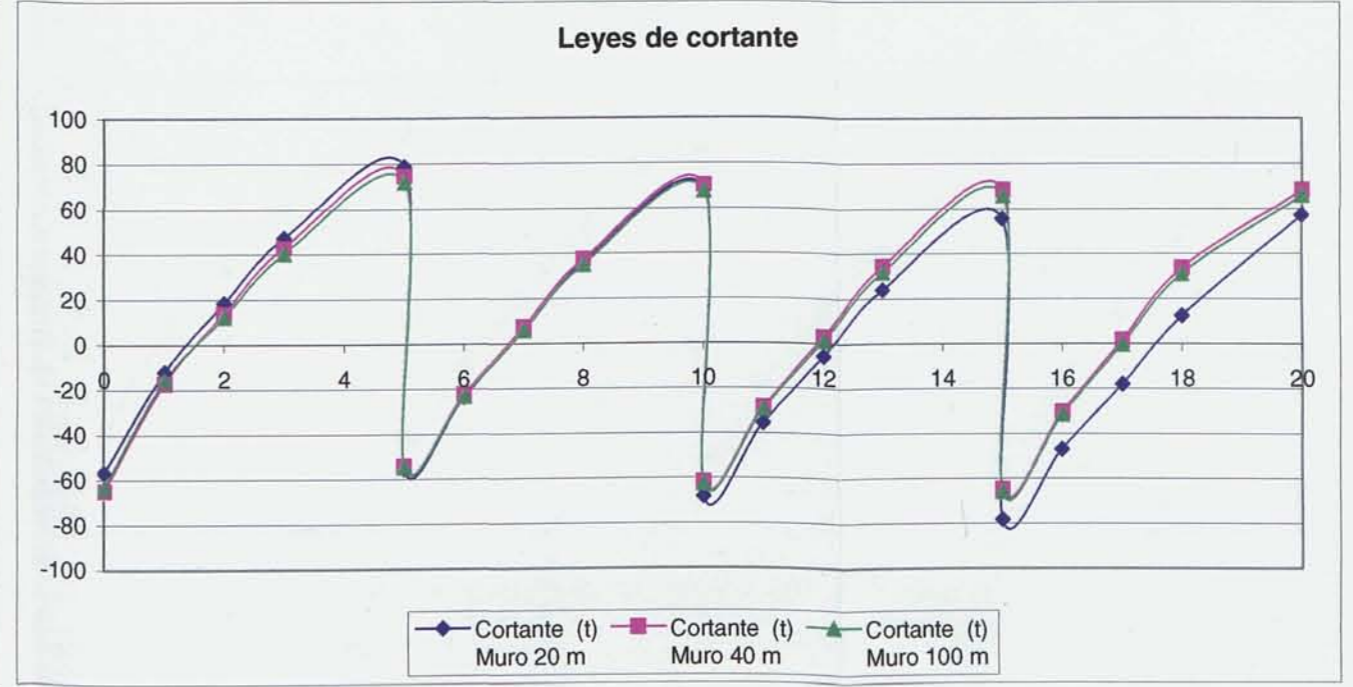
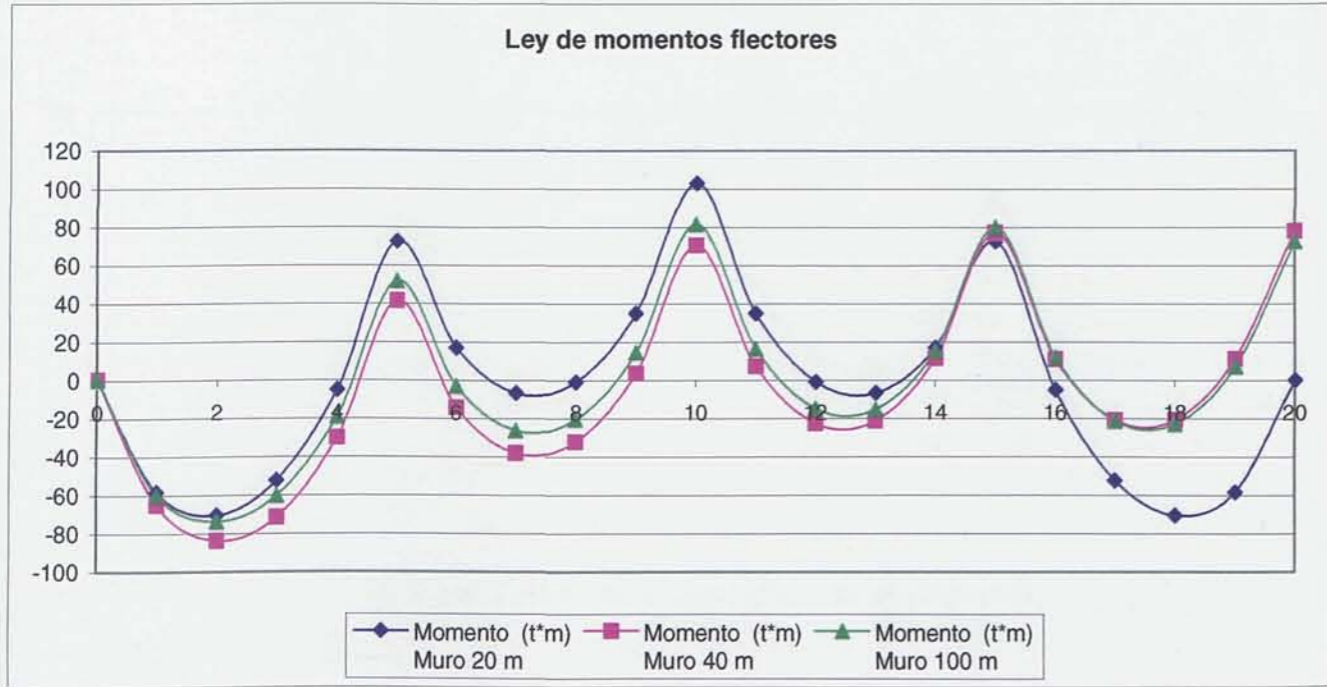


Ley de asientos



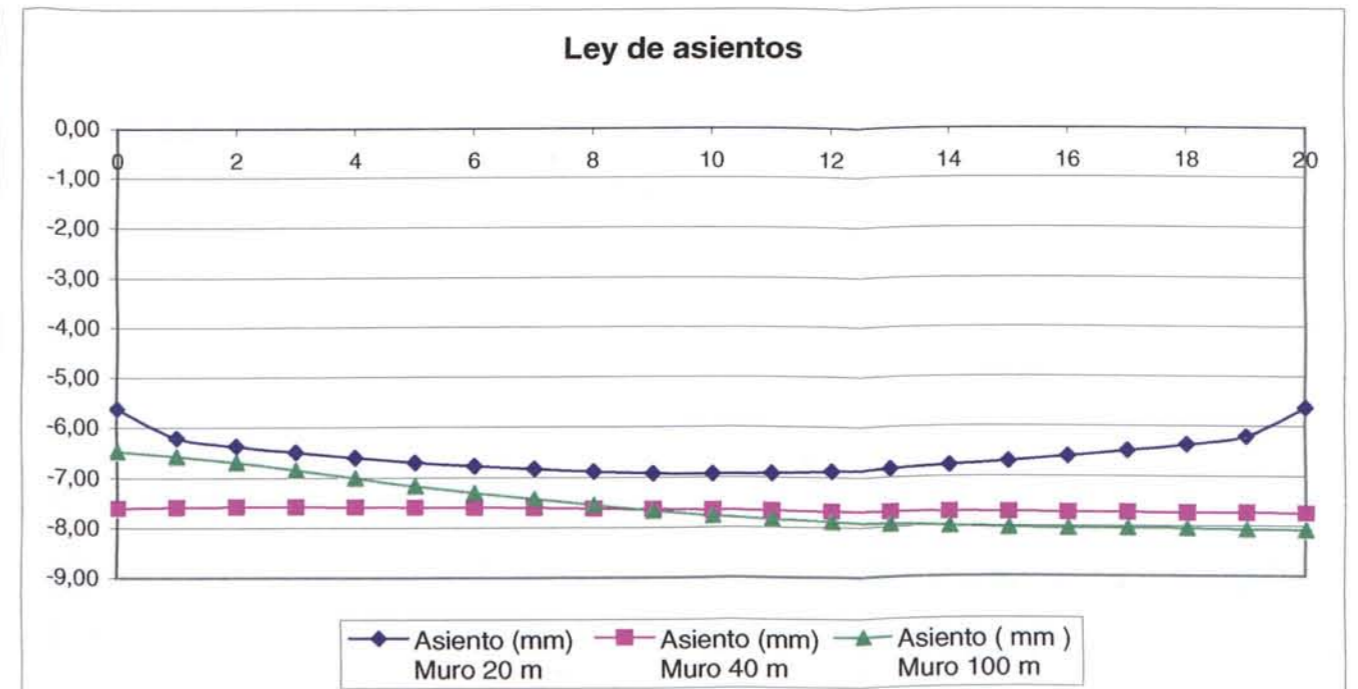
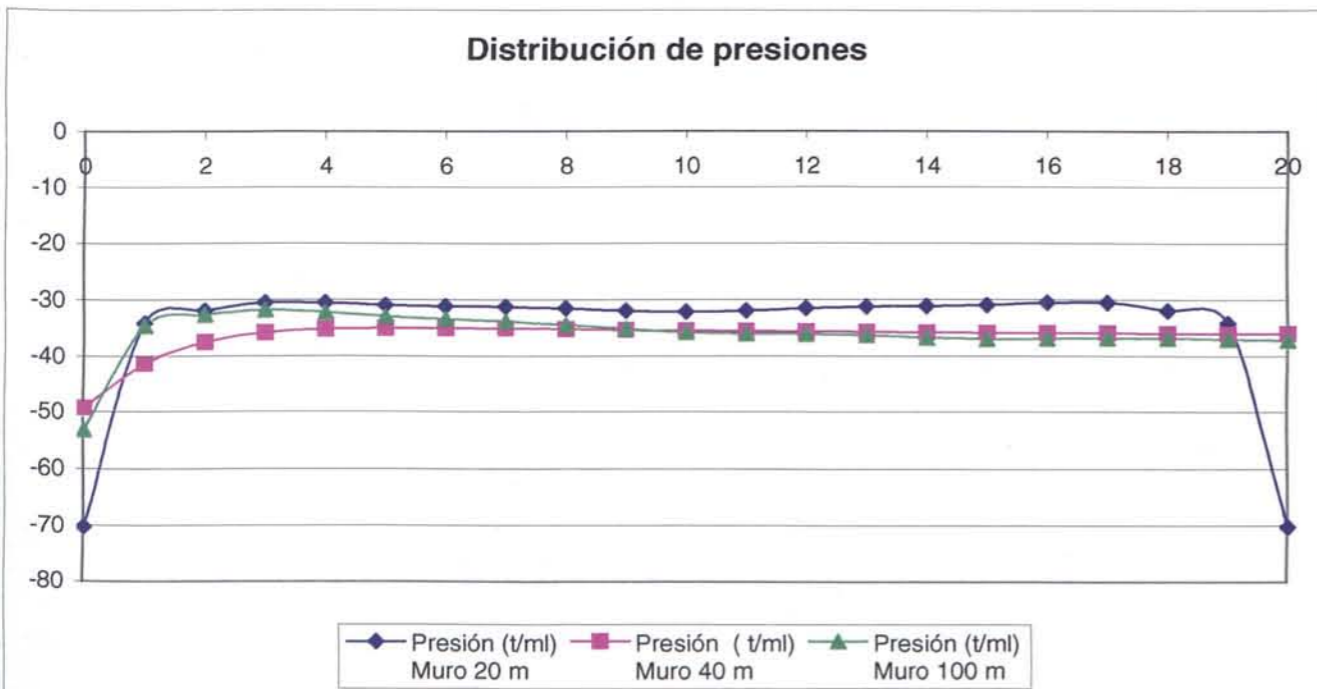
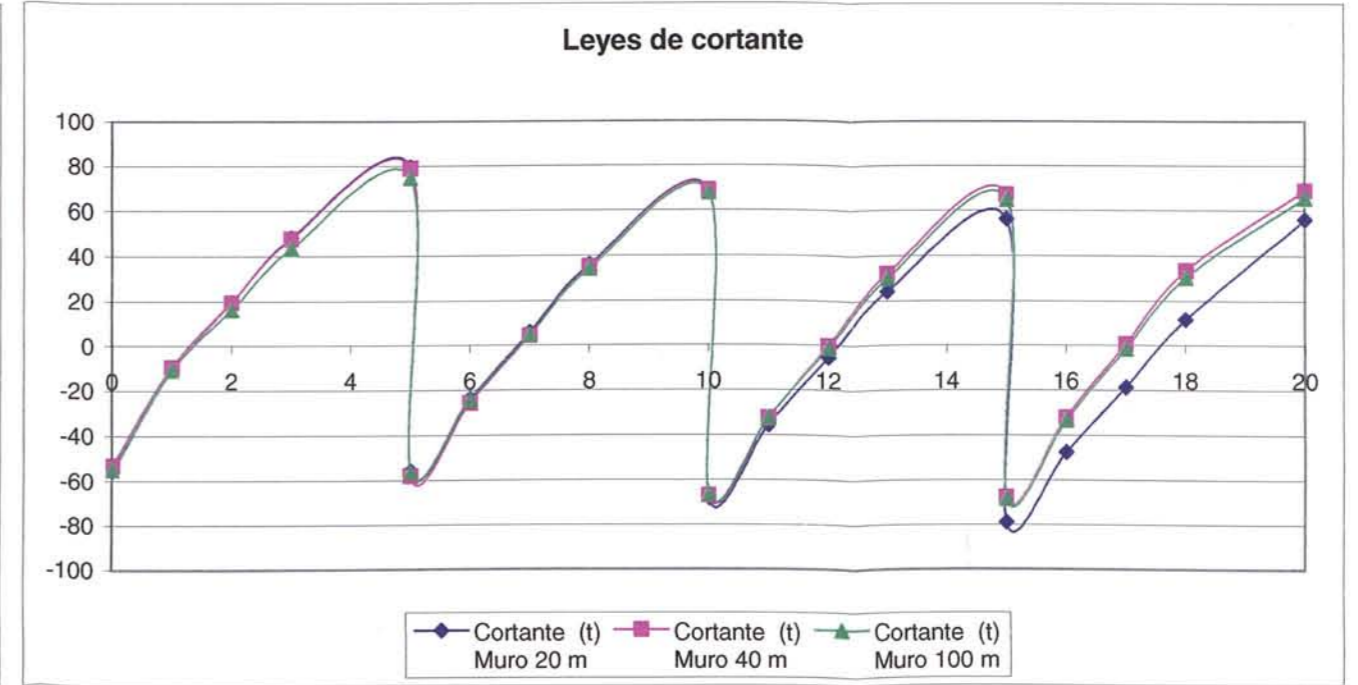
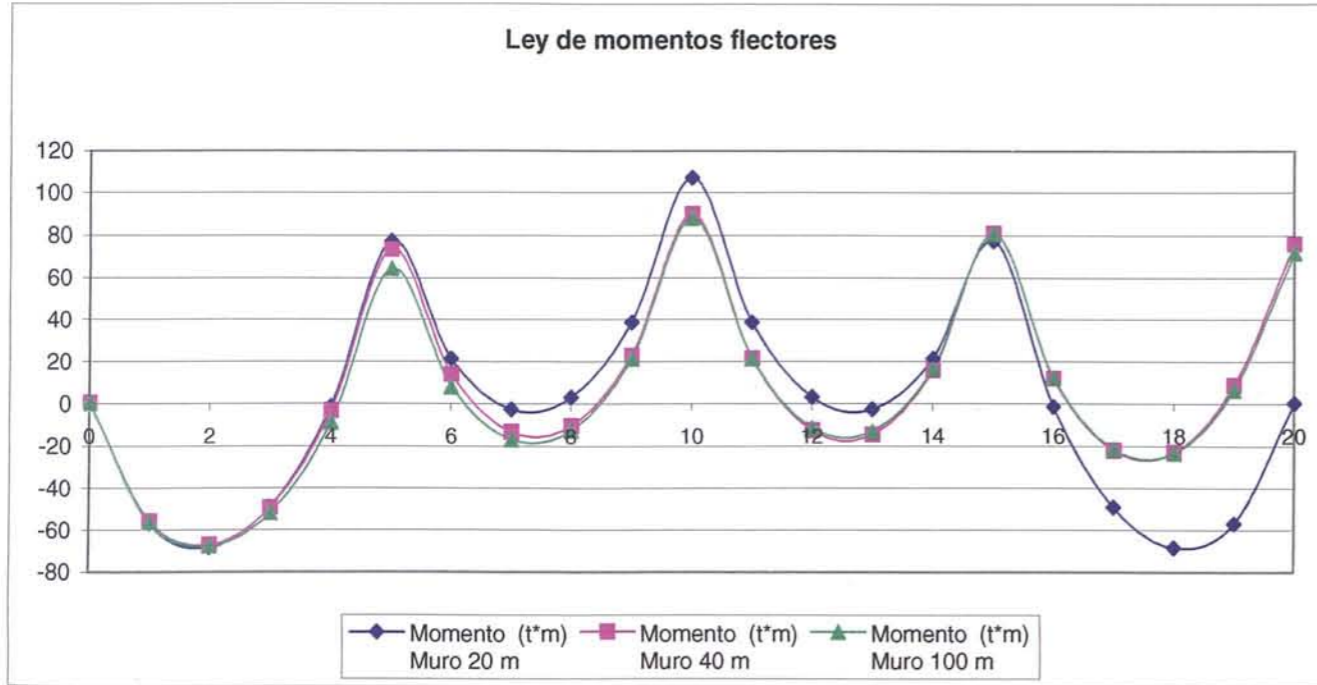


5.5.15. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 2 y terreno medio, en función de la variación de longitud.

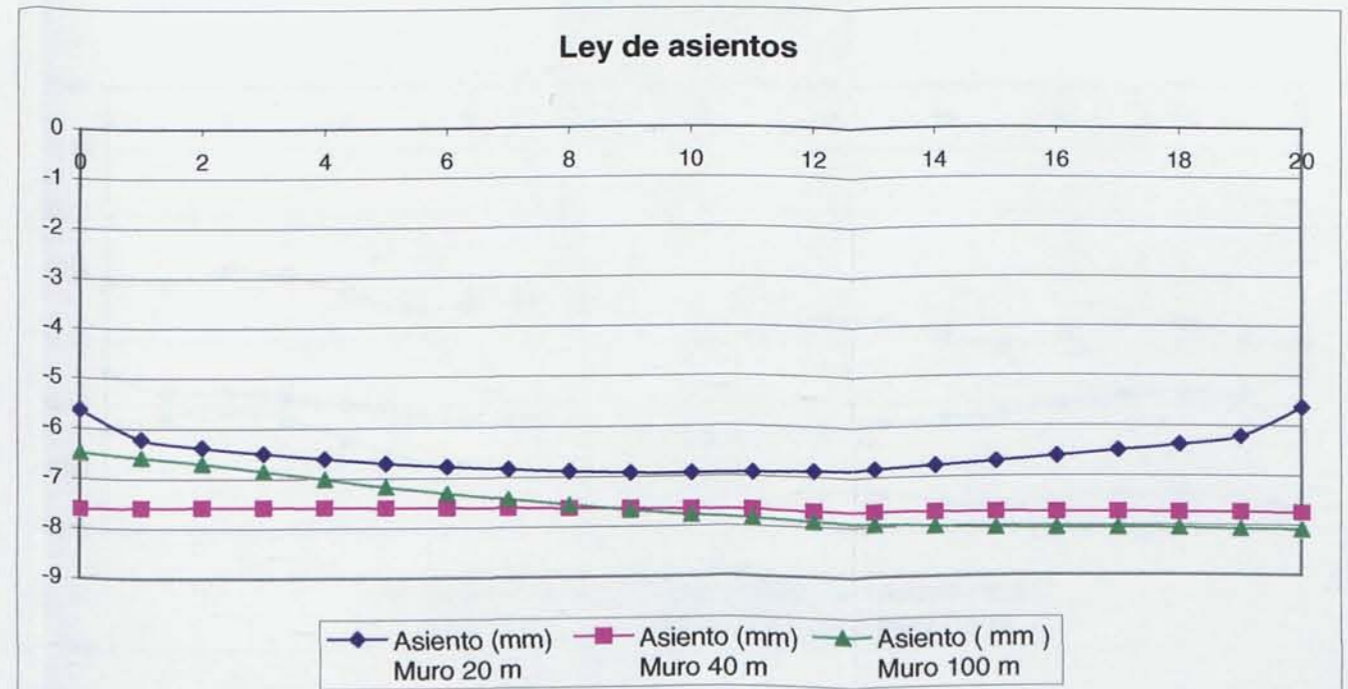
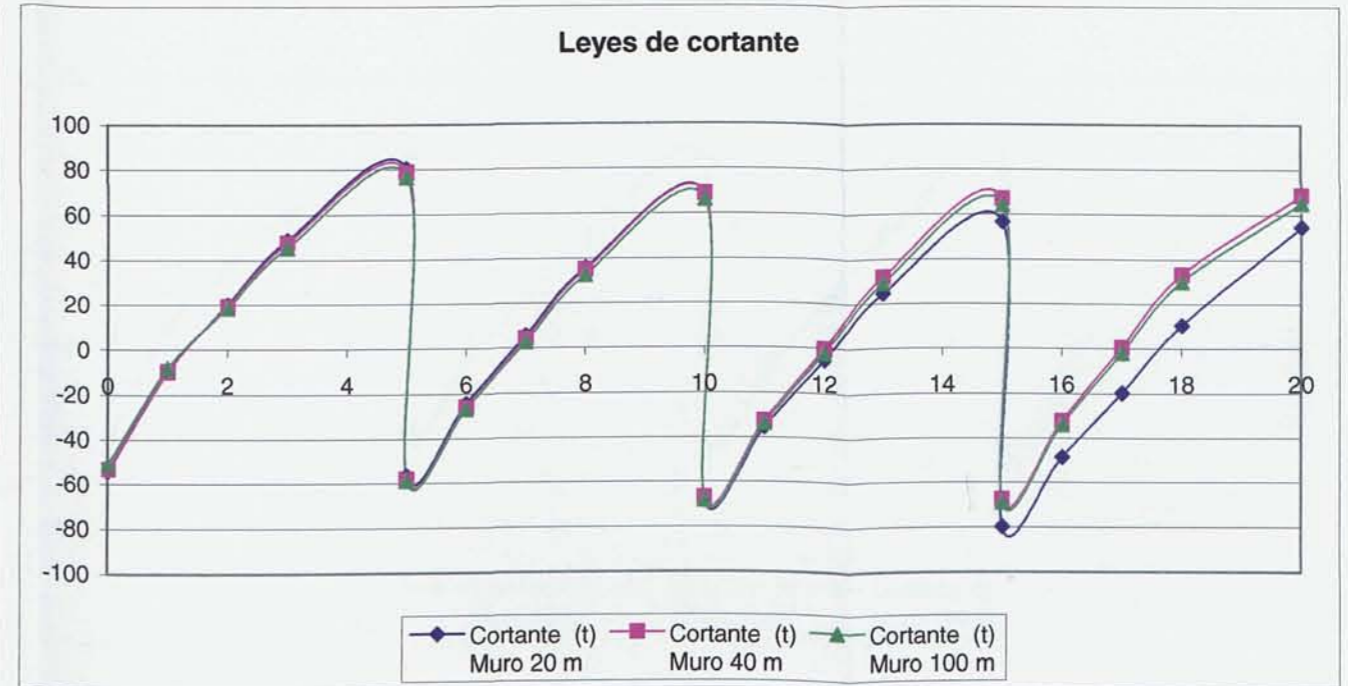
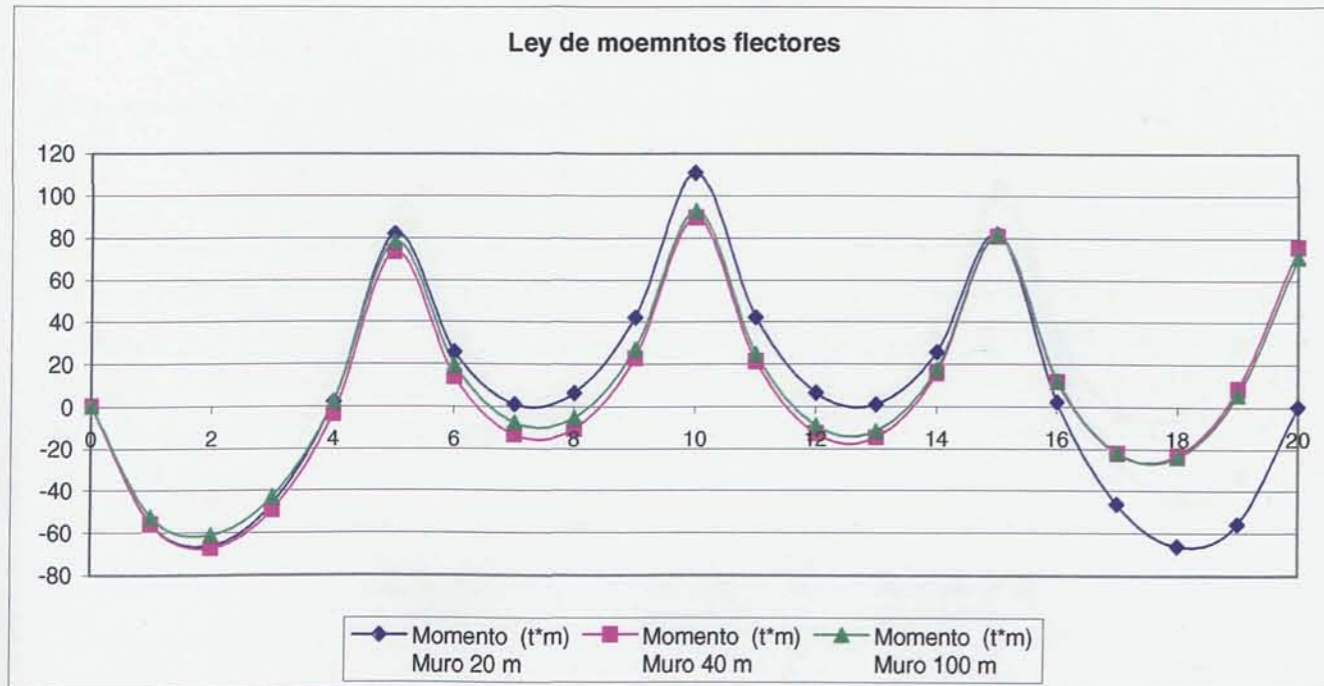




5.5.16. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 3 y terreno medio, en función de la variación de longitud.

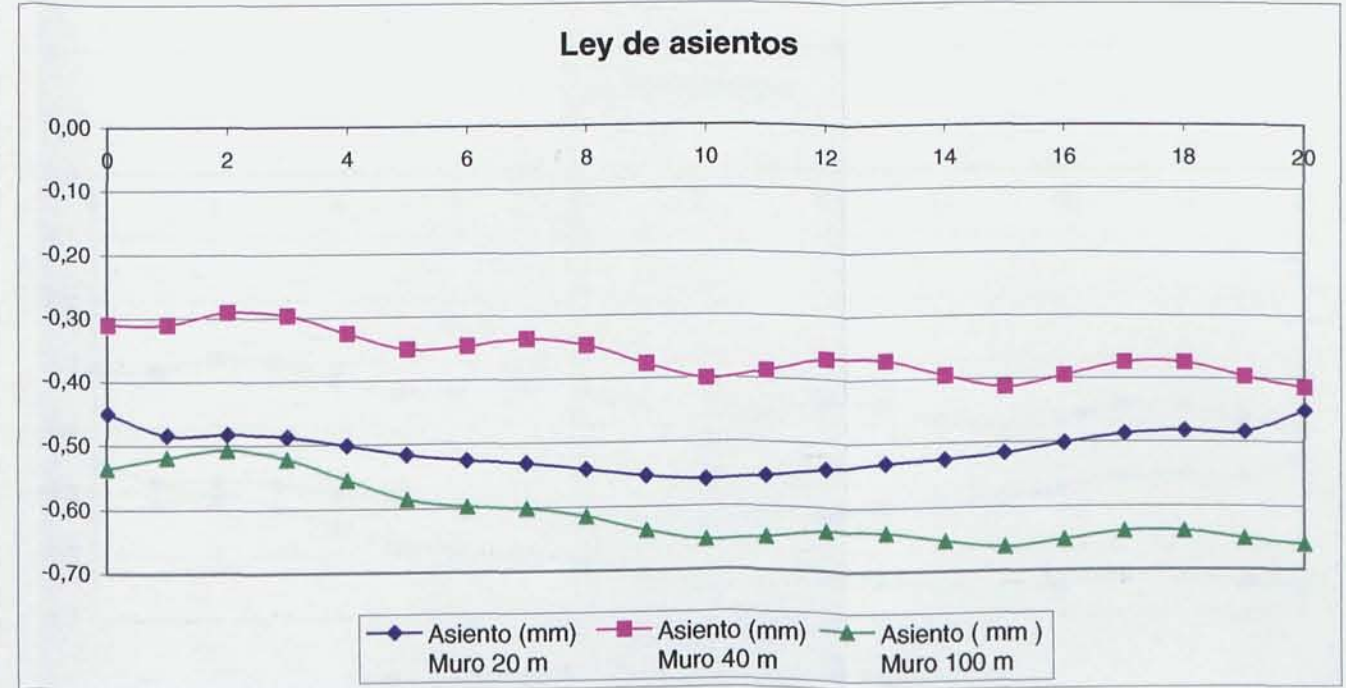
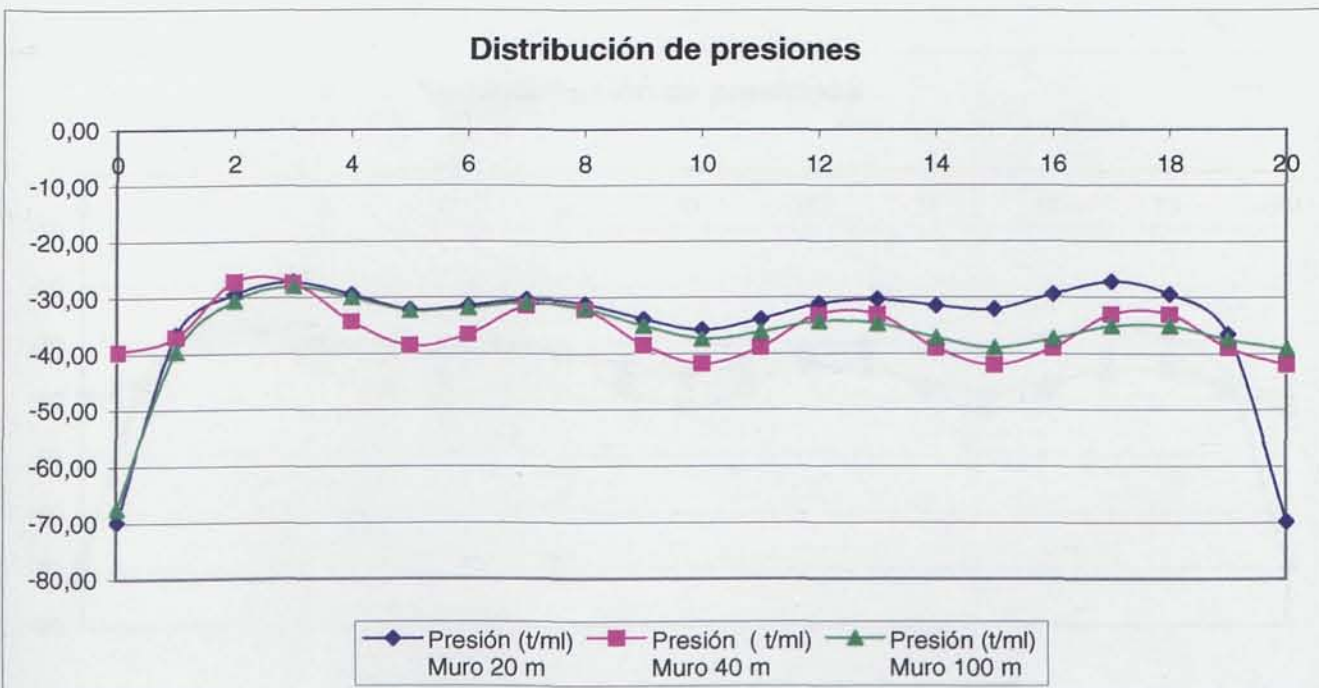
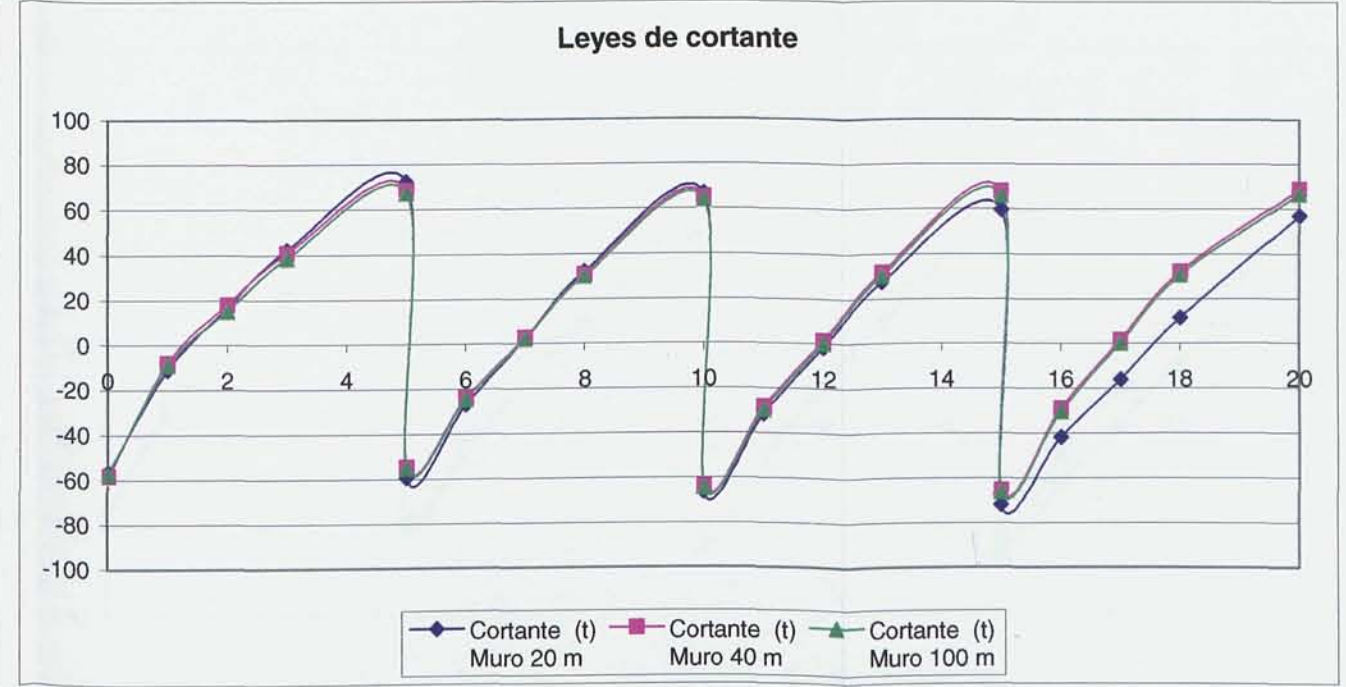
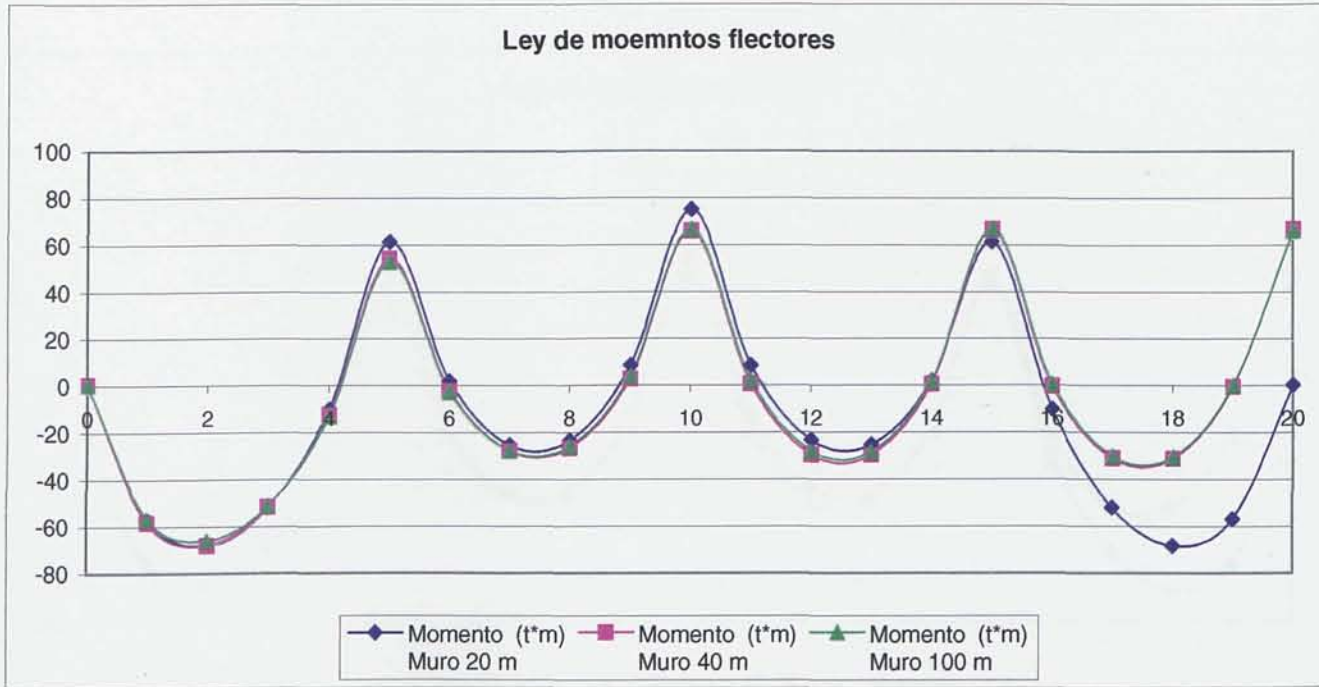


5.5.17. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 4 y terreno medio, en función de la variación de longitud.





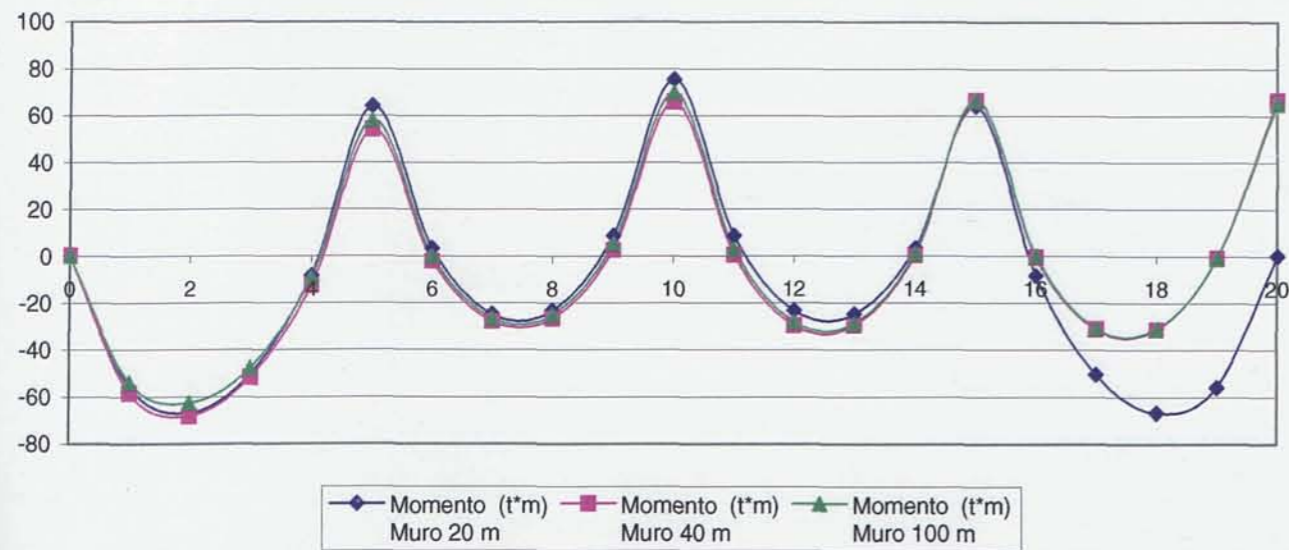
**5.5.18. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 1 y terreno duro, en función de la variación de longitud.**



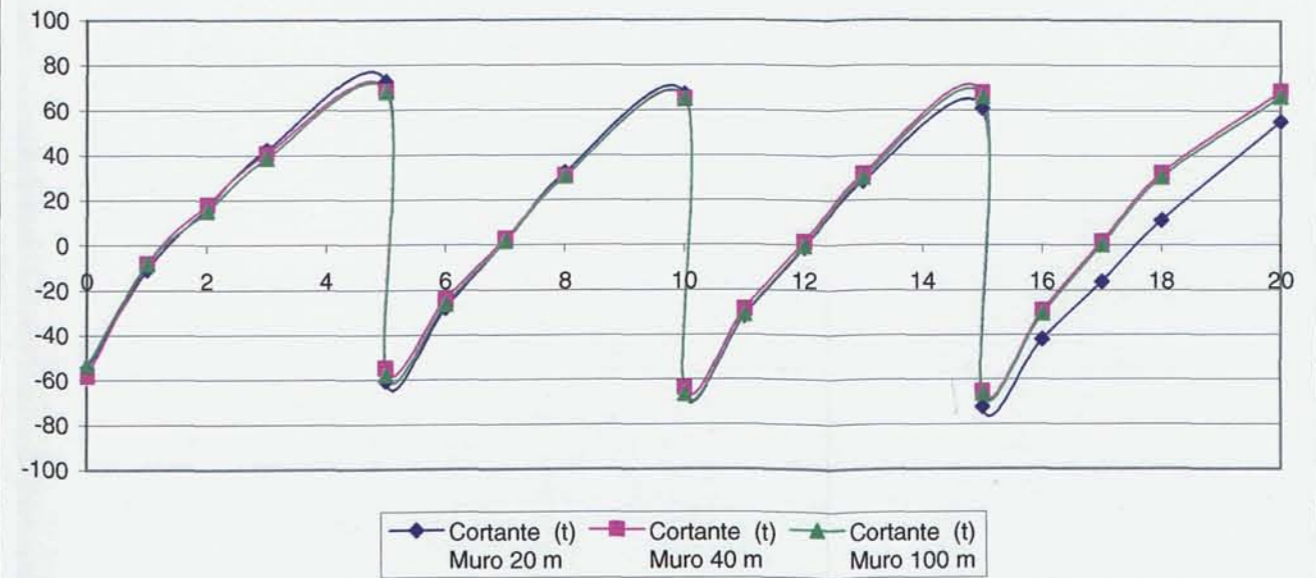


**5.5.19. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 2 y terreno duro, en función de la variación de longitud.**

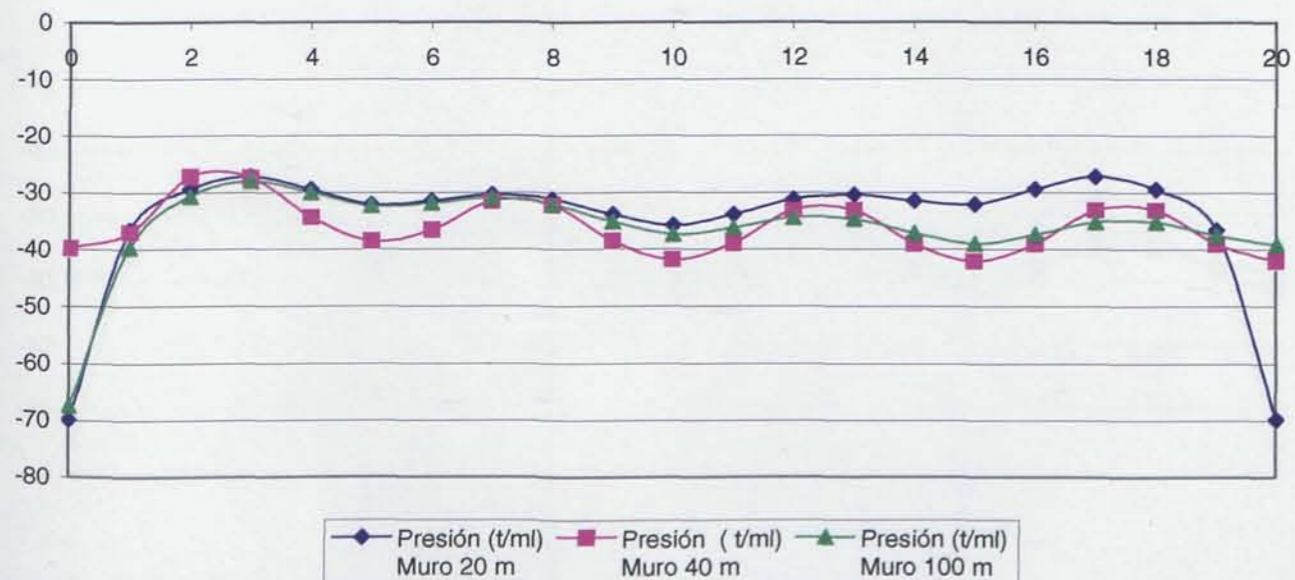
**Ley de momentos flectores**



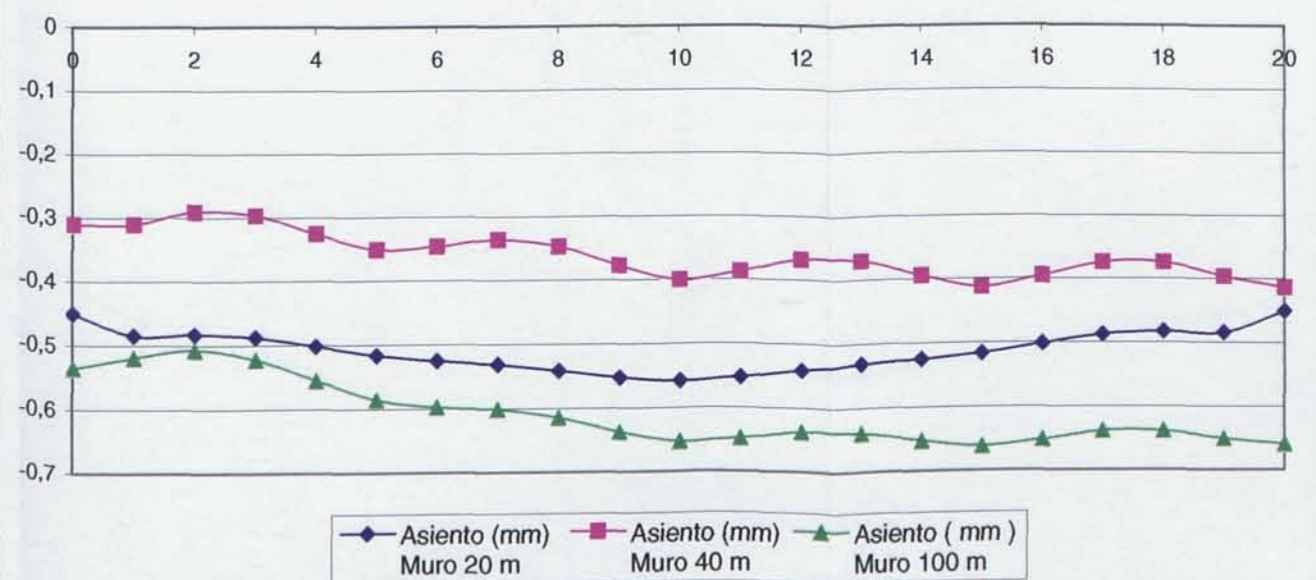
**Leyes de cortante**



**Distribución de presiones**

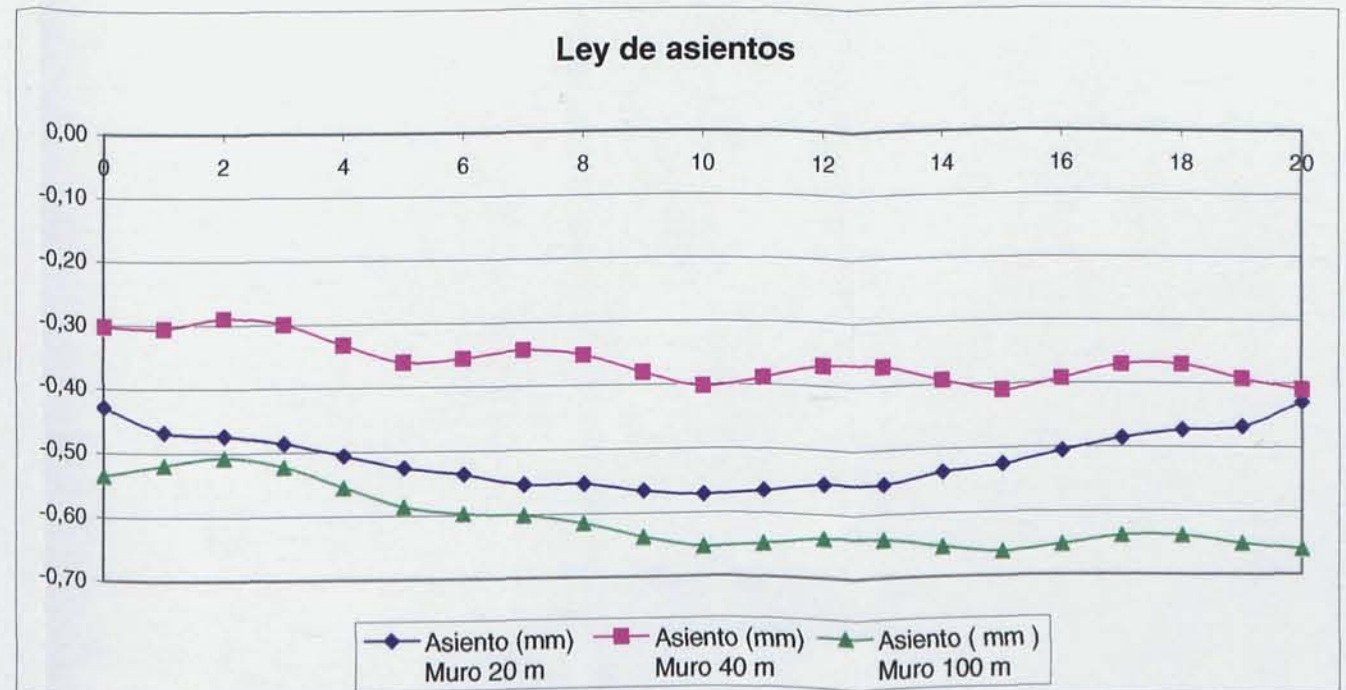
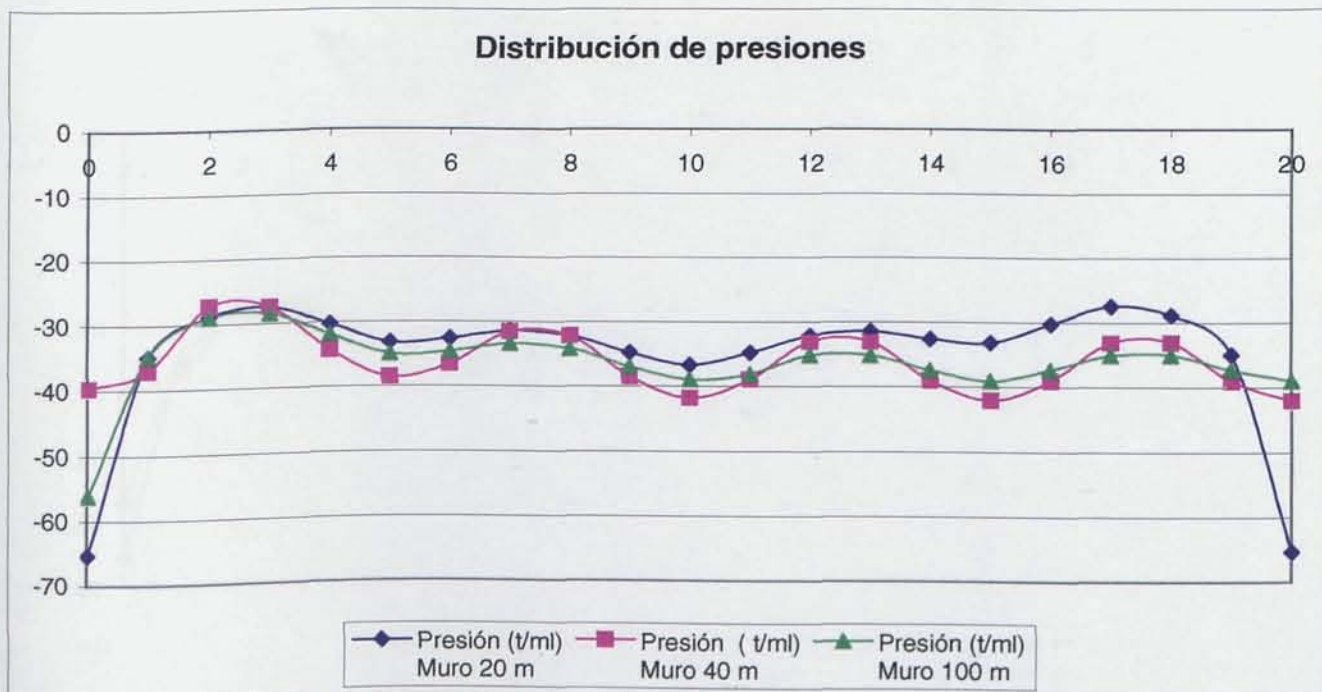
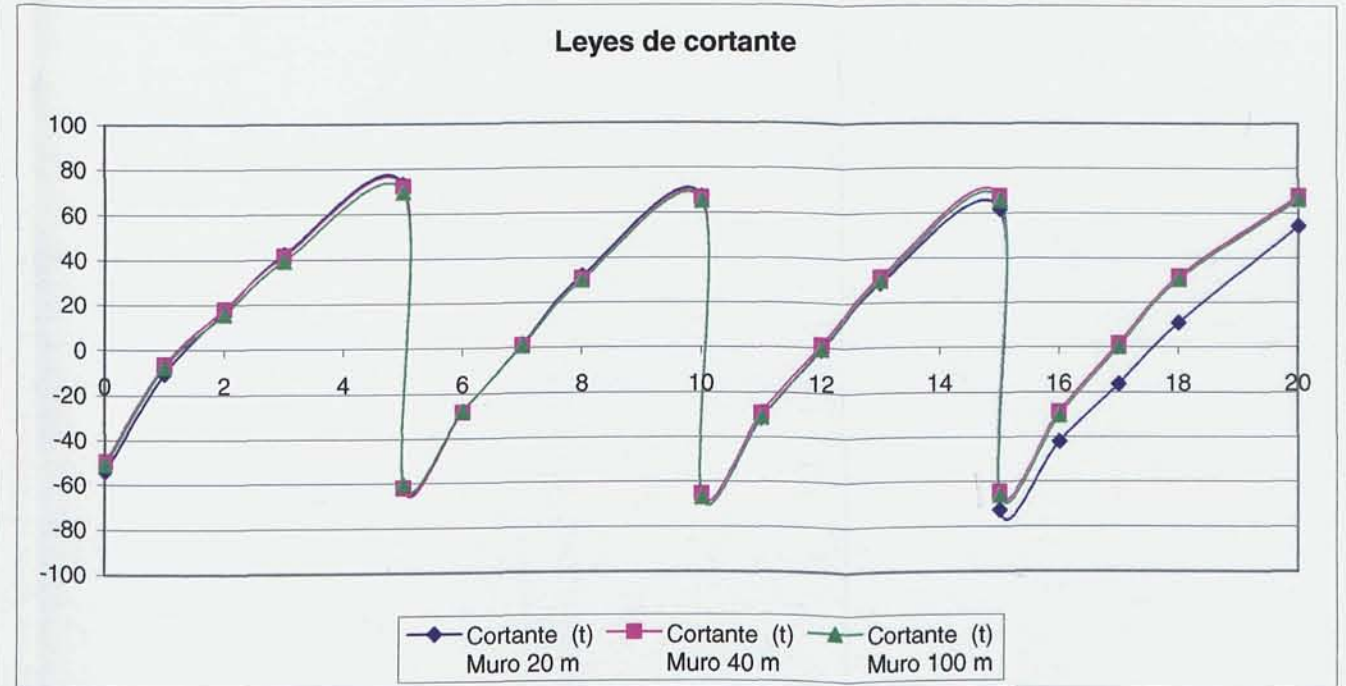
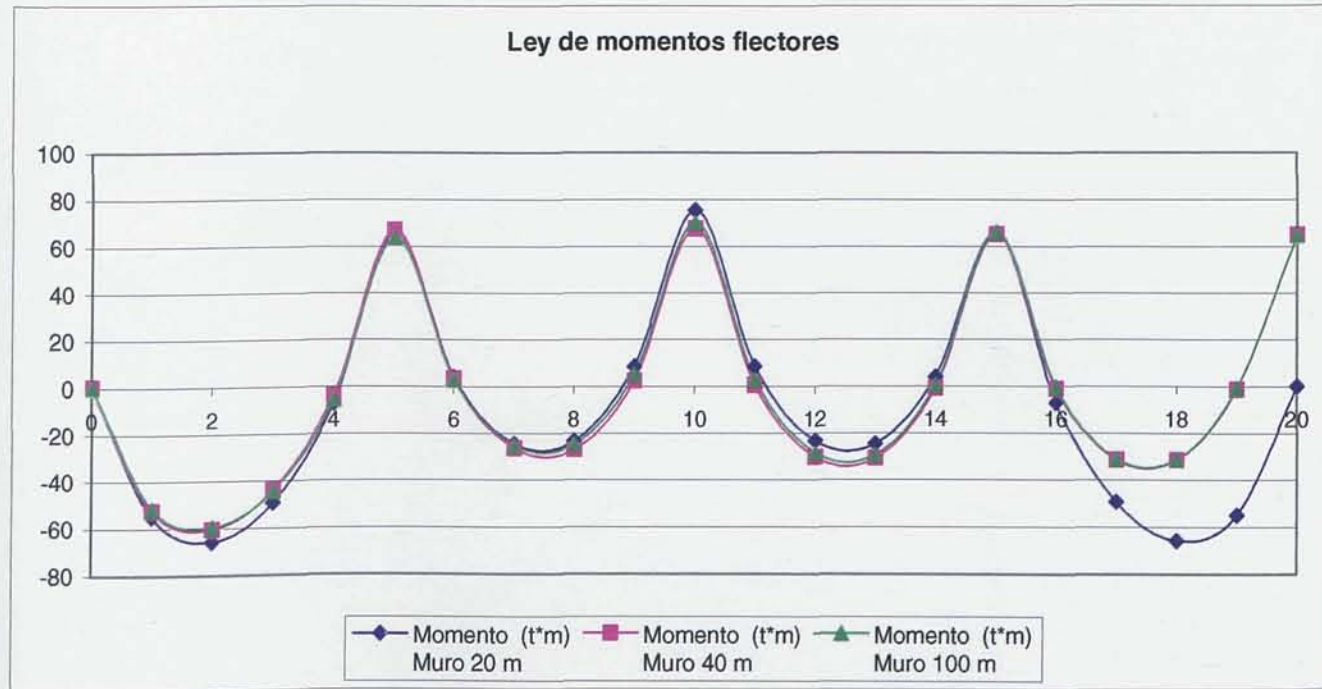


**Ley de asientos**





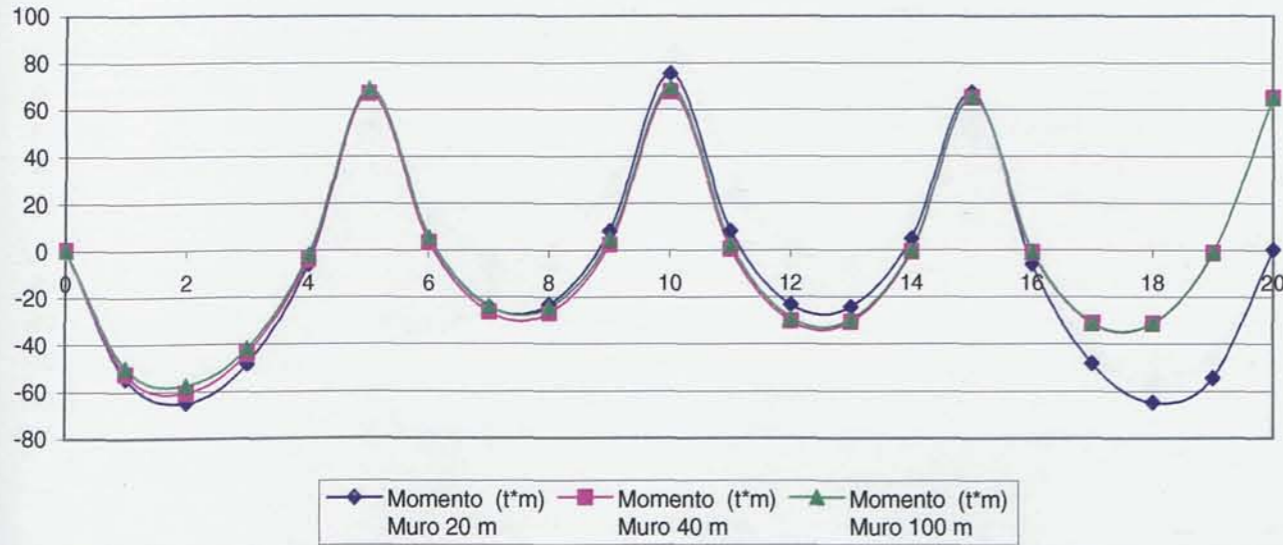
**5.5.20. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 3 y terreno duro, en función de la variación de longitud.**



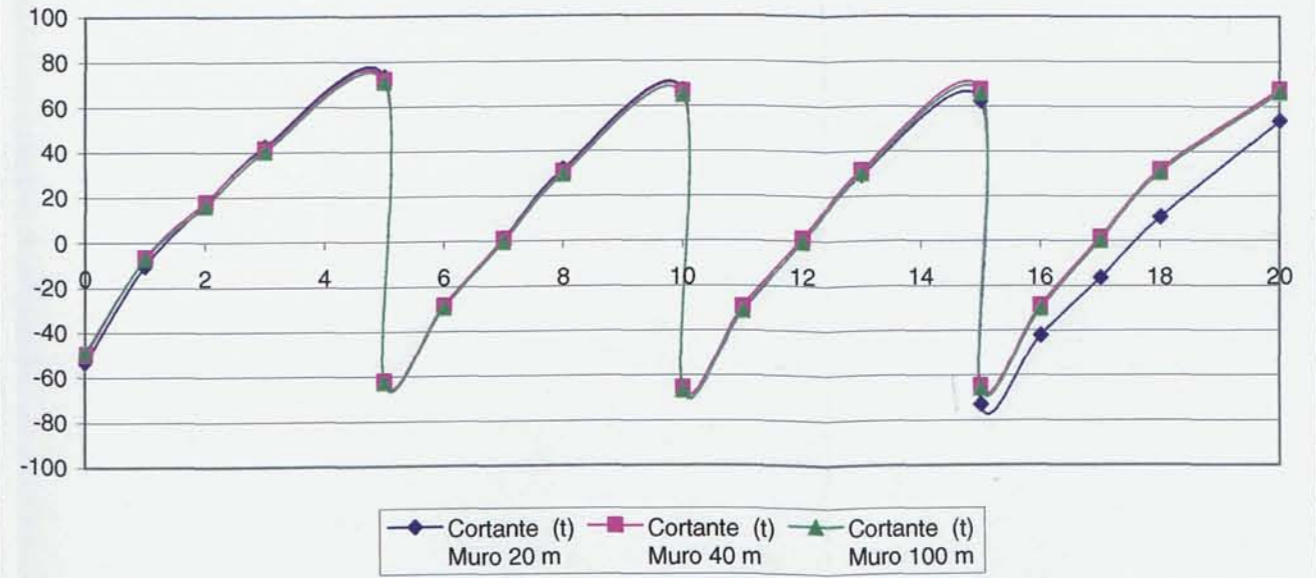


5.5.21. **Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de rigidez en la superestructura caso 4 y terreno duro, en función de la variación de longitud.**

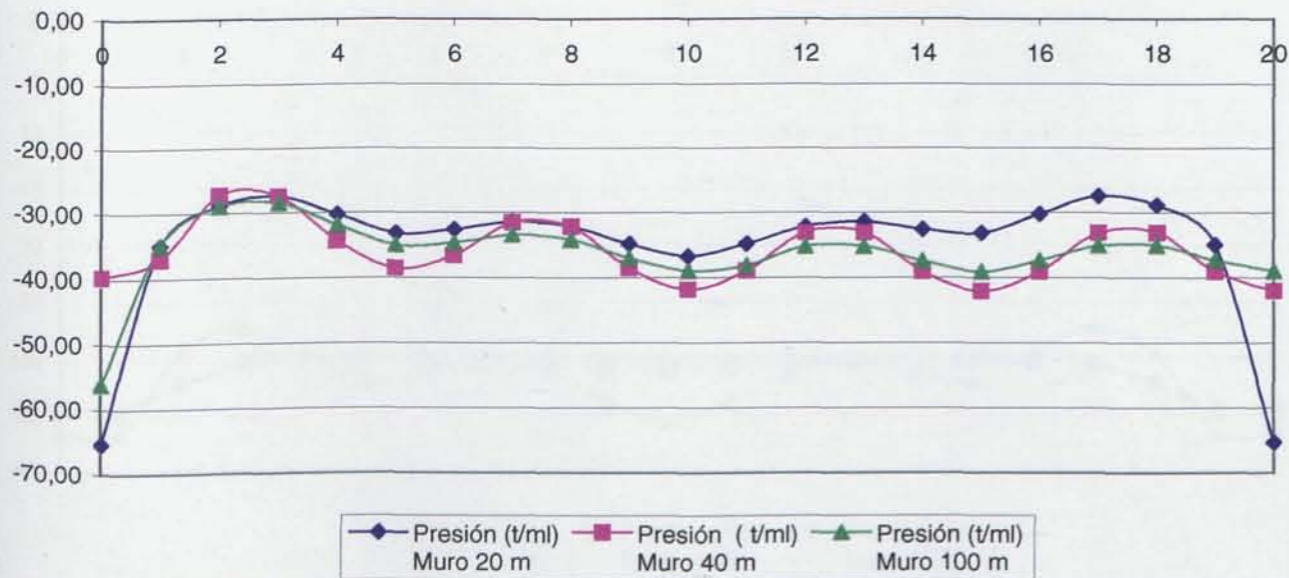
Ley de momentos flectores



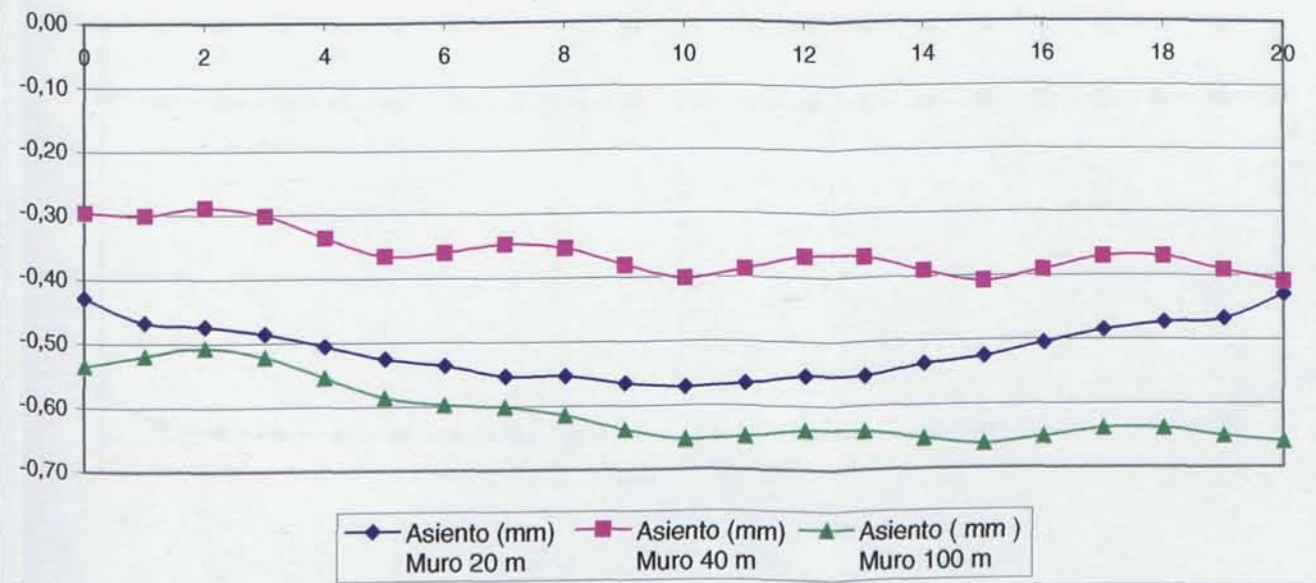
Leyes de cortante



Distribución de presiones

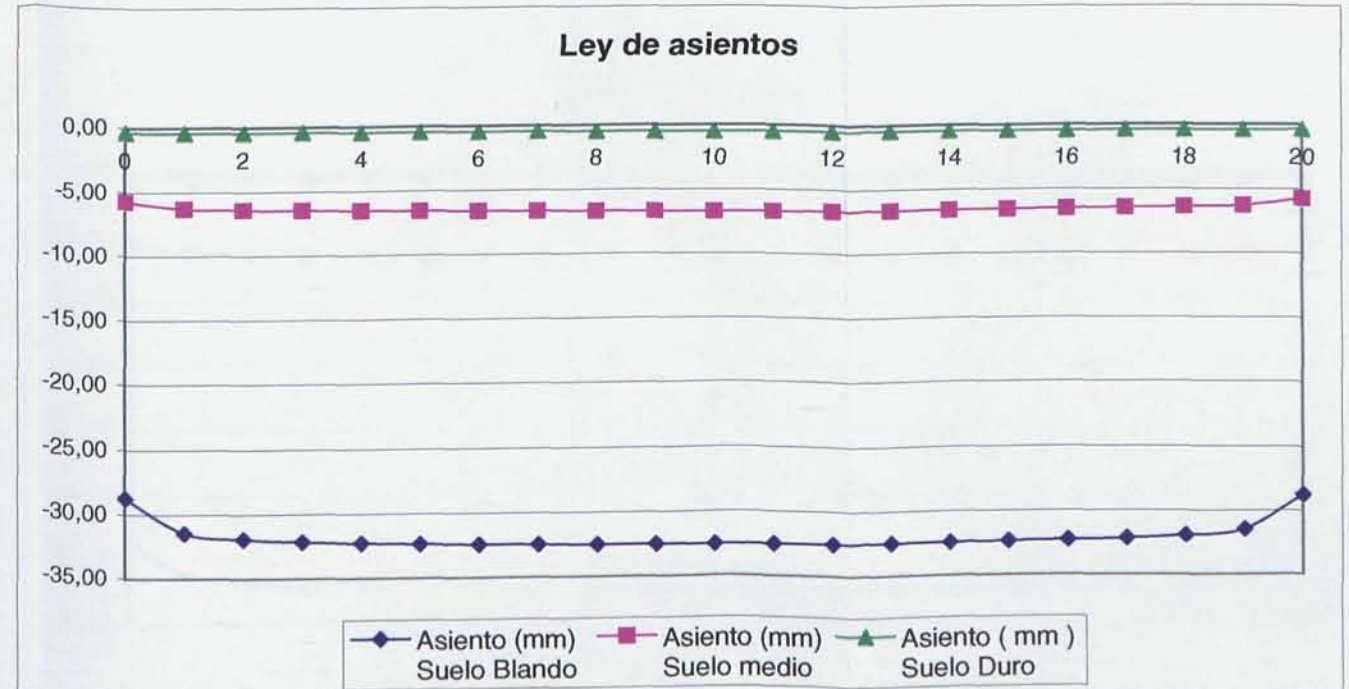
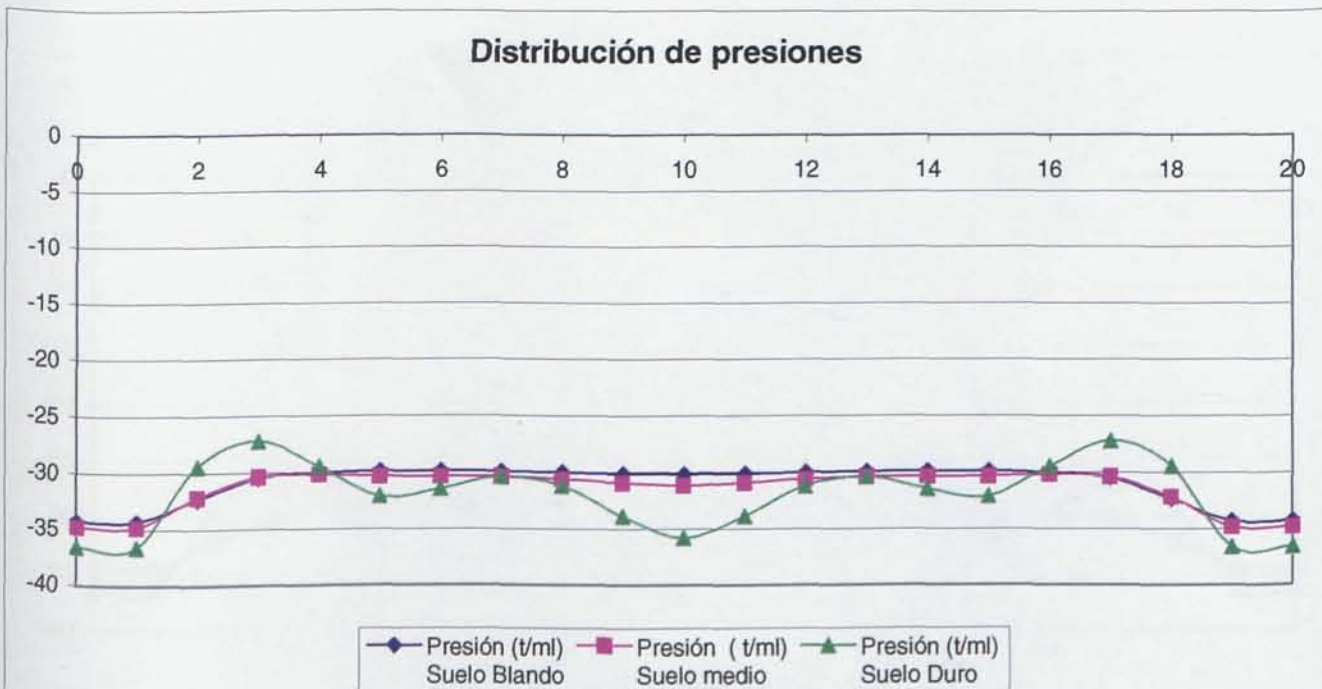
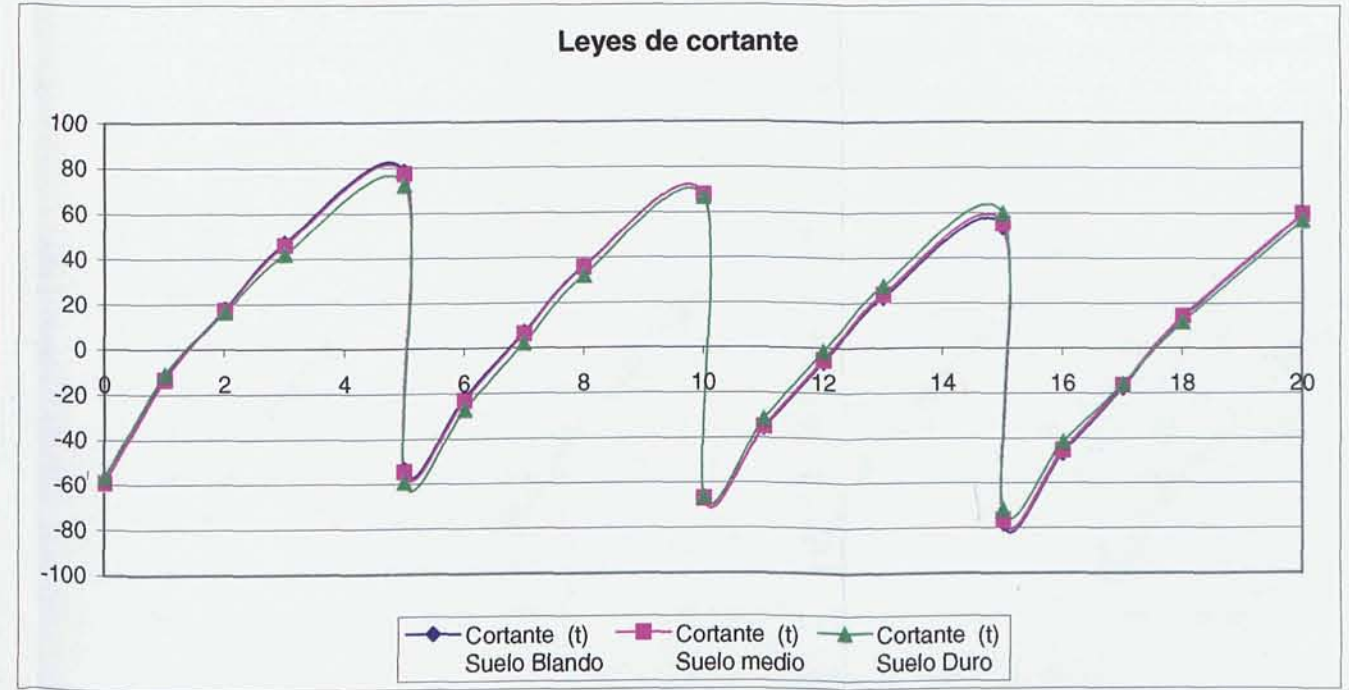
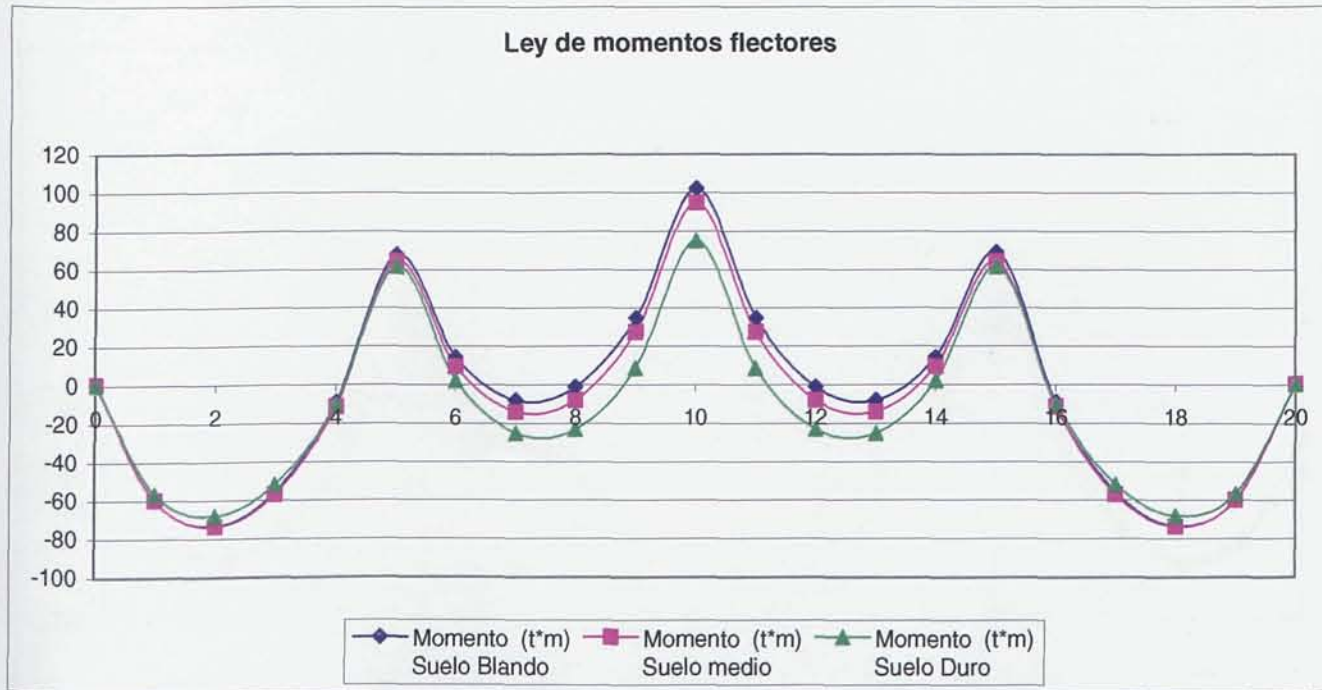


Ley de asientos



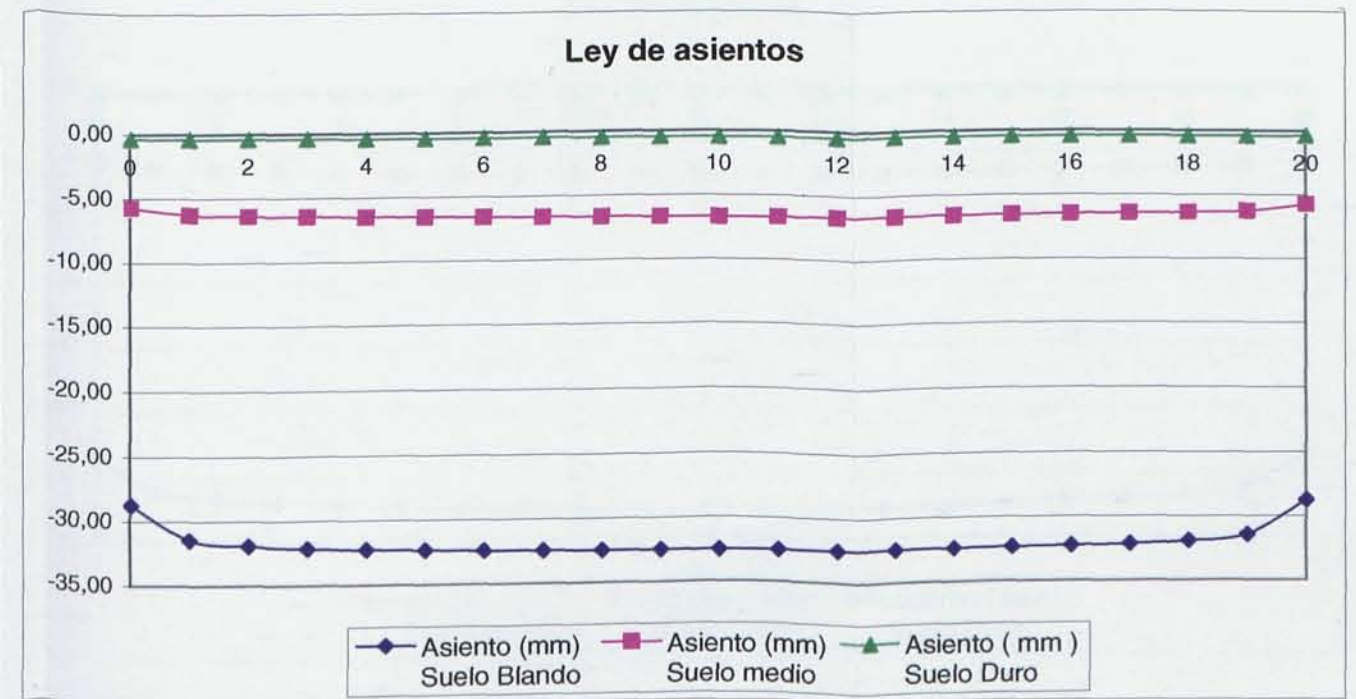
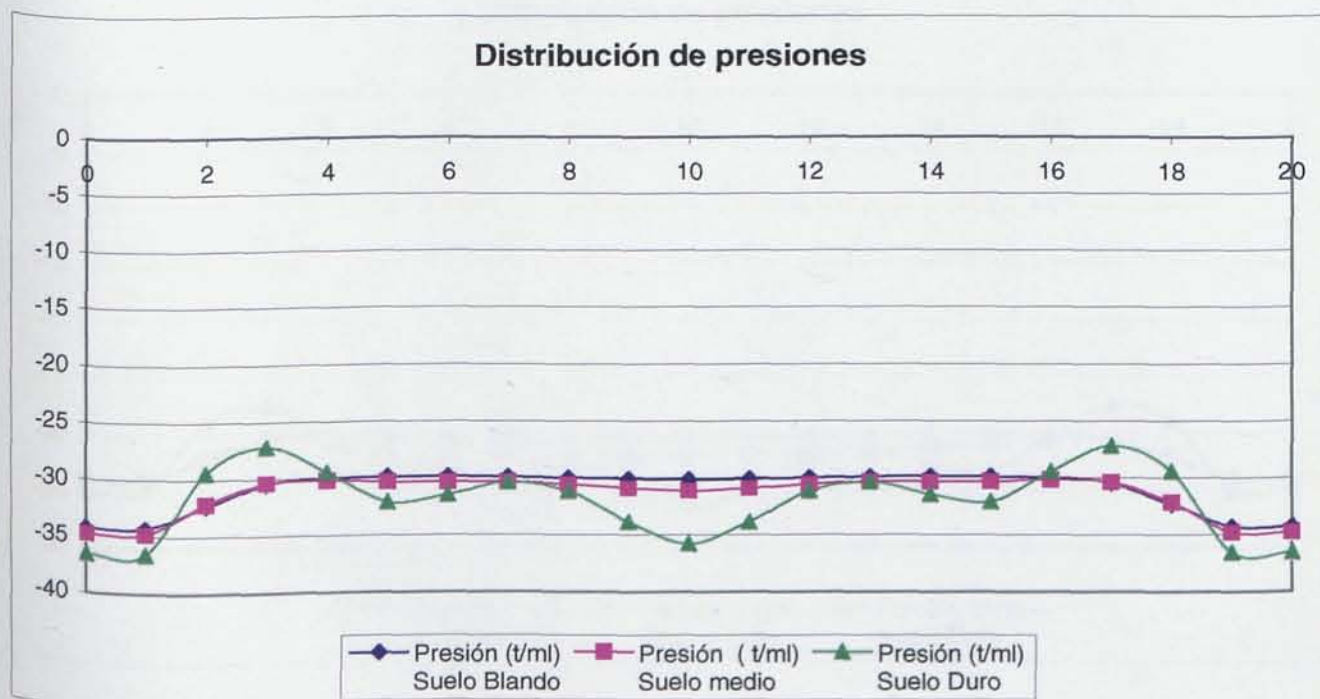
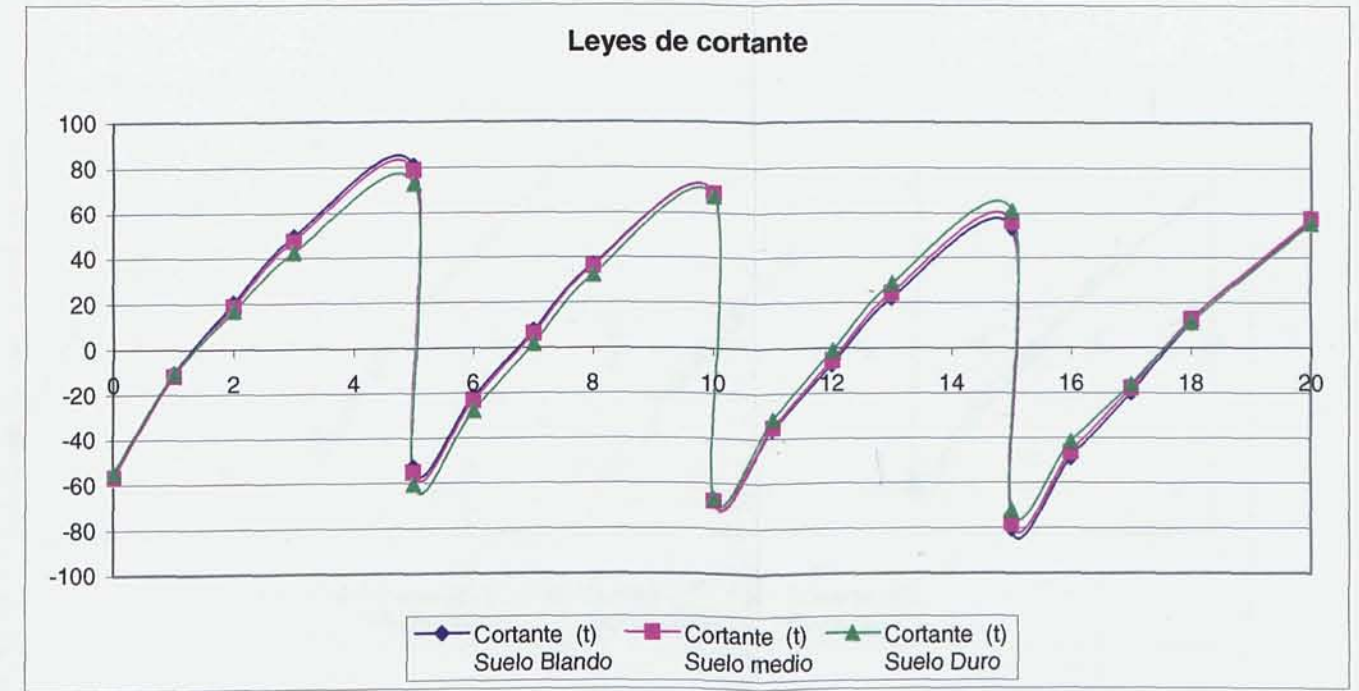
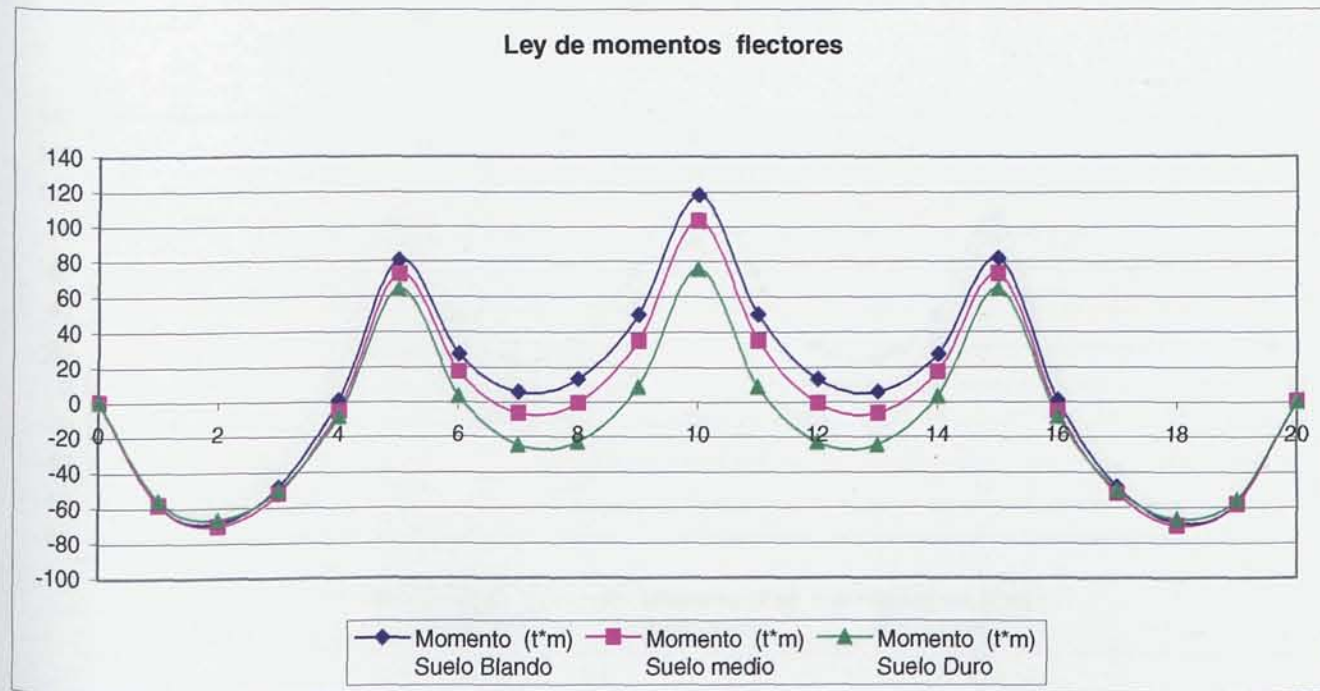


**5.5.22. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y rigidez en la superestructura caso 1, en función de la variación de rigidez del terreno.**



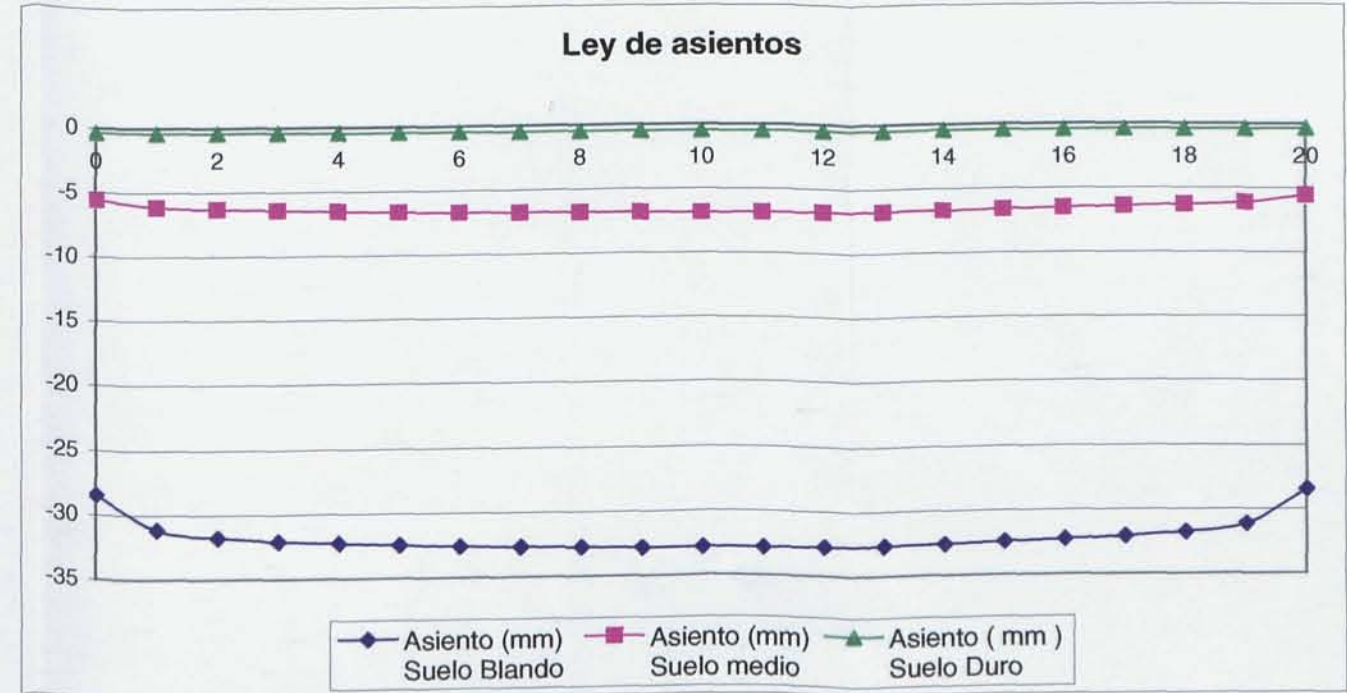
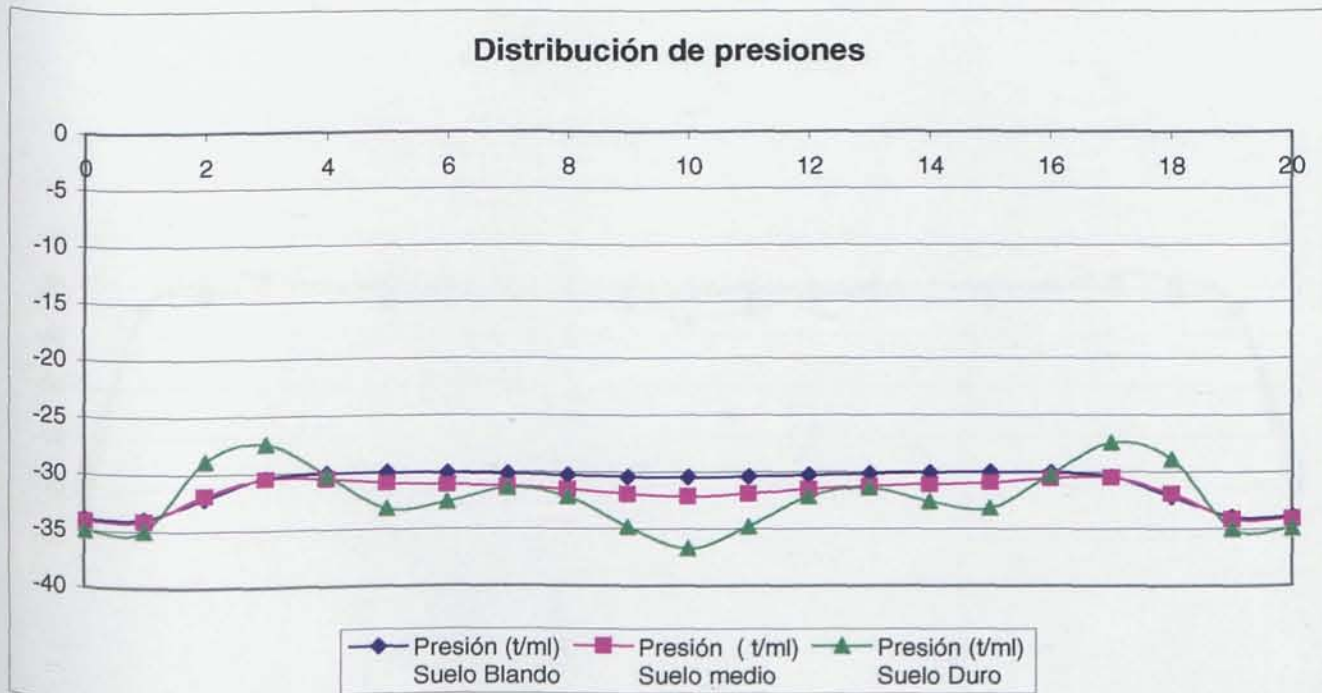
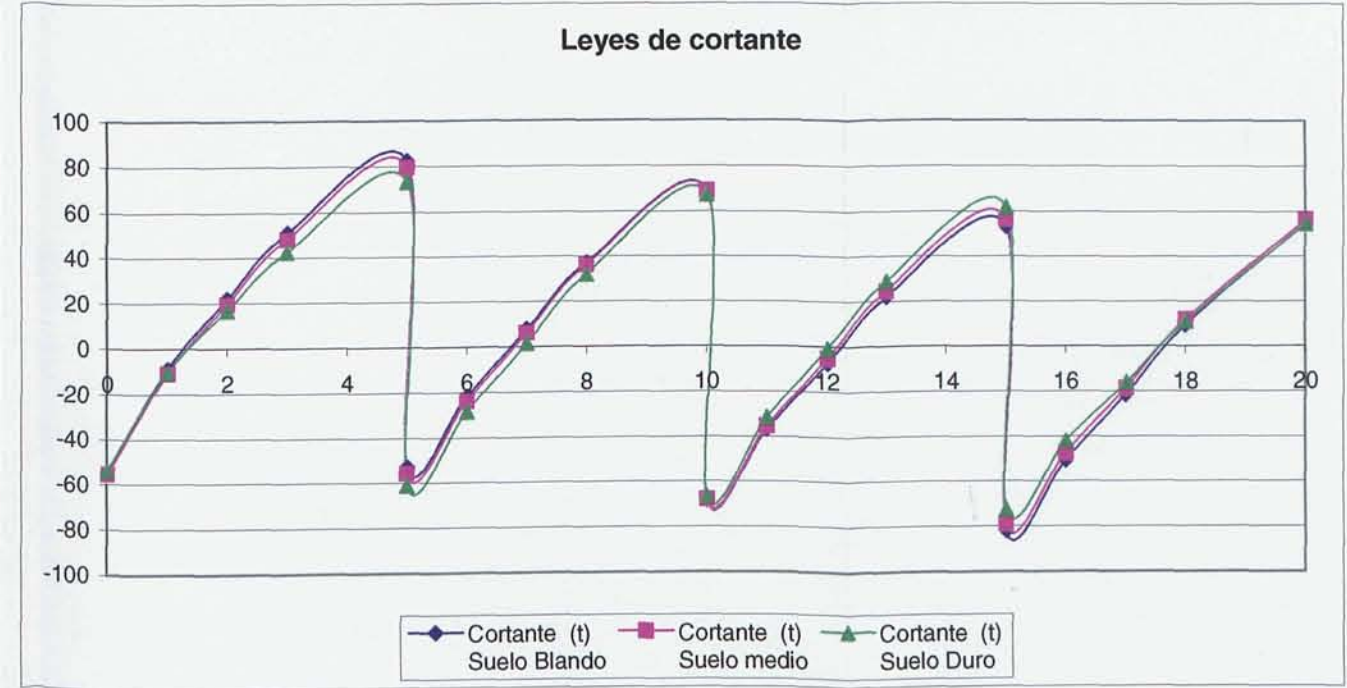
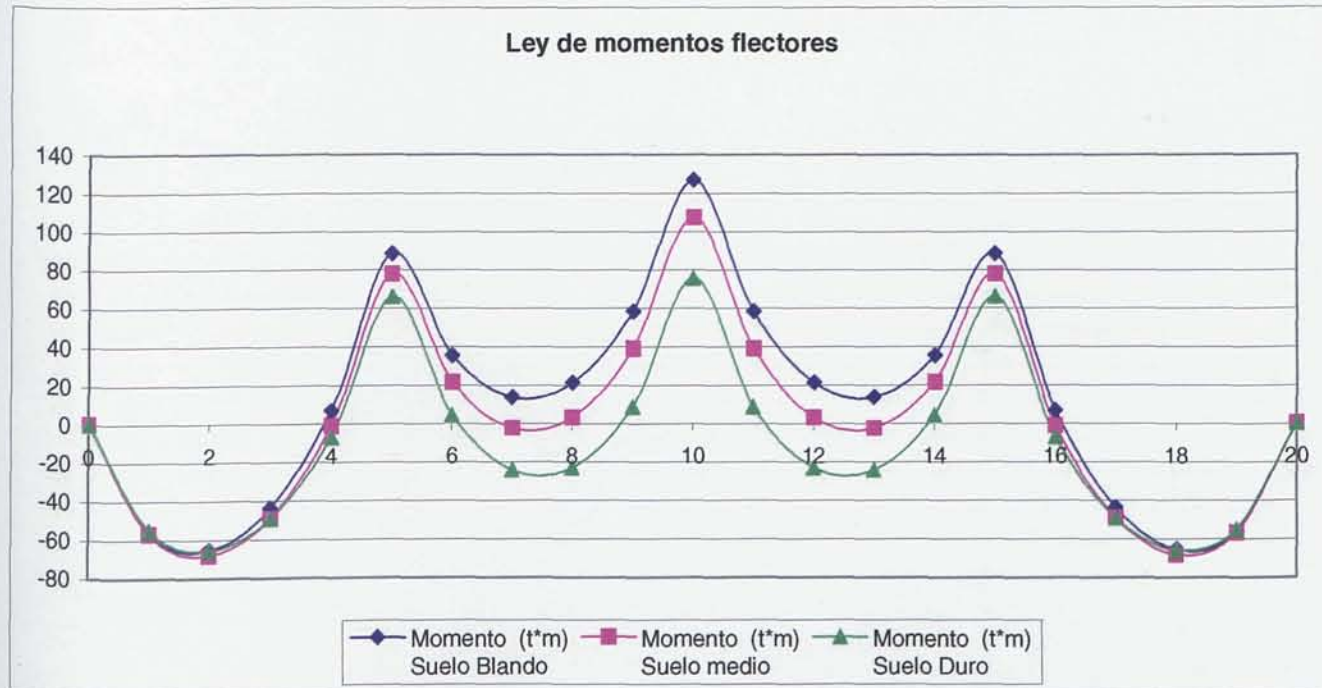


5.5.23. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y rigidez en la superestructura caso 2, en función de la variación de rigidez del terreno.





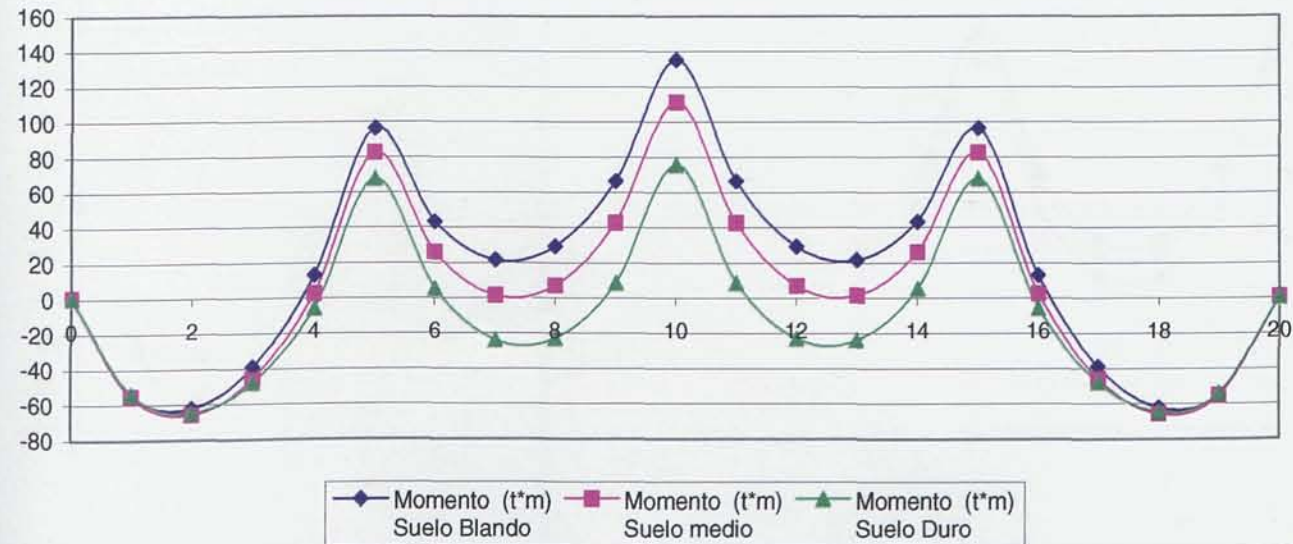
5.5.24. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y rigidez en la superestructura caso 3, en función de la variación de rigidez del terreno.



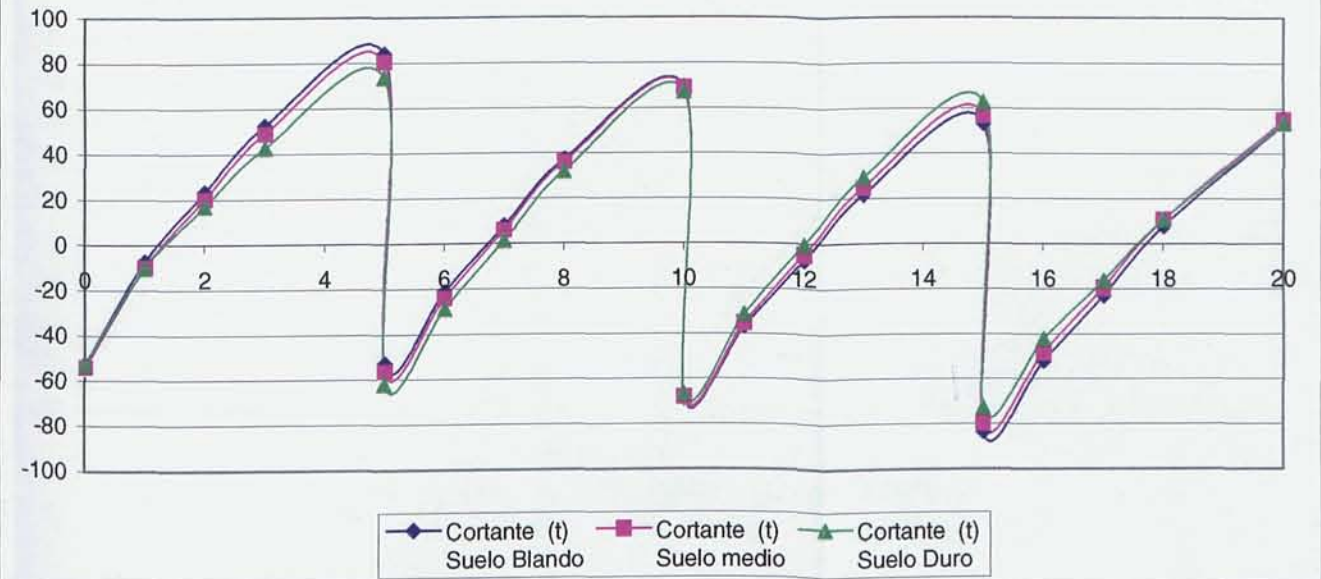


5.5.25. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 20 m y rigidez en la superestructura caso 4, en función de la variación de rigidez del terreno.

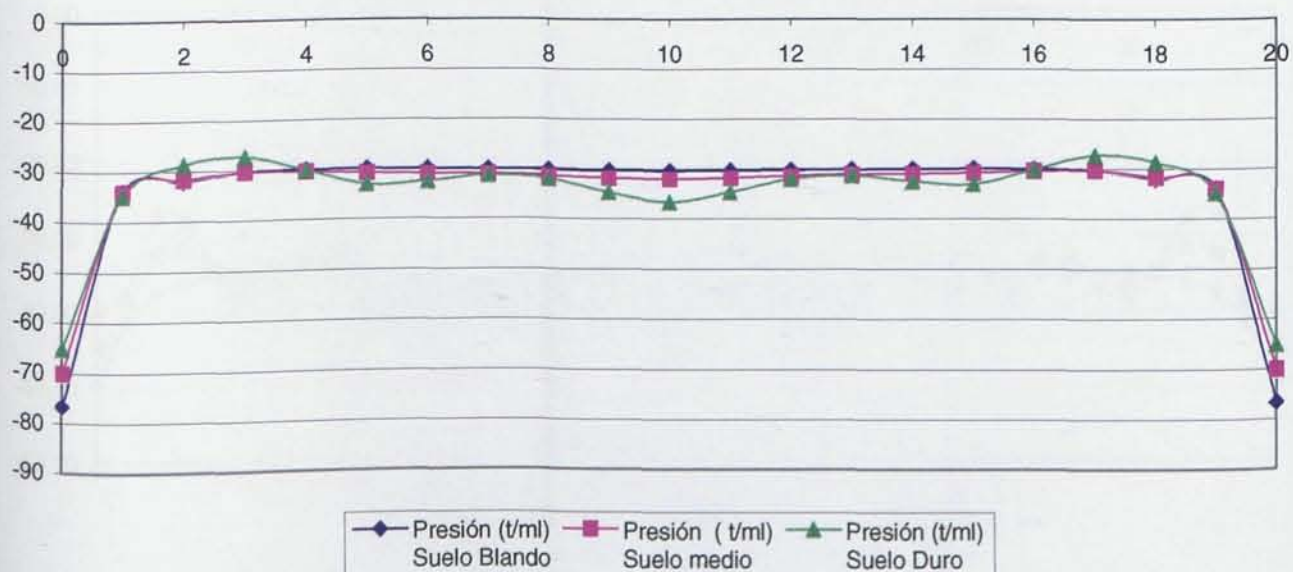
Ley de momentos flectores



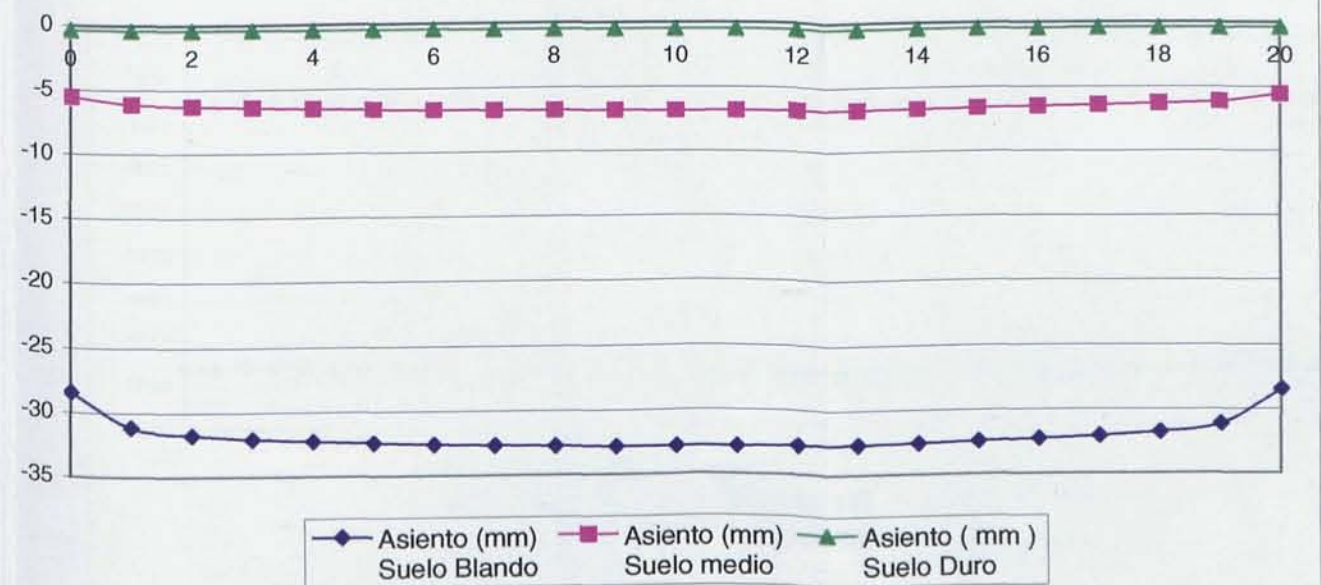
Leyes de cortante



Distribución de presiones

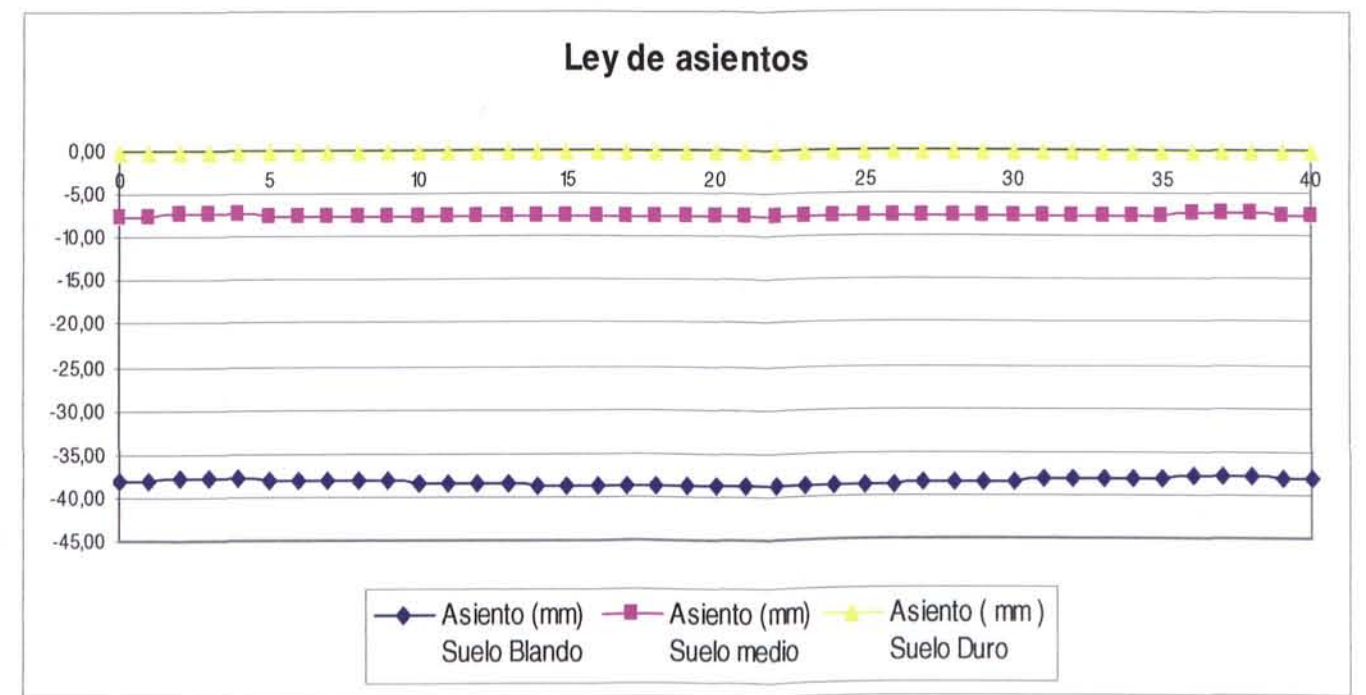
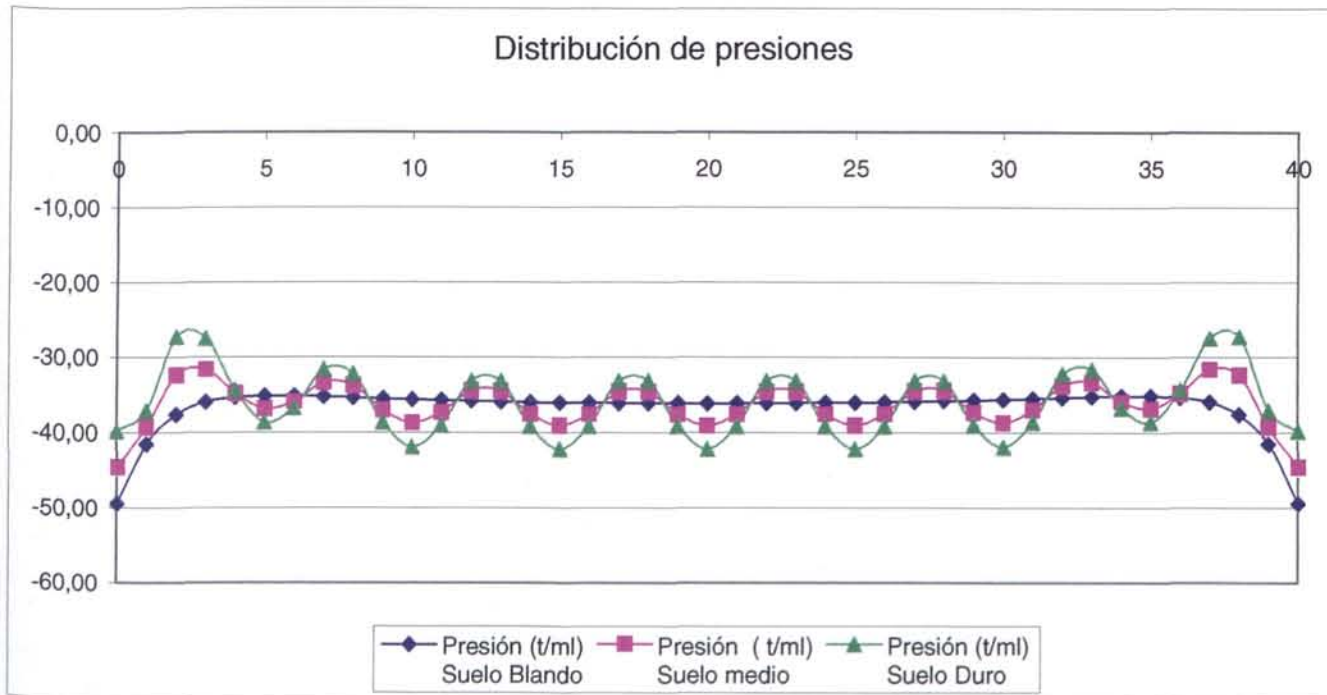
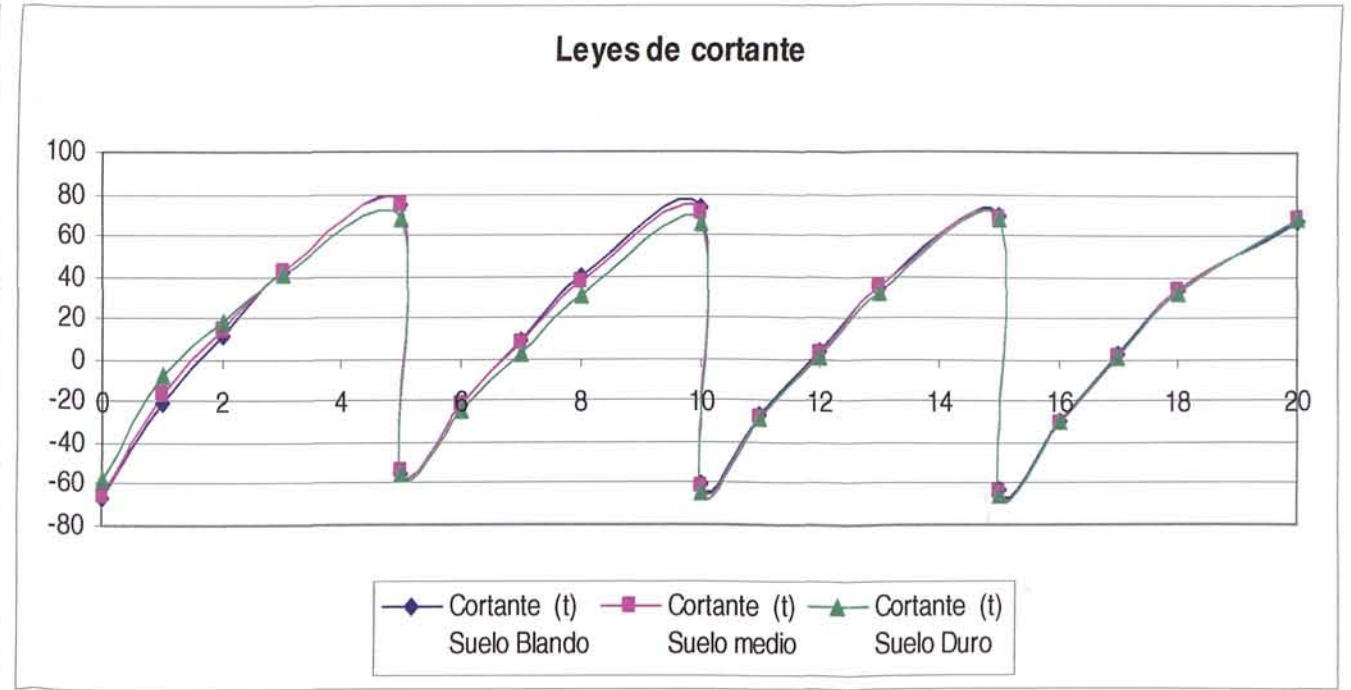
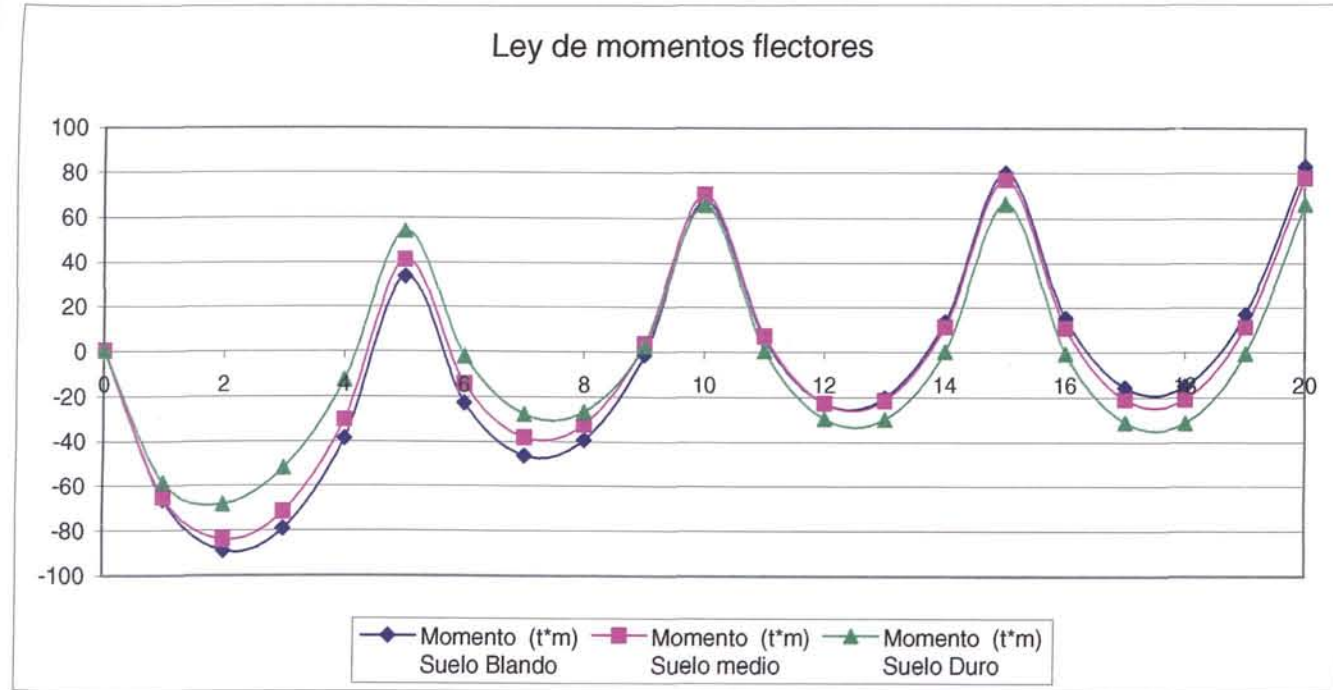


Ley de asientos

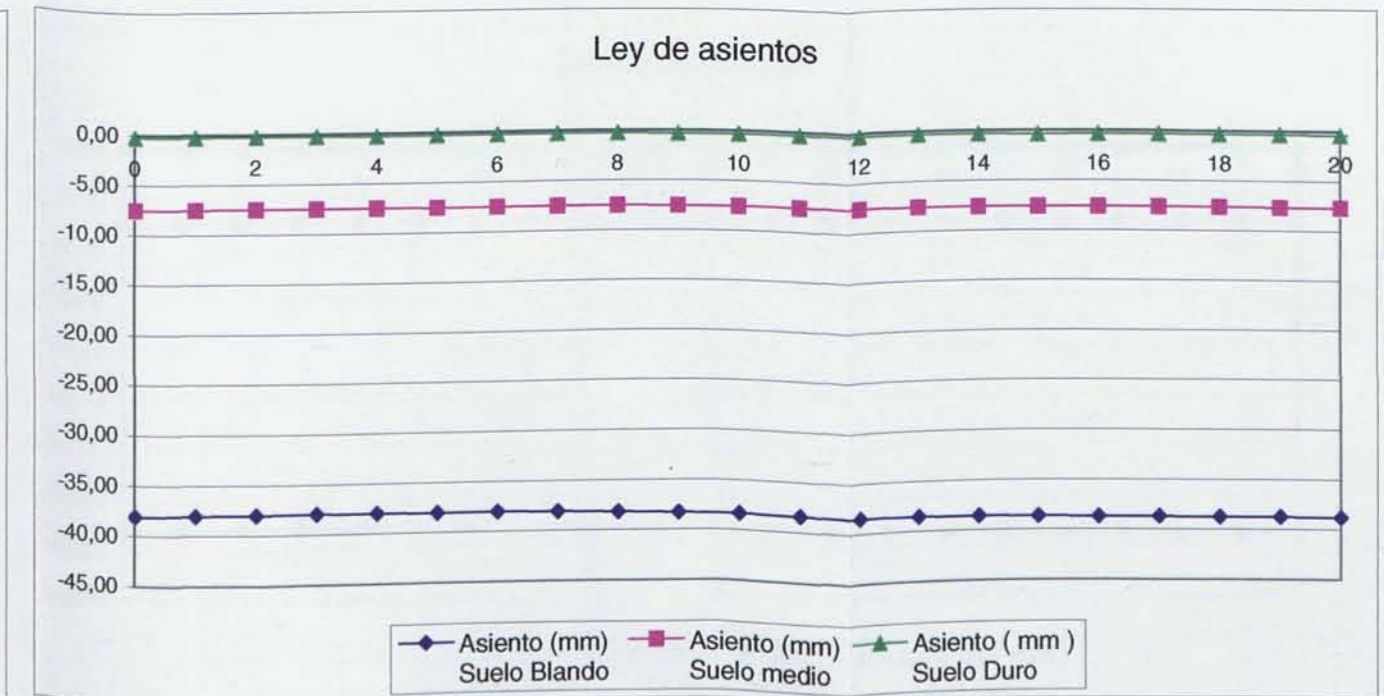
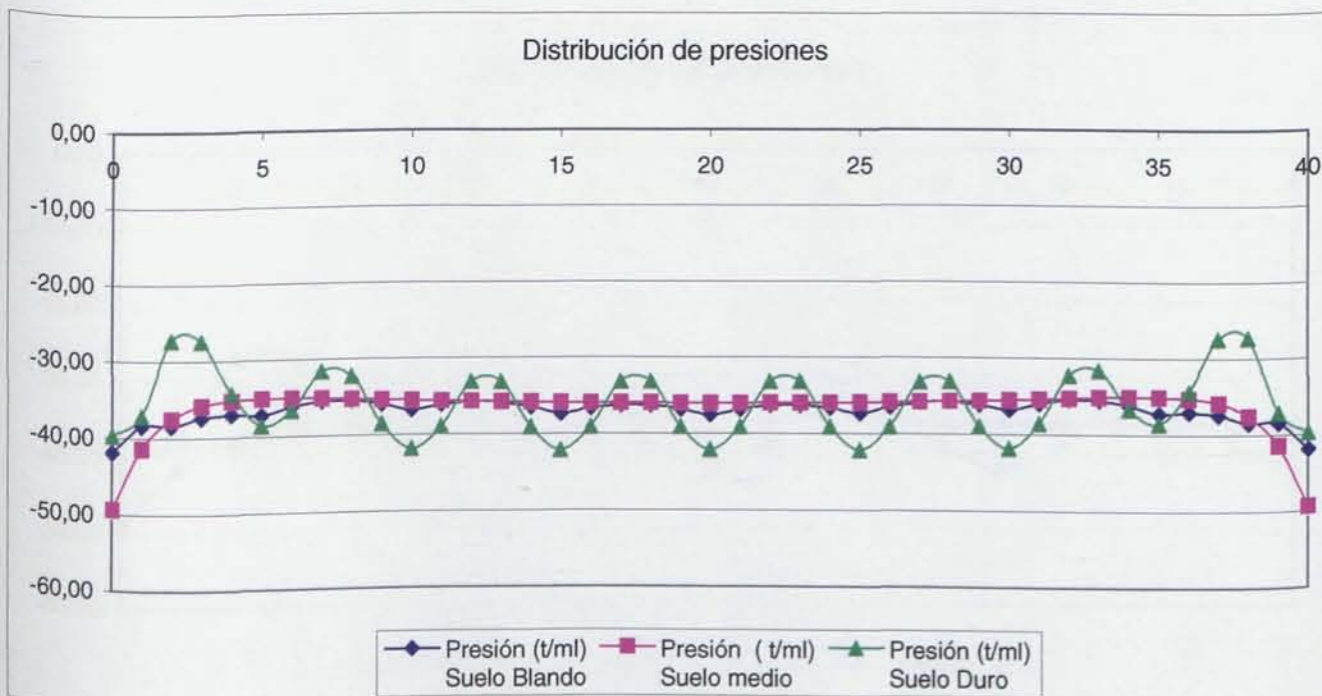
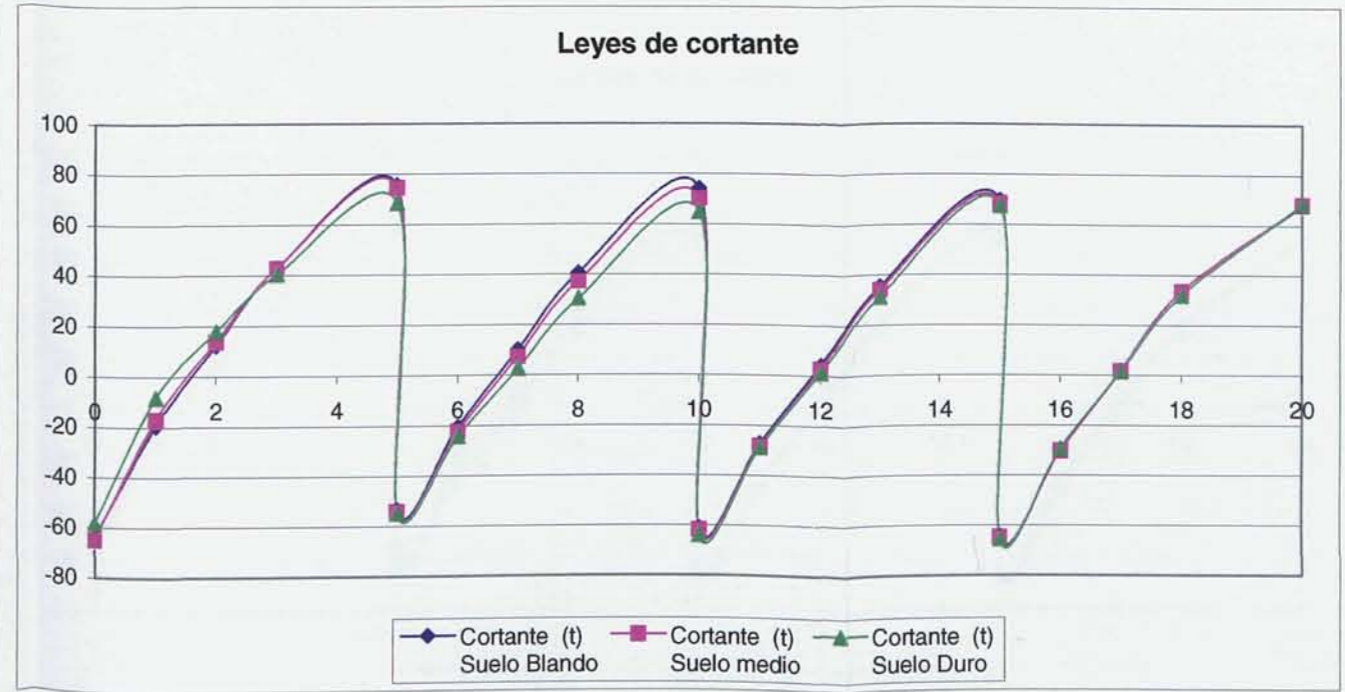
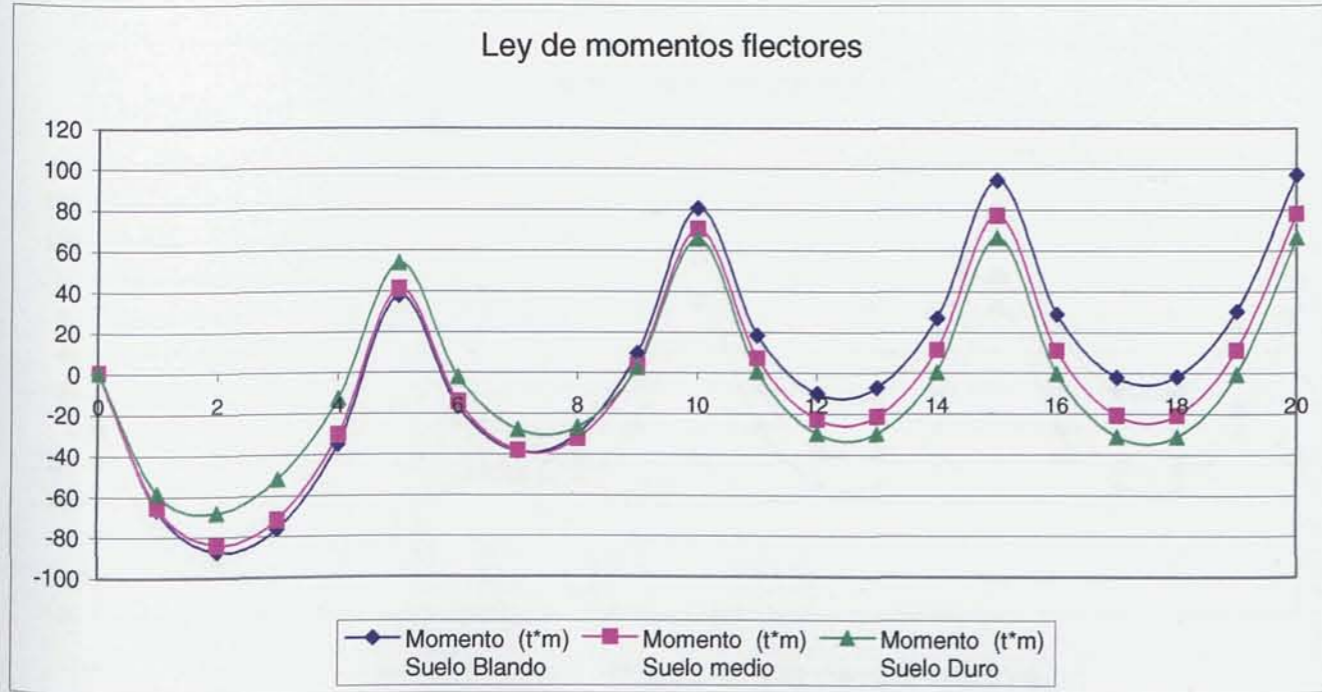




**5.5.26. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y rigidez en la superestructura caso 1, en función de la variación de rigidez del terreno.**

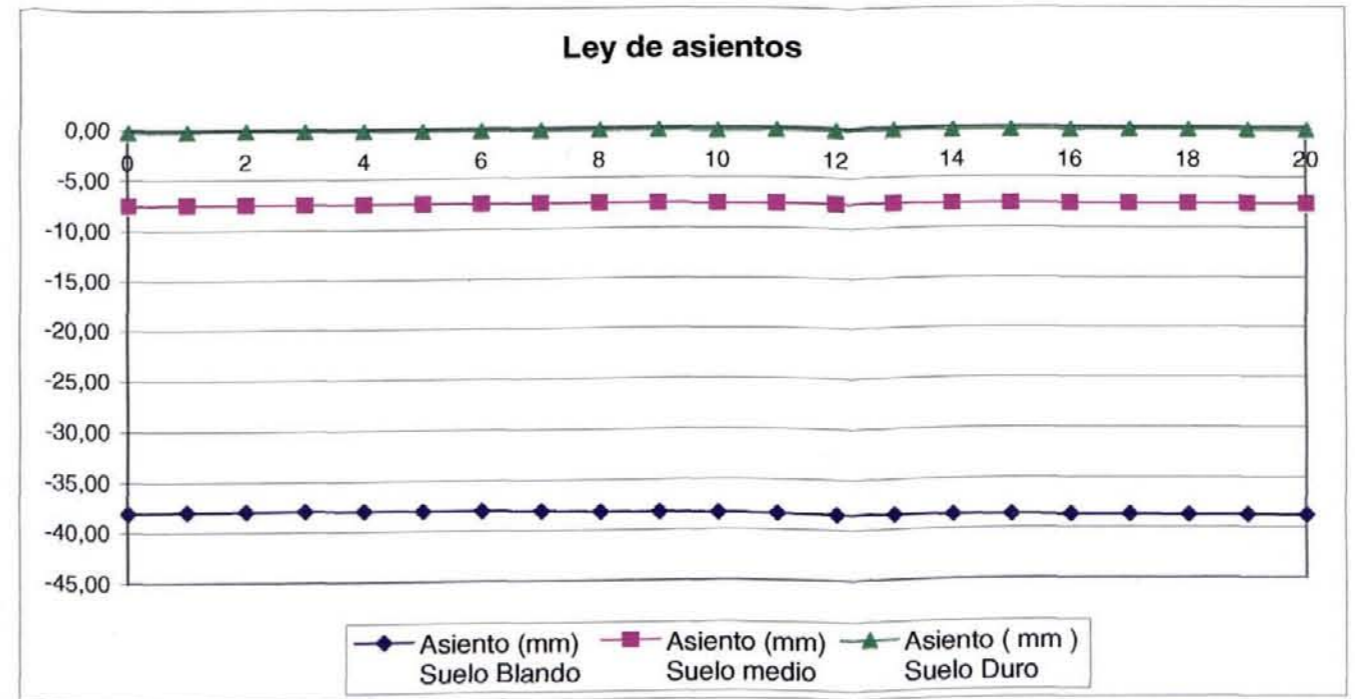
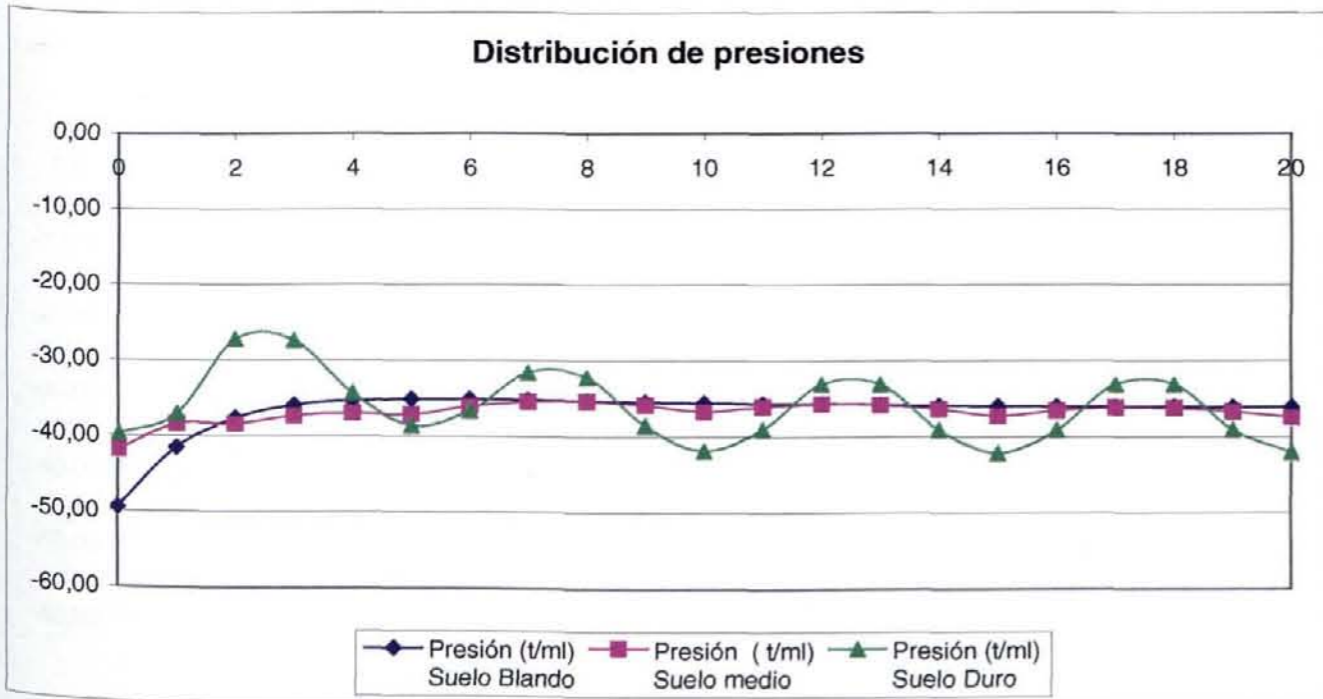
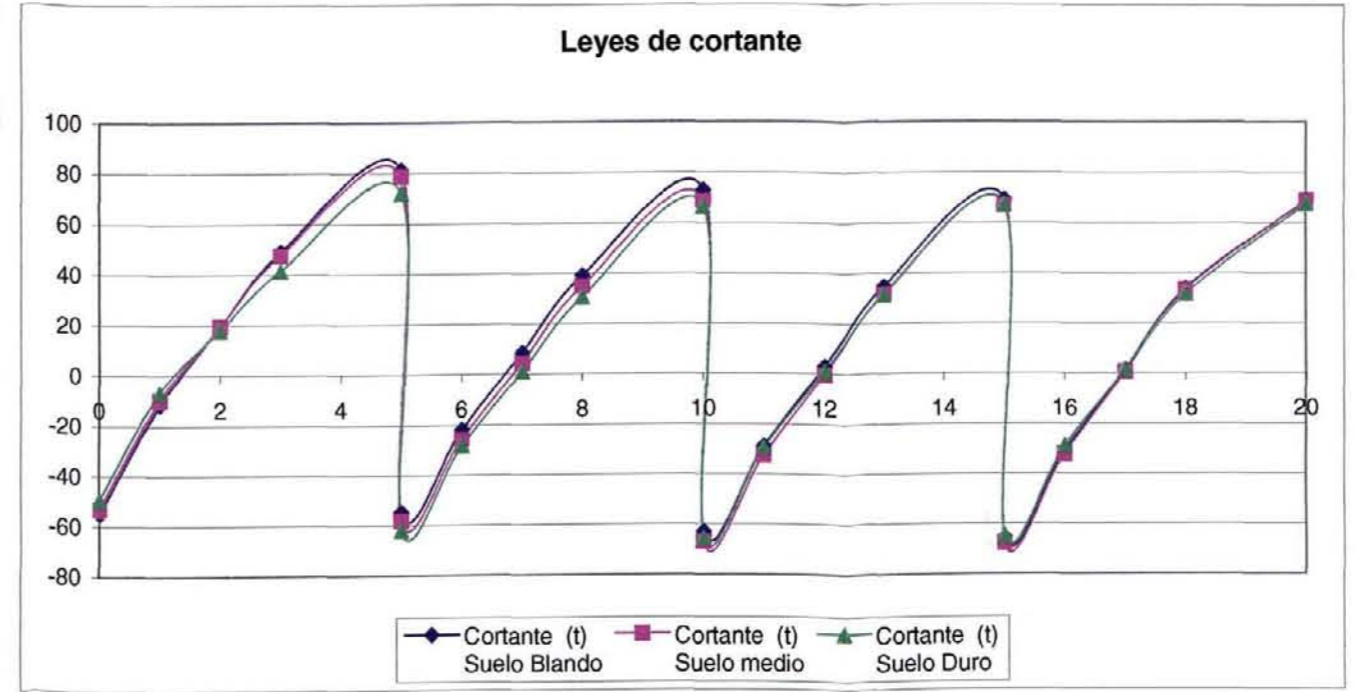
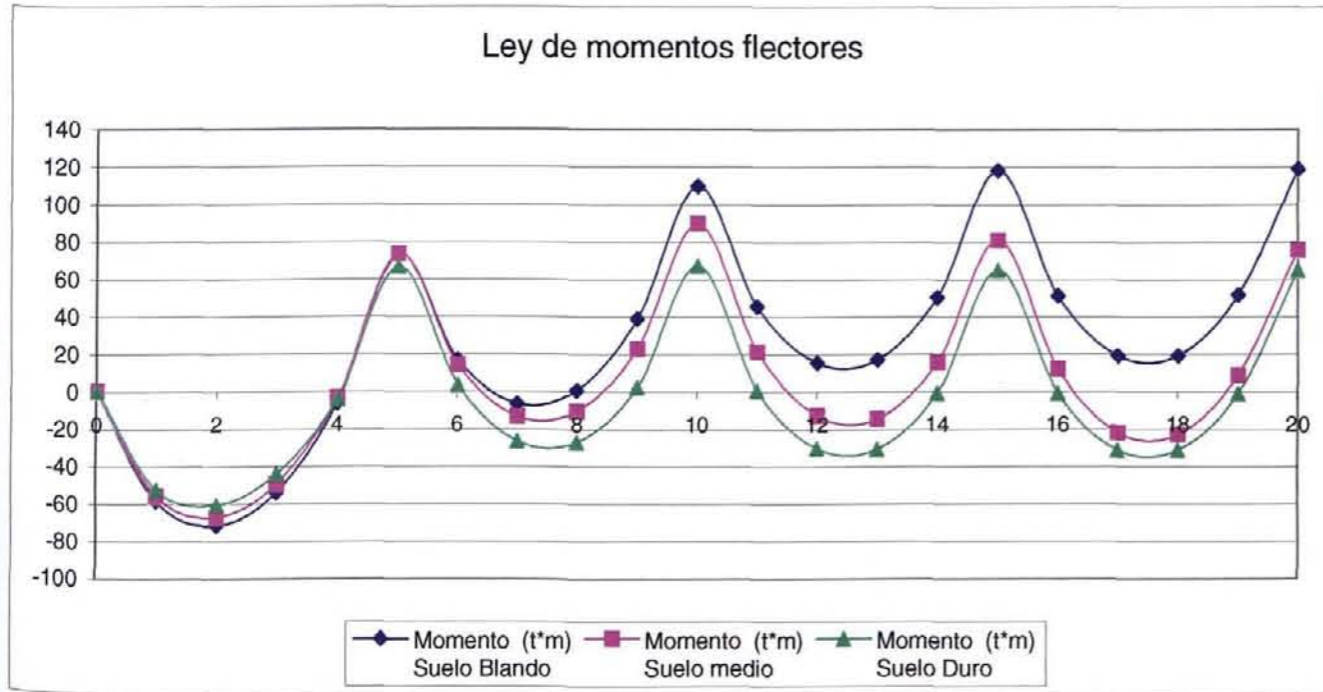


5.5.27. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y rigidez en la superestructura caso 2, en función de la variación de rigidez del terreno.



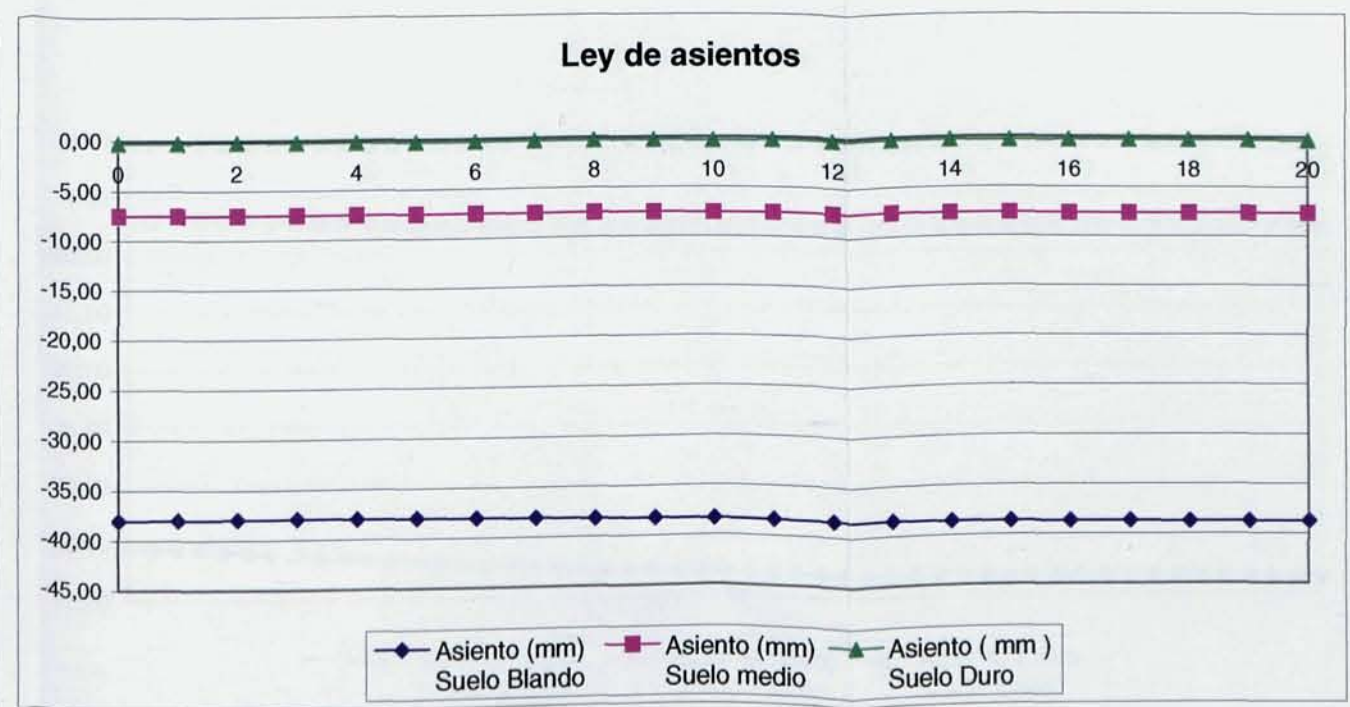
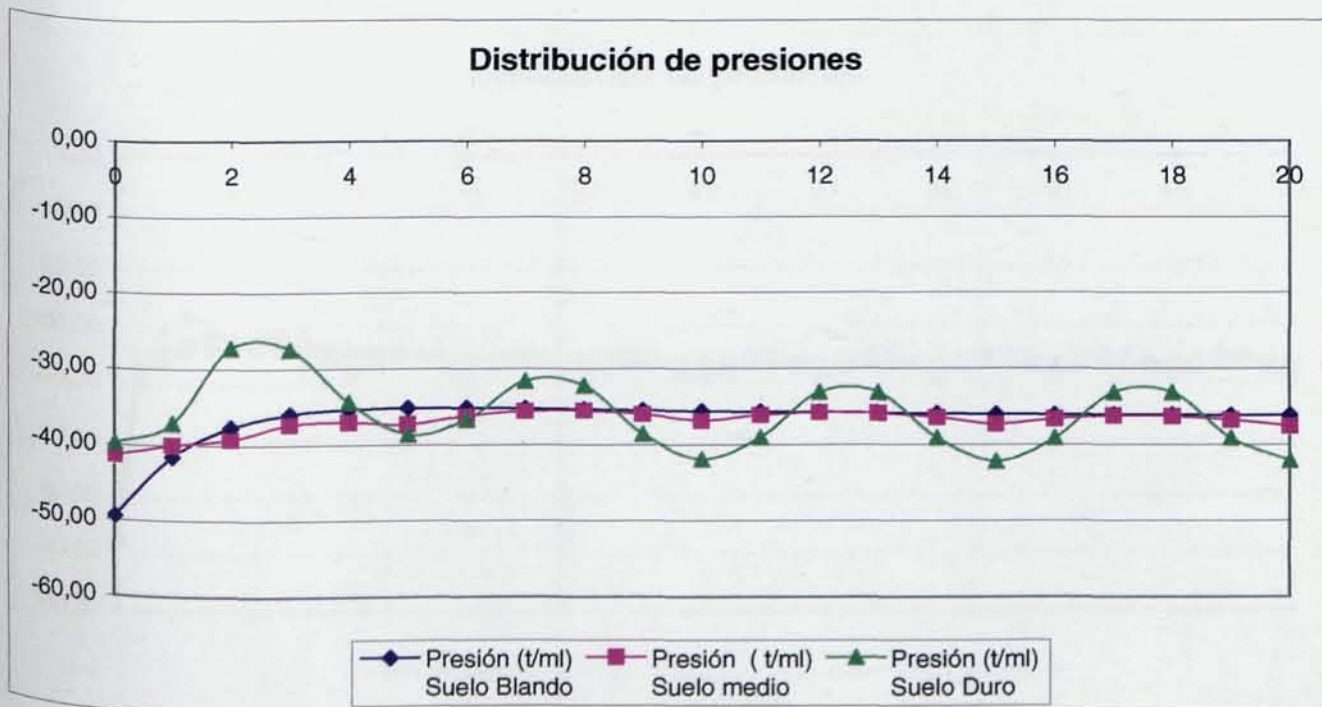
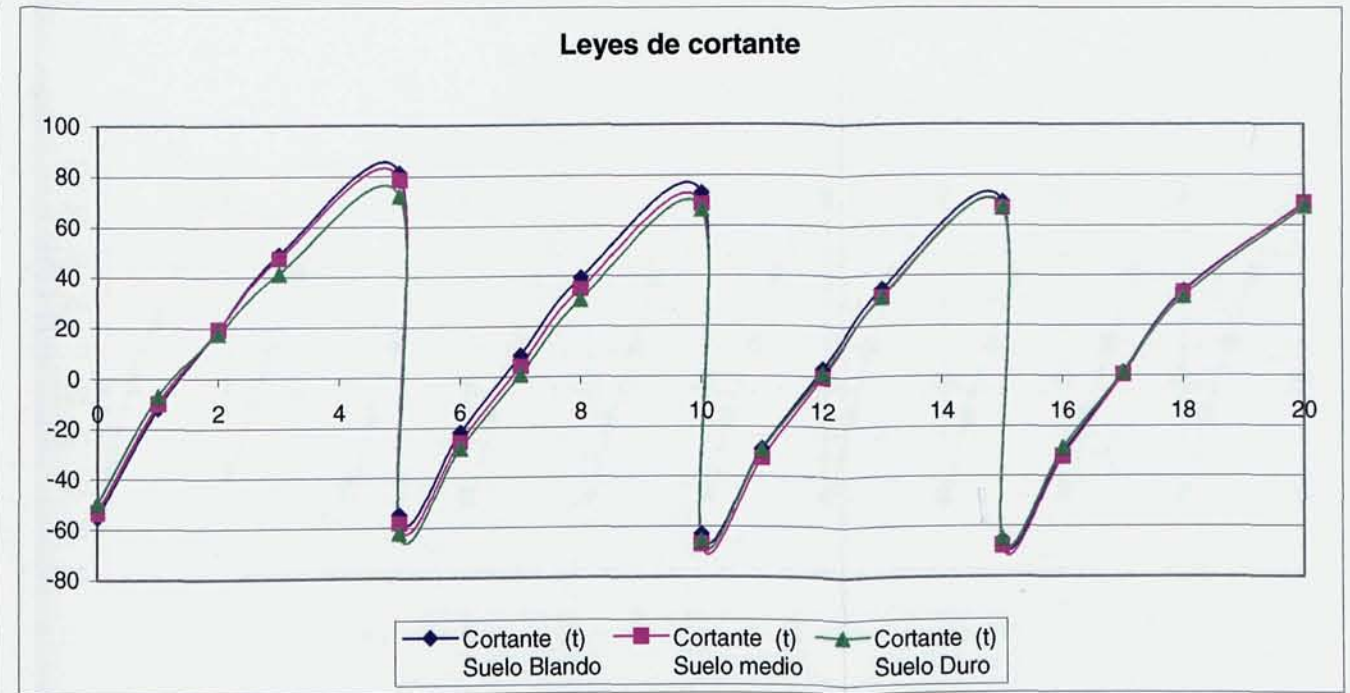
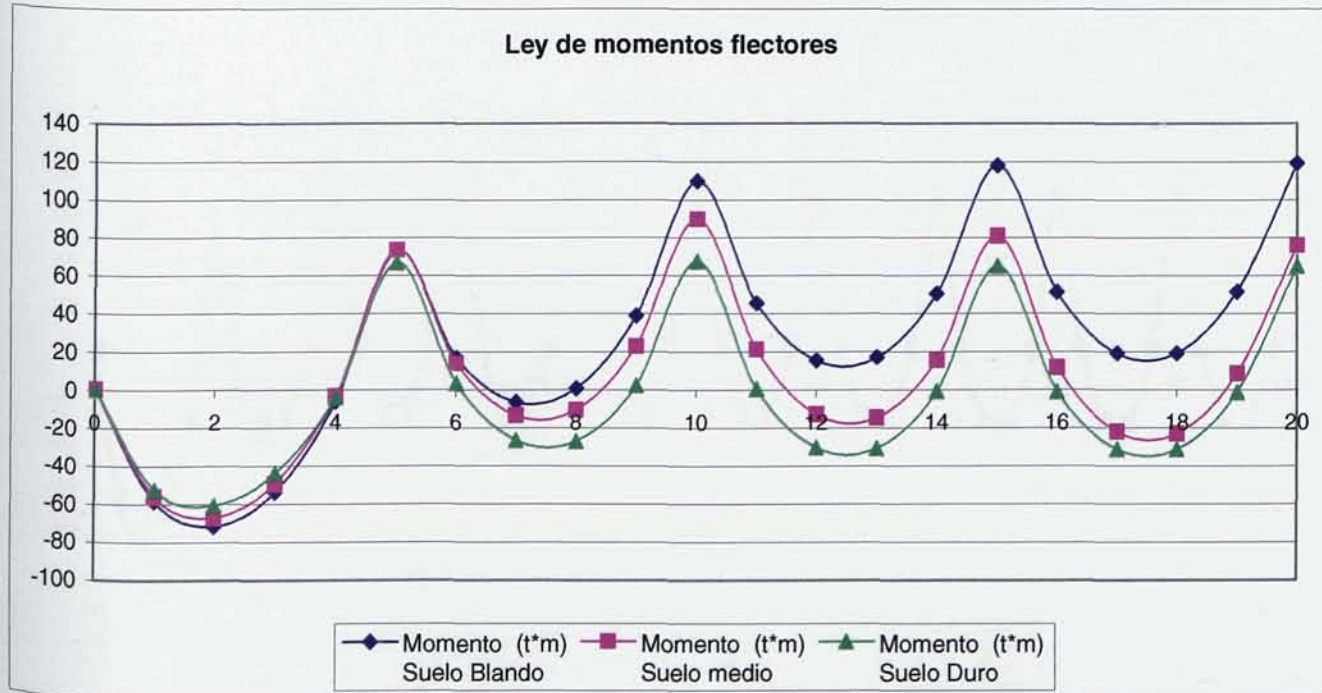


5.5.28. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y rigidez en la superestructura caso 3, en función de la variación de rigidez del terreno.



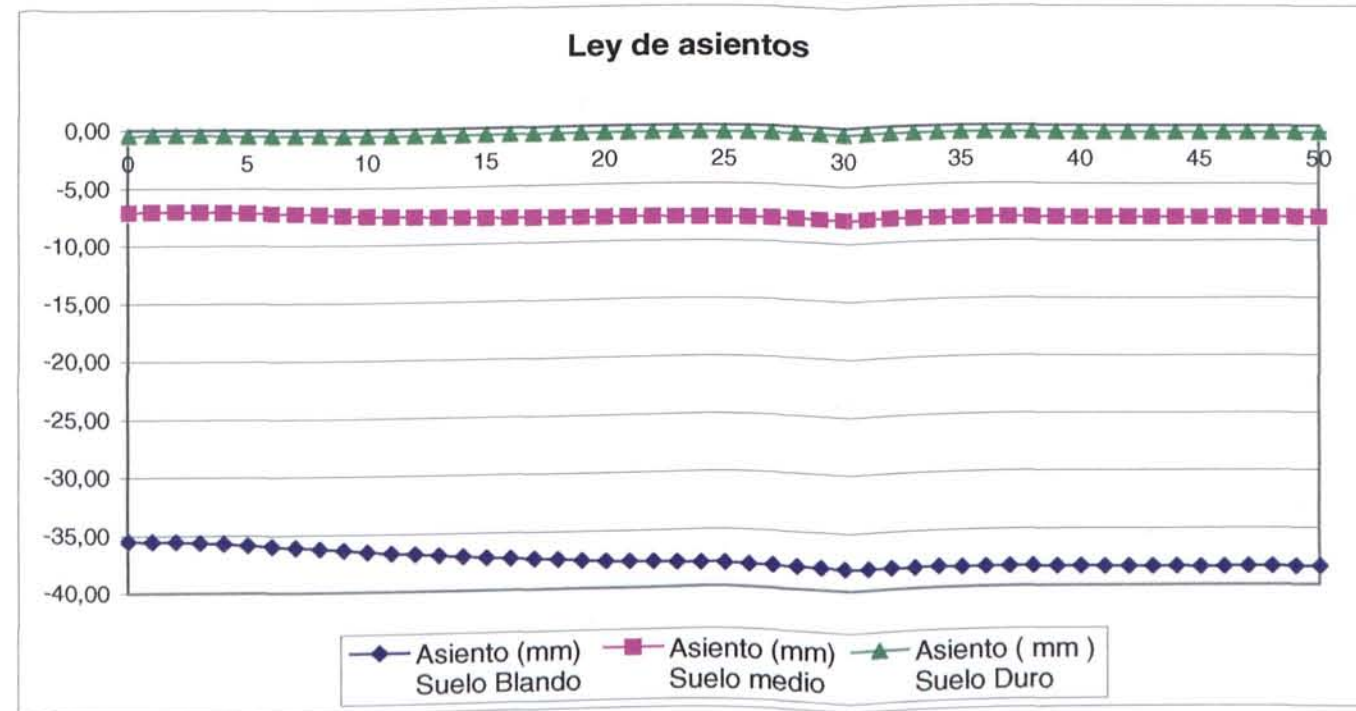
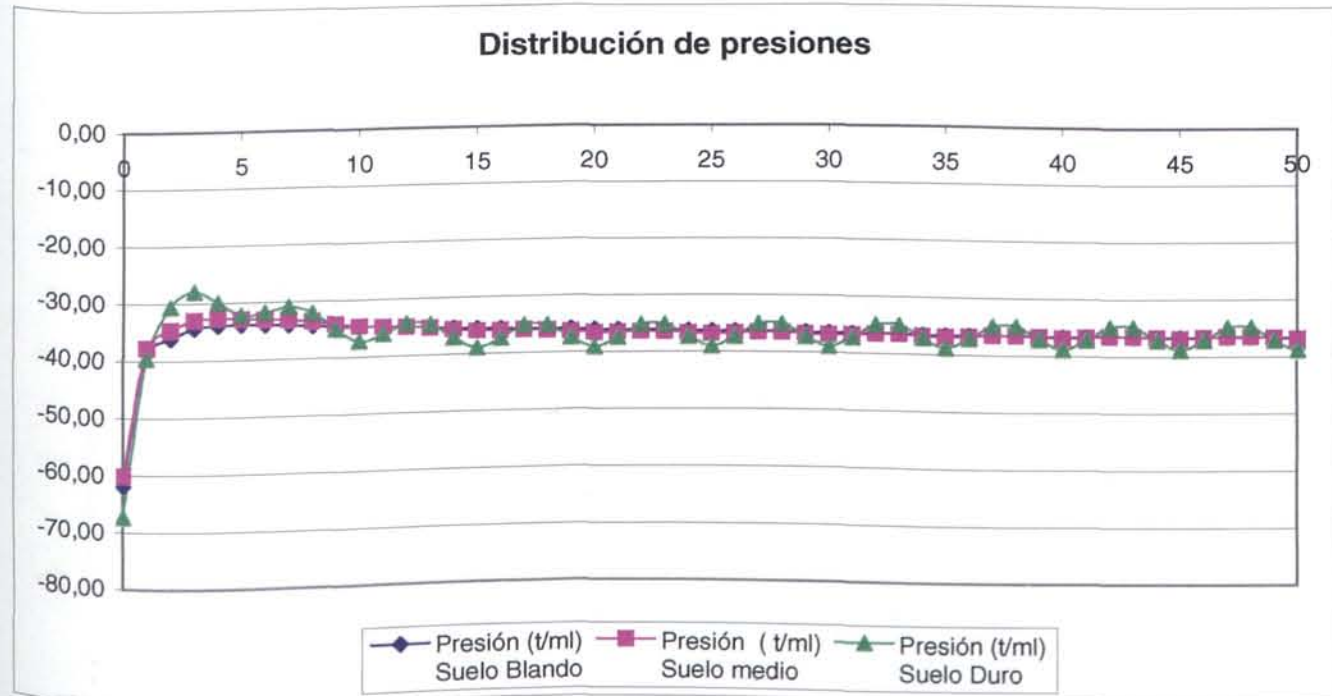
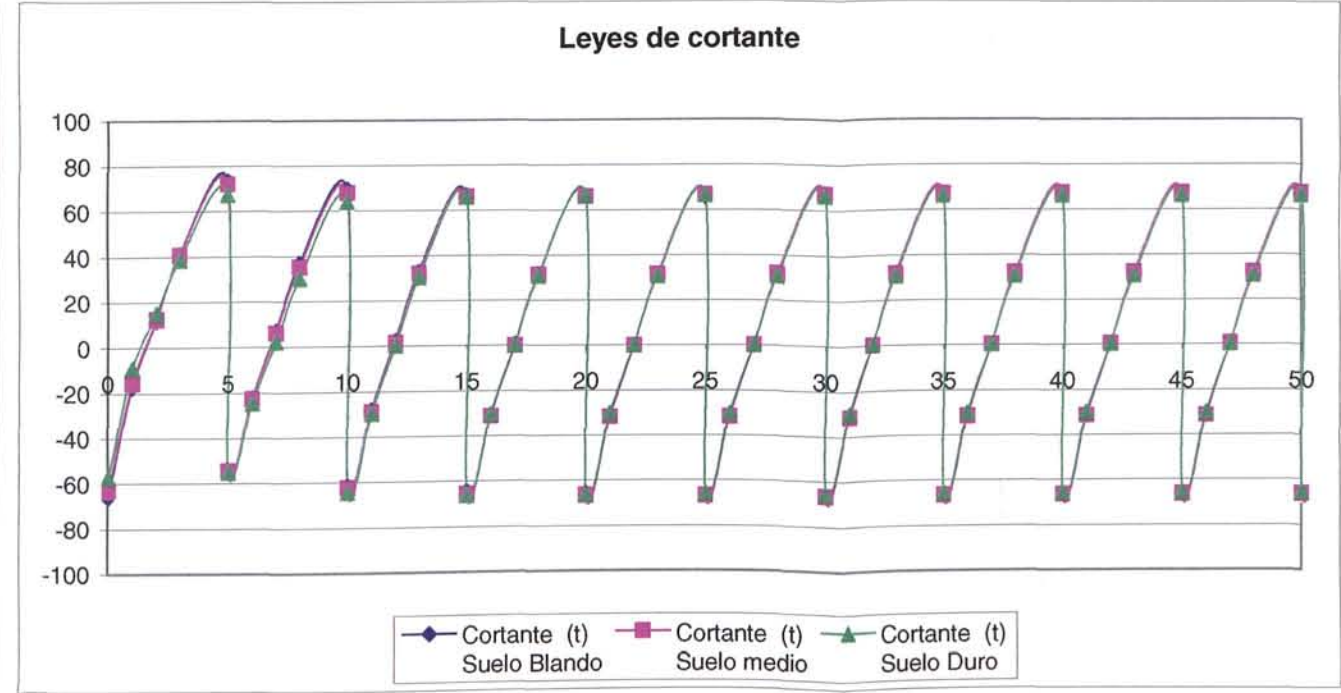
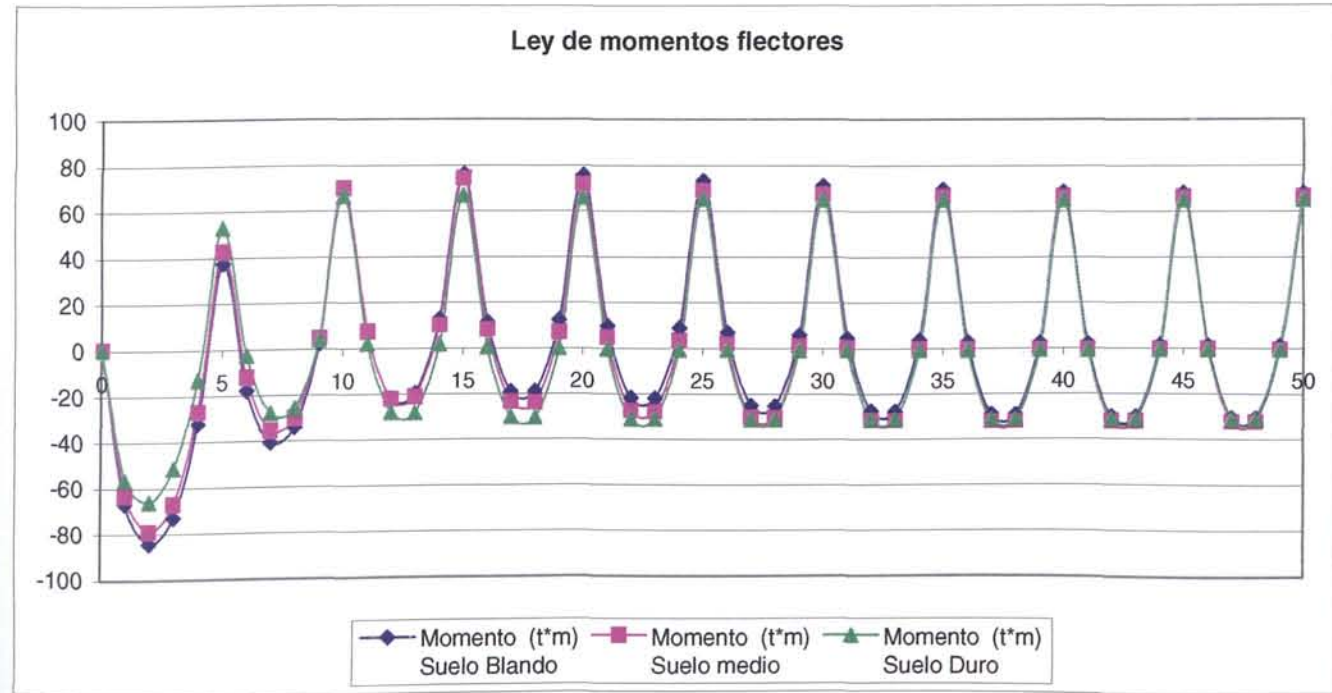


5.5.29. **Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 40 m y rigidez en la superestructura caso 4, en función de la variación de rigidez del terreno.**





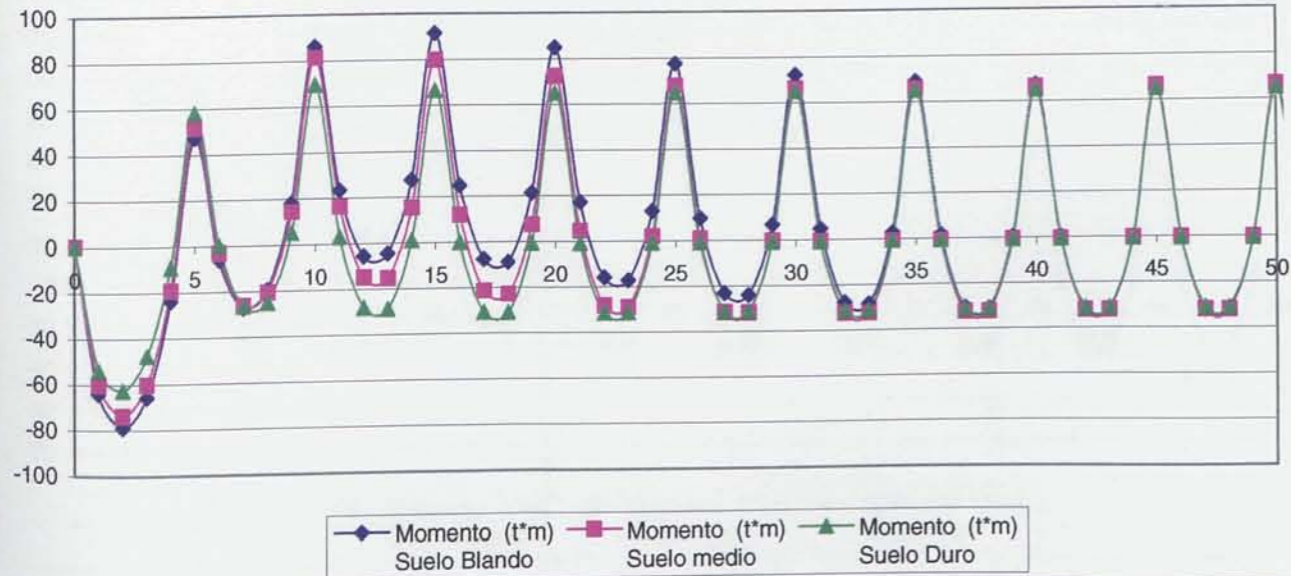
**5.5.30. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y rigidez en la superestructura caso 1, en función de la variación de rigidez del terreno.**



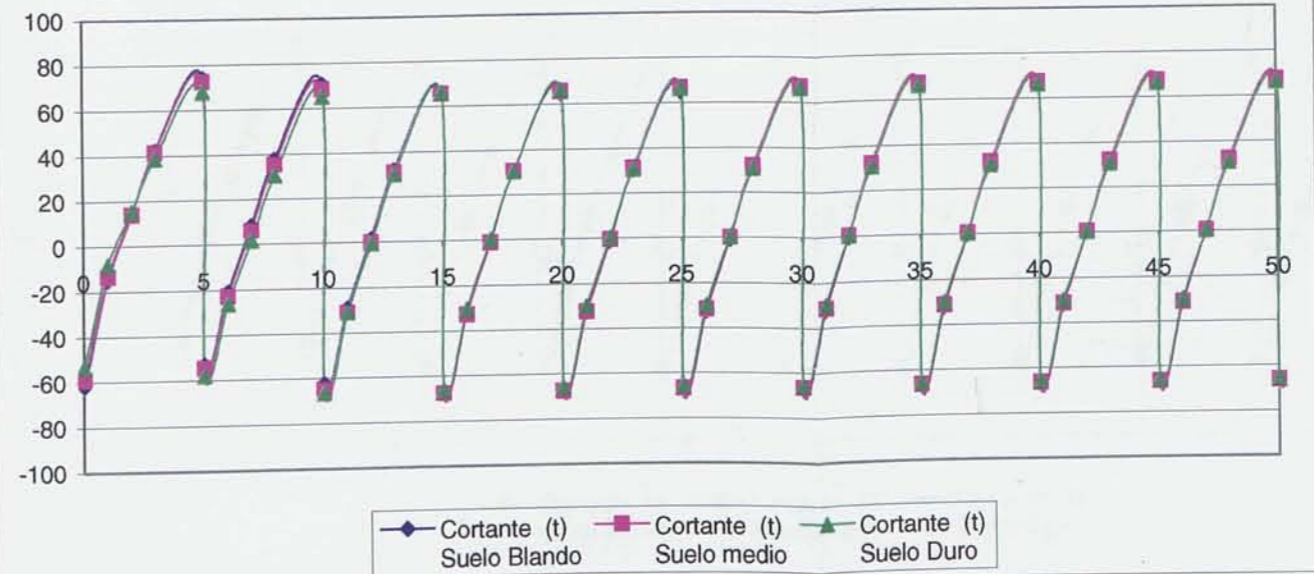


5.5.31. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y rigidez en la superestructura caso 2, en función de la variación de rigidez del terreno.

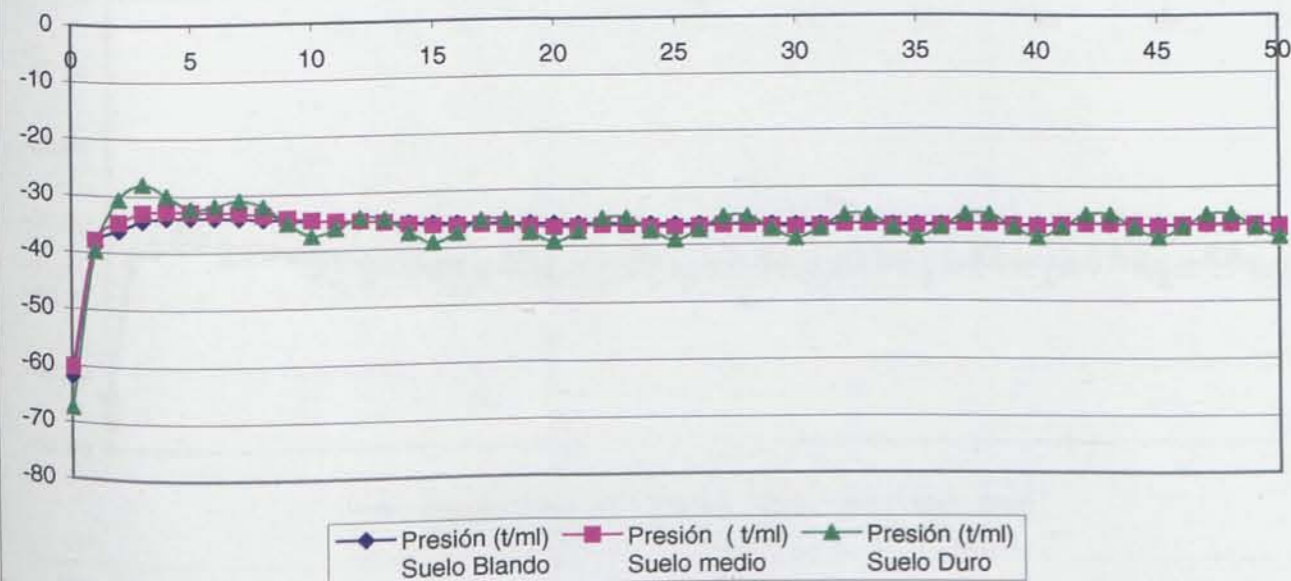
Ley de moemntos flectores



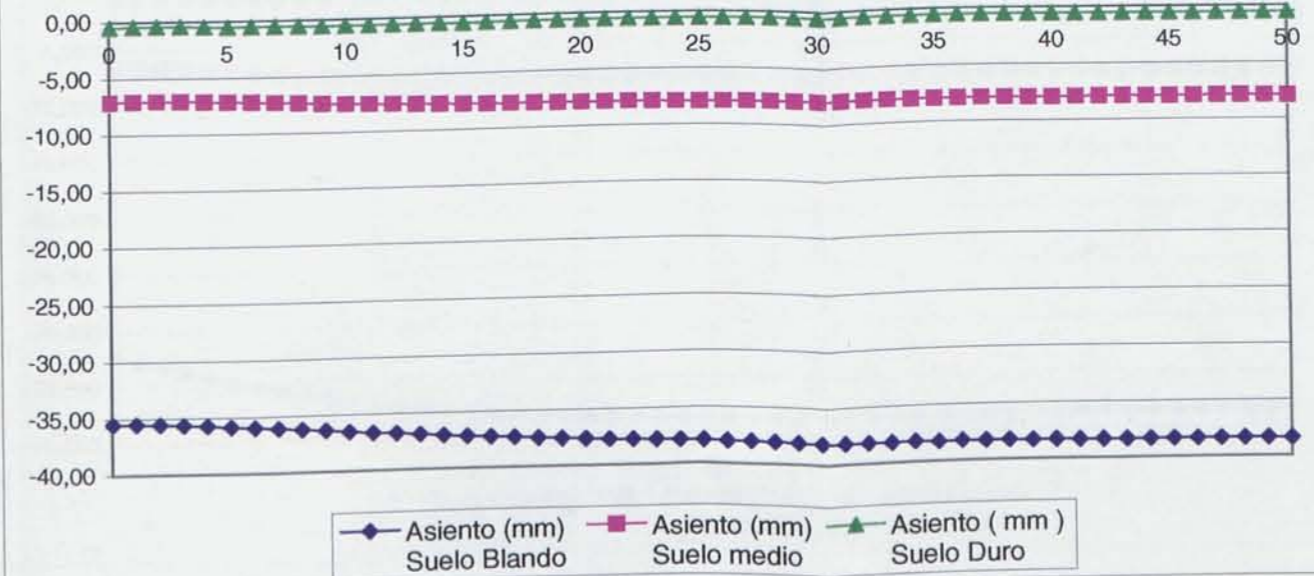
Leyes de cortante



Distribución de presiones



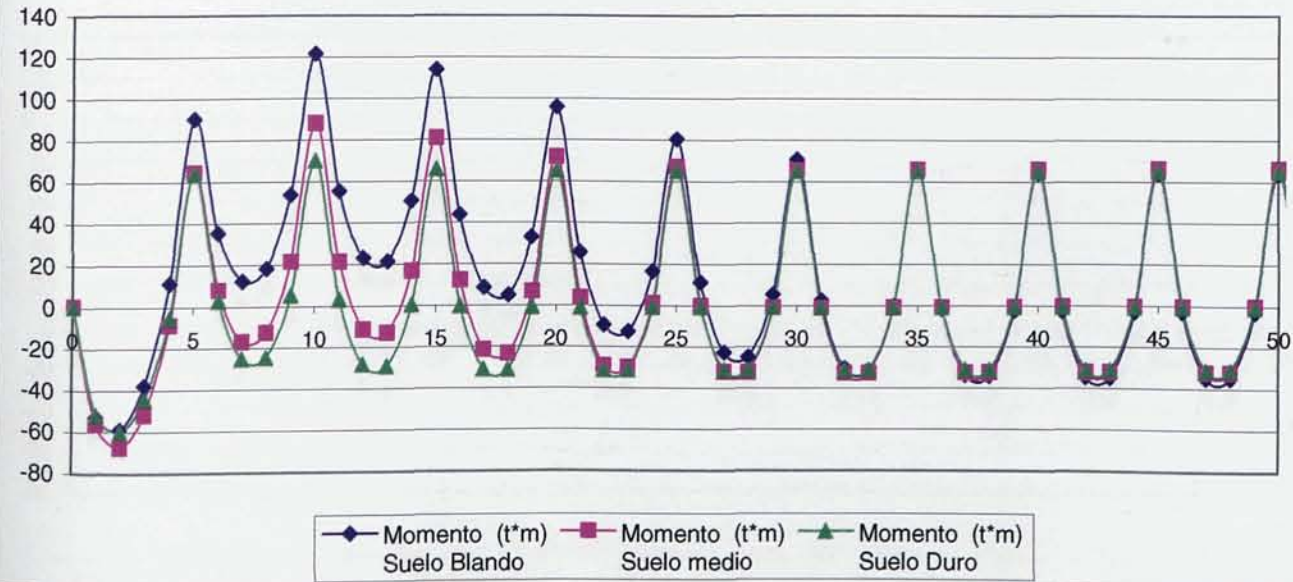
Ley de asientos



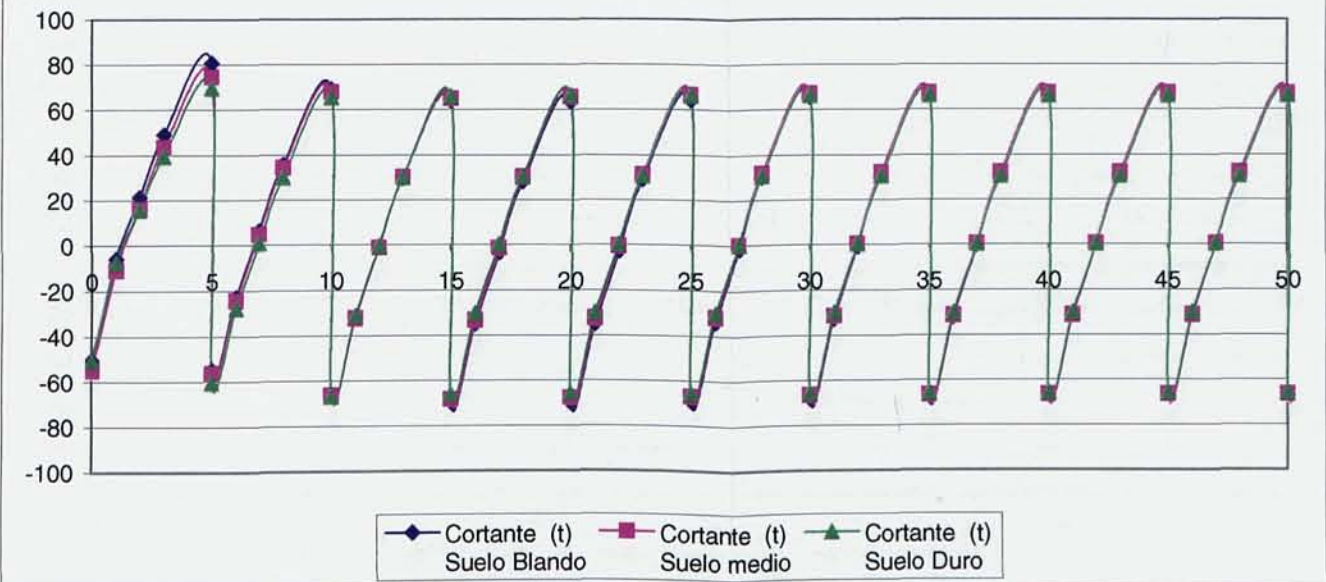


5.5.32. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y rigidez en la superestructura caso 3, en función de la variación de rigidez del terreno.

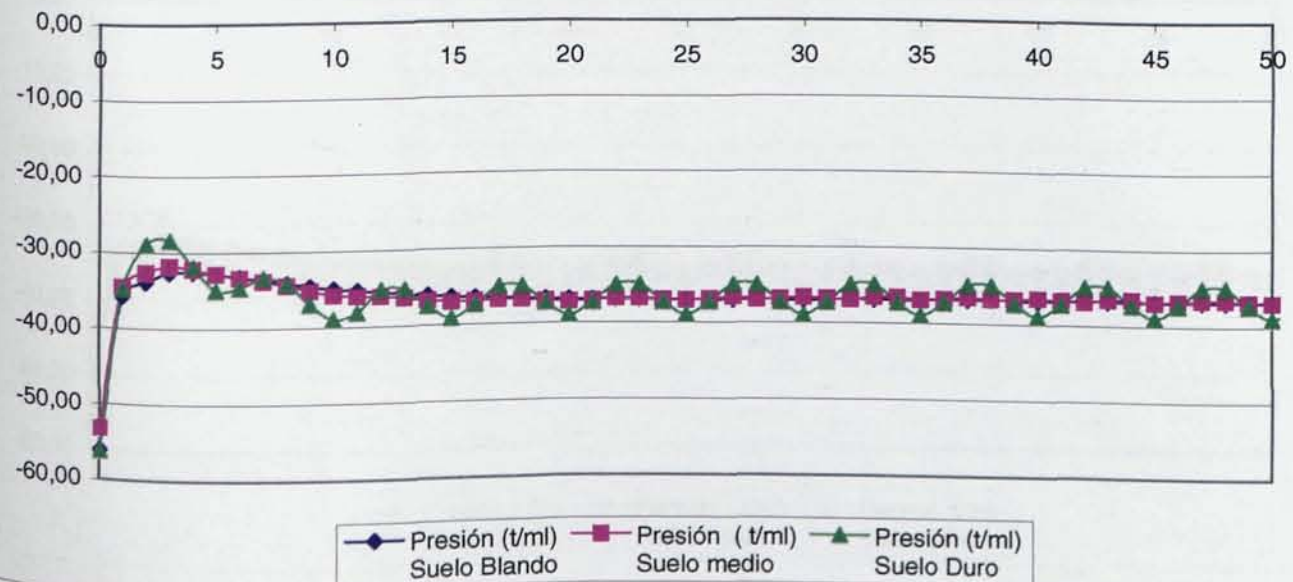
Ley de momentos flectores



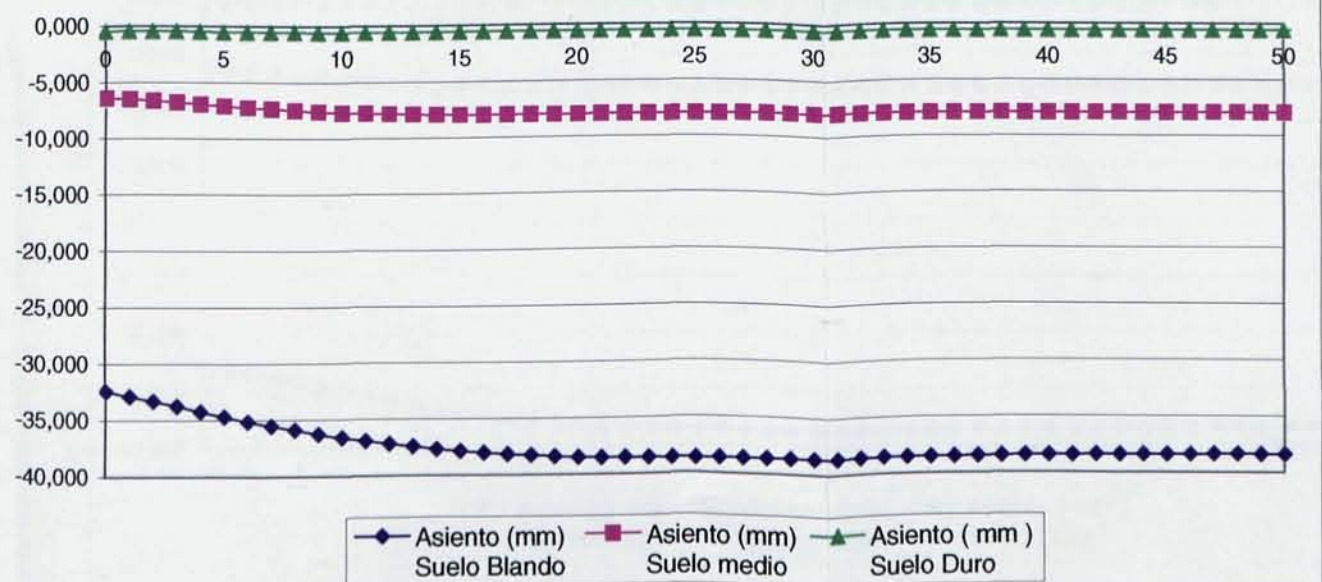
Leyes de cortante



Distribución de presiones

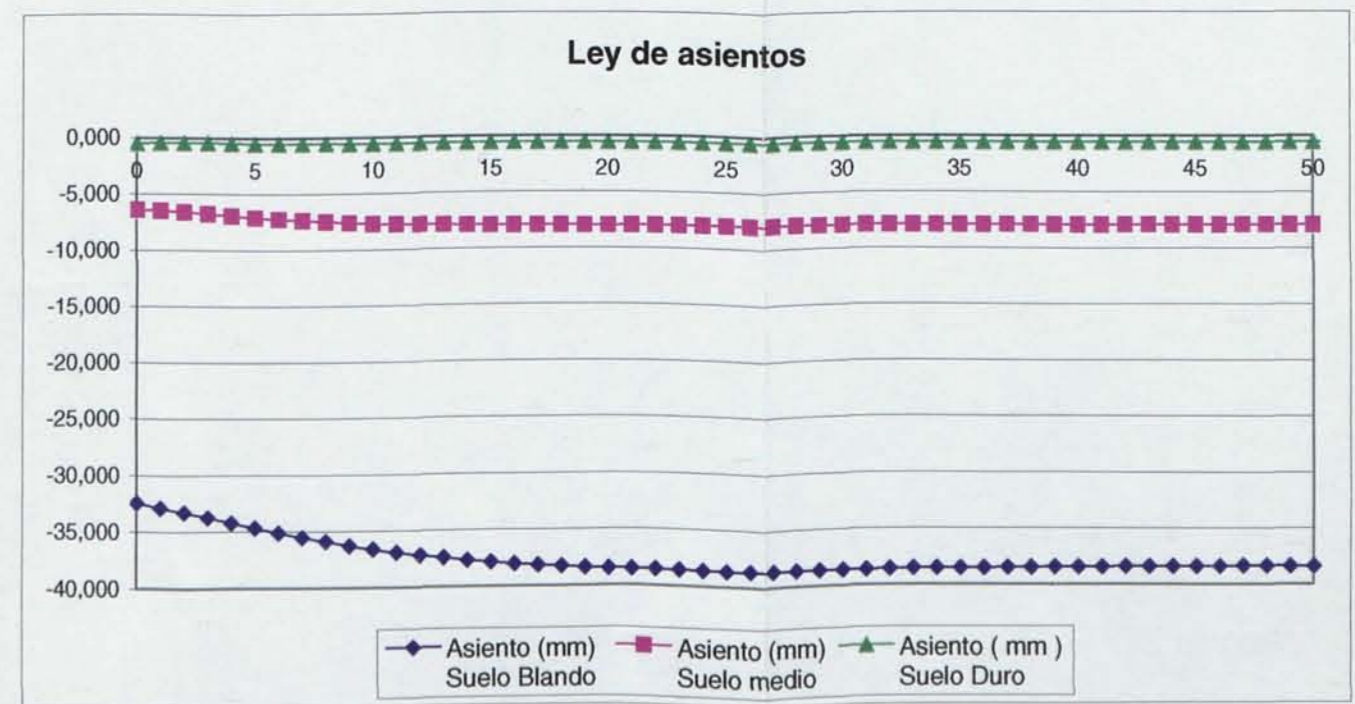
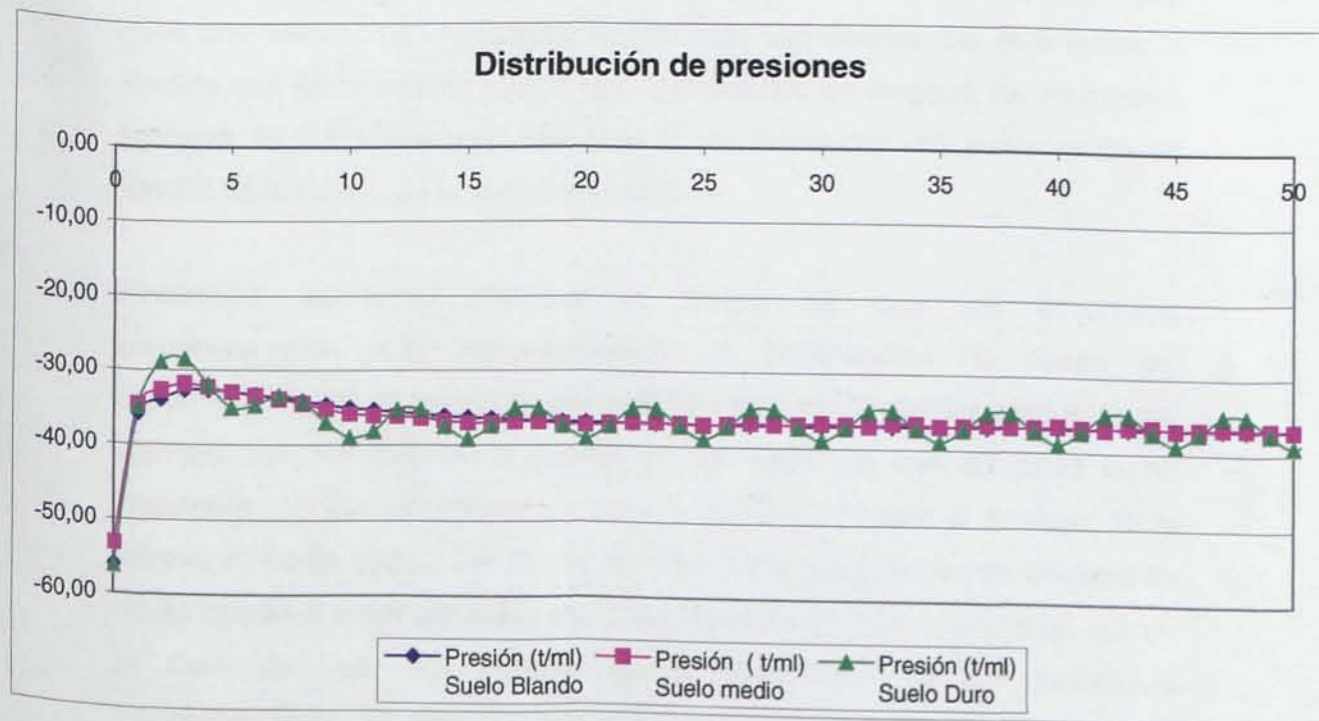
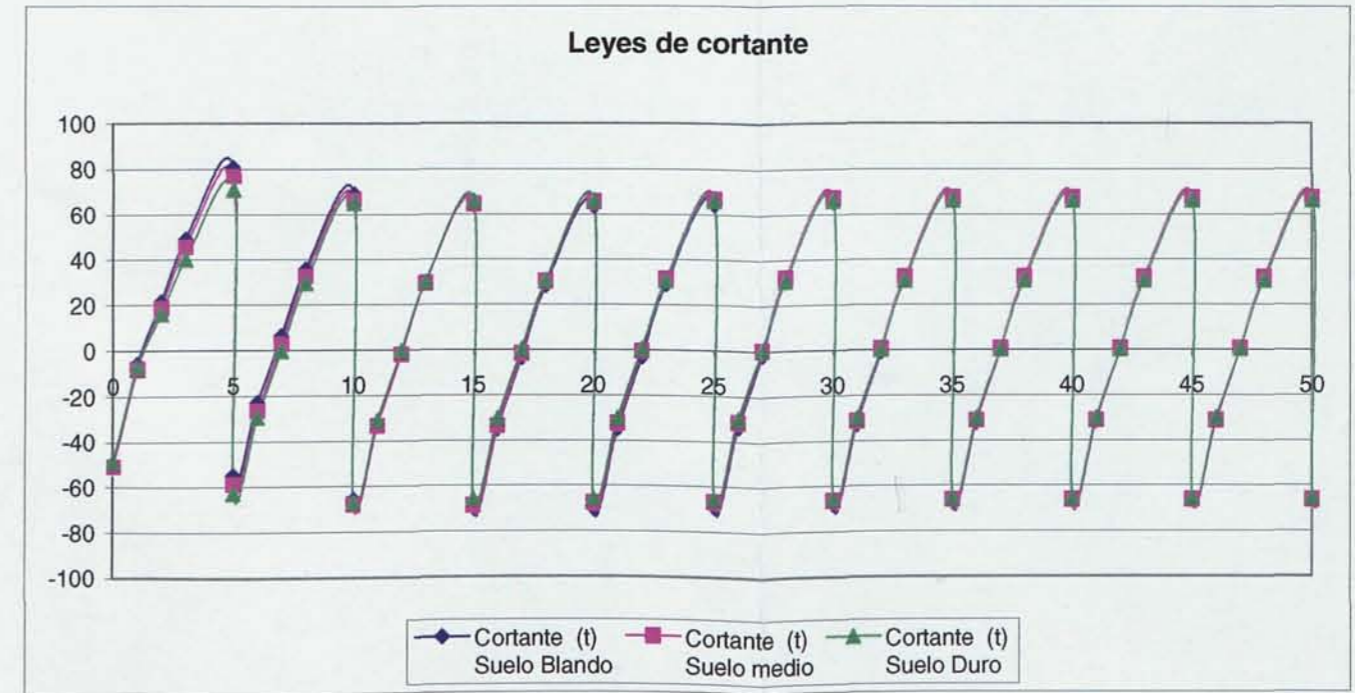
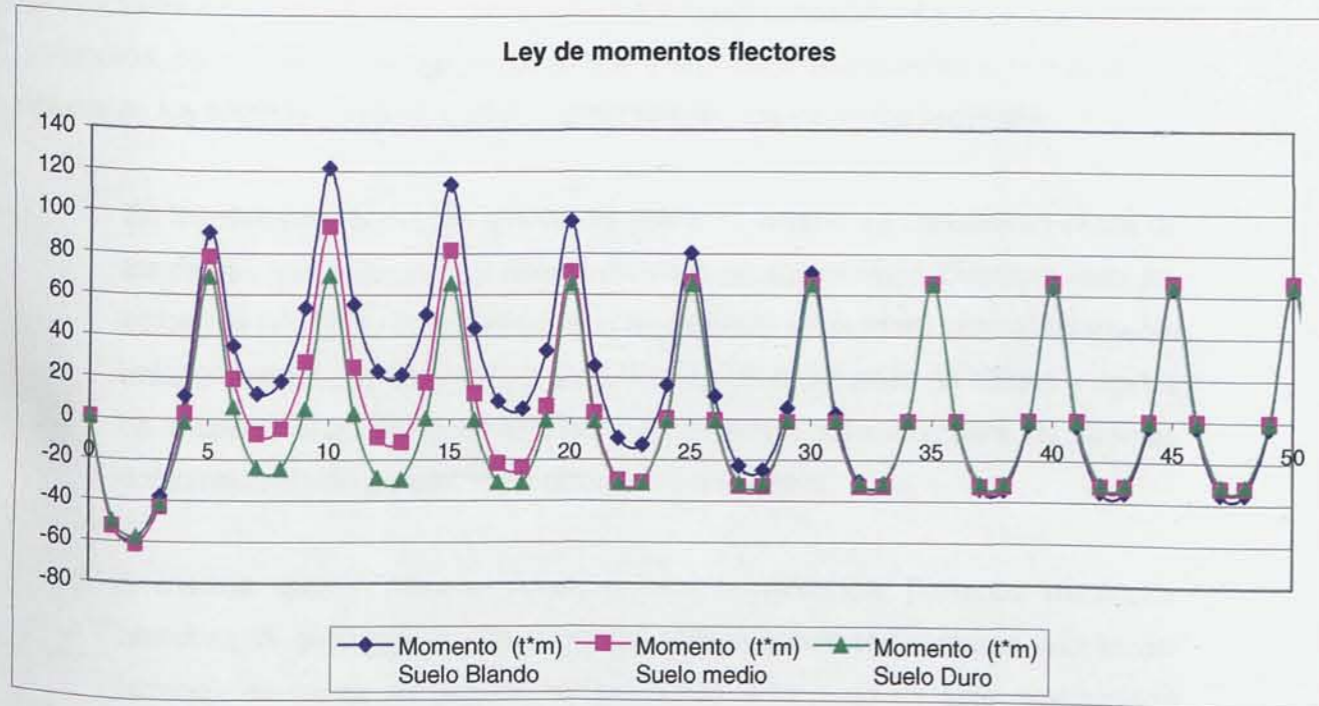


Ley de asentos





5.5.33. Comparación de los esfuerzos resultantes en un Muro de Sótano de longitud 100 m y rigidez en la superestructura caso 4, en función de la variación de rigidez del terreno.



Del análisis de los resultados obtenidos con las distintas combinaciones de variaciones de rigidez del conjunto superestructura-cimentación-terreno, con el método basado en una respuesta no lineal del terreno mediante la teoría de los elementos finitos, hemos extraído las conclusiones que se indican a continuación, que nos permitirán plantear una serie de recomendaciones de índole práctico, que puedan ayudar a los proyectistas a estimar de forma sencilla las armaduras complementarias a disponer en los muros, para cubrir los esfuerzos de flexión longitudinal que pueden aparecer en los muros de los sótanos y que no suelen ser tenidos en cuenta en los proyectos.

1. En los terrenos duros, las presiones sobre el terreno se concentran cerca de las cargas aplicadas por los pilares en contacto con el muro. Debido a esto, los esfuerzos de flexión longitudinal que se generan en el muro son relativamente independientes del resto de las variables (longitud del muro de sótano y rigidez de la superestructura) y por lo tanto los resultados obtenidos para las distintas combinaciones no presentan variaciones importantes.
2. A medida que el terreno posee menos consistencia (terrenos medios y blandos), la gran rigidez del muro de sótano (comparativamente con la del terreno), es capaz de repartir las presiones a lo largo de este, trasladando incluso parte de la carga de los pilares centrales a los extremos, produciéndose pues una variación de esfuerzos mucha más significativa. De esta forma, a medida que los muros de sótano van aumentando de longitud, los momentos flectores de los vanos más cercanos a los extremos, van aumentando en función de la rigidez de la superestructura.
3. Finalmente queremos destacar el hecho de que las armaduras complementarias que recomendaremos a continuación no deben ser contempladas con la misma responsabilidad estructural que las obtenidas por ejemplo, con los cálculos a flexión de las vigas, ya que en éstas la no disposición de las armaduras de cálculo pueden conducir al colapso de la misma, mientras que en los muros de sótano los mecanismos de transmisión de las cargas al terreno pueden ser "reacomodados" por el propio muro, aún en el caso de que, por defecto en la disposición de las armaduras complementarias, se produzca alguna fisuración en el borde superior del muro o en la cara inferior de la zapata, no deseables, pero no trascendentales para la estabilidad del conjunto.



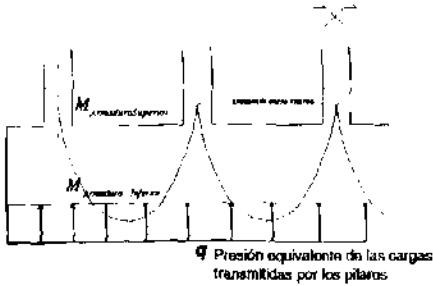
Esto justifica a nuestro juicio, el que a pesar de no haberse contemplado habitualmente en los proyectos los esfuerzos longitudinales generados en el muro, sí que hayan sido “resistidos”, al menos parcialmente, por las armaduras horizontales exigidas por las distintas normativas de diseño existentes, por razones de retracción y temperatura y por las armaduras dispuestas “convencionalmente” en la coronación del muro.

#### **5.6. TABLAS PARA LA DETERMINACION DE LOS ESFUERZOS DE FLEXION LONGITUDINAL DE LOS MUROS DE SOTANO EN FUNCION DE LAS RIGIDECES DEL CONJUNTO SUPERESTRUCTURA-MURO DE SOTANO-TERRENO.**

A continuación y como resumen del estudio realizado para las tres longitudes de muros, hemos creado 3 tablas con los coeficientes multiplicadores del momento isostático  $\frac{q \cdot l^2}{8}$  del vano, que nos permite obtener los momentos de diseño del muro para la determinación de las armaduras superiores e inferiores, para la combinación de las distintas rigideces consideradas para el conjunto superestructura (caso 1, caso 2, caso 3 y caso 4), muro de sótano (longitud 20 m, 40 m y 100 m) y terreno (blando, medio y duro).

LONGITUD DE MURO 20 m

TIPO DE TERRENO	CASOS DE RIGIDECES EN SUPERESTRUCTURA							
	CASO 1		CASO 2		CASO 3		CASO 4	
	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior
TERRENO BLANDO	0,877	0,668	1,020	0,823	1,096	0,601	1,168	0,582
TERRENO MEDIO	0,816	0,642	0,889	0,612	0,925	0,583	0,857	0,574
TERRENO DURO	0,647	0,593	0,652	0,579	0,654	0,571	0,665	0,563



$$M_{\text{Armadura Superior}} = K_{\text{Armadura Superior}} * \frac{1}{8} * q * l^2$$

$$M_{\text{Armadura Inferior}} = K_{\text{Armadura Inferior}} * \frac{1}{8} * q * l^2$$

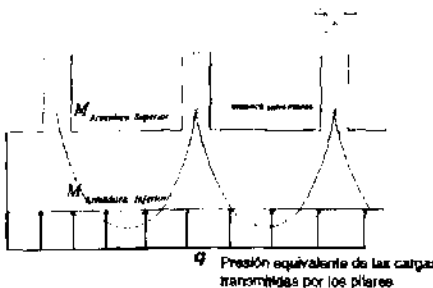
$l =$  Distancia entre pilares

$$q = \frac{\Sigma \text{ axiles de pilares}}{\text{longitud de muro}}$$

Tabla 5.1. Longitud de muro 20 m

LONGITUD DE MURO 40 m

TIPO DE TERRENO	CASOS DE RIGIDECES EN SUPERESTRUCTURA							
	CASO 1		CASO 2		CASO 3		CASO 4	
	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior	K Armadura Inferior	K Armadura Superior
TERRENO BLANDO	0,716	0,770	0,837	0,703	1,028	0,621	1,114	0,591
TERRENO MEDIO	0,671	0,729	0,722	0,657	0,774	0,585	0,825	0,563
TERRENO DURO	0,572	0,593	0,574	0,591	0,577	0,562	0,581	0,527



$$M_{\text{Armadura Superior}} = K_{\text{Armadura Superior}} * \frac{1}{8} * q * l^2$$

$$M_{\text{Armadura Inferior}} = K_{\text{Armadura Inferior}} * \frac{1}{8} * q * l^2$$

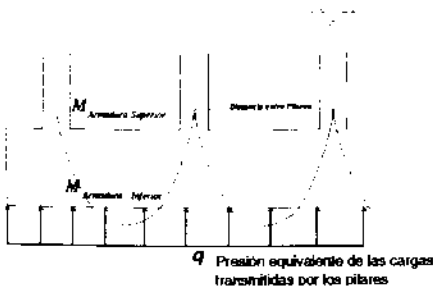
$l =$  Distancia entre pilares

$$q = \frac{\Sigma \text{ axiles de pilares}}{\text{longitud de muro}}$$

Tabla 5.1. Longitud de muro 40 m

LONGITUD DE MURO 100 m

TIPO DE TERRENO	CASOS DE RIGIDECES EN SUPERESTRUCTURA							
	CASO 1		CASO 2		CASO 3		CASO 4	
	K Armadura Interior	K Armadura Superior	K Armadura Interior	K Armadura Superior	K Armadura Interior	K Armadura Superior	K Armadura Interior	K Armadura Superior
TERRENO BLANDO	0,658	0,732	0,790	0,685	1,051	0,611	1,145	0,588
TERRENO MEDIO	0,641	0,687	0,703	0,640	0,757	0,588	0,803	0,531
TERRENO DURO	0,576	0,575	0,601	0,543	0,604	0,520	0,605	0,499



$$M_{\text{Armadura Superior}} = K_{\text{Armadura Superior}} * \frac{1}{8} * q * l^2$$

$$M_{\text{Armadura Inferior}} = K_{\text{Armadura Inferior}} * \frac{1}{8} * q * l^2$$

$$l = \text{Distancia entre pilares}$$

$$q = \frac{\Sigma \text{ ejes de pilares}}{\text{longitud de muro}}$$

Tabla 5.1. Longitud de muro 100 m

**5.7. METODO APROXIMADO RECOMENDADO PARA LA DETERMINACION DE LAS ARMADURAS COMPLEMENTARIAS A DISPONER EN LOS MUROS DE SOTANO PARA ABSORBER LOS MOMENTOS LONGITUDINALES GENERADOS.**

Dado el carácter de armaduras complementarias a sumar a las que deban disponer por otras consideraciones, estimamos suficientemente preciso el considerar estas armaduras dividiendo los esfuerzos entre el brazo mecánico Z que regula la distancia entre las resultantes de tracción y compresión, dispuesta en la parte superior del muro o en la parte inferior de la zapata según sea el signo del momento. Es decir, consideramos que el par de fuerzas proporcionado por la capacidad resistente de las armaduras dispuestas y la del bloque de compresión equilibran los esfuerzos generados.

A semejanza del análisis de las vigas pared por el método de bielas y tirantes, proponemos las siguientes características geométricas de la sección resistente, indicadas en la Figura 5.7.

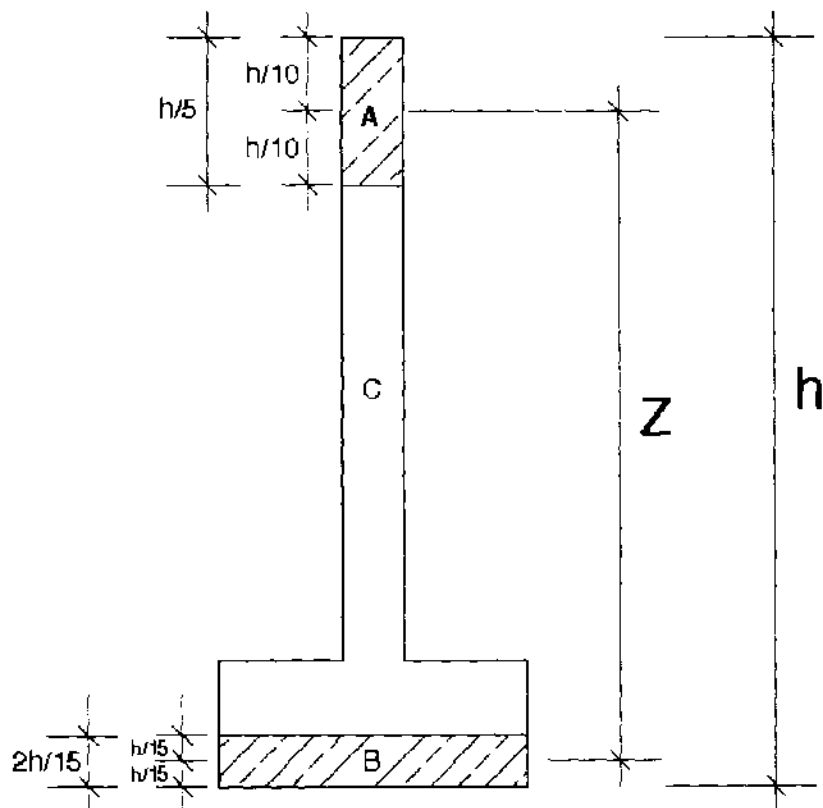


Figura 5.7. Sección resistente de un muro de sótano.

$$Z = h - \frac{h}{15} - \frac{h}{10} = \frac{5}{6}h$$

$$\text{Si } T_d = \frac{M_d}{Z} \rightarrow A_s = \frac{T_d}{f_{yd}}$$

Aunque el centro de gravedad de las armaduras dispuestas en la zapata, se encuentran mas cerca del fondo ( $< h/15$ ), hemos considerado a efectos de seguridad una separación de  $h/15$  desde la cara inferior de la zapata a la armadura.

Para cumplir con el estado límite de Fisuración y limitar la abertura de fisura, proponemos limitar la tensión de trabajo del acero a  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ .

La armadura así calculada para el caso de que se deba disponer en el borde superior del muro, proponemos distribuirla en unos redondos longitudinales en su cara



superior de  $2\phi 12$  a  $2\phi 20$  en función de las características del muro (ver capítulo 6), disponiendo el resto en cada una de las caras laterales de la región A, que deberían contemplar a las armaduras horizontales del muro dispuestas por consideraciones de retracción y temperatura.

Las armaduras a disponer en la región B, para el caso en que resulten necesarias, se añadirían en principio en la cara inferior de la zapata a las armaduras de reparto dispuestas por motivos estructurales, quedando no obstante a criterio del proyectista en función de las características de cada caso concreto, se deben ser suplementarias o bien pueden ser aprovechadas, al menos parcialmente, dichas armaduras de reparto.

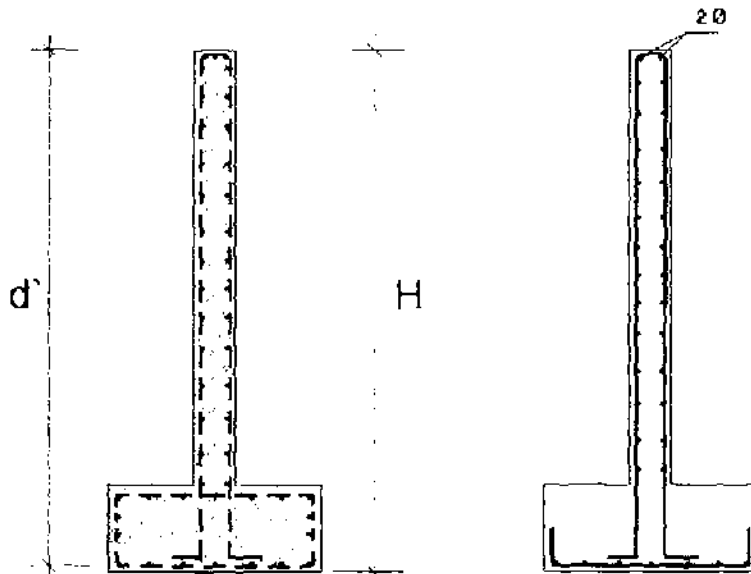


Figura 5.8.

# Capítulo 6

---

## ACCIONES VERTICALES SOBRE UN MURO DE SÓTANO.

En los capítulos anteriores, hemos analizado las distintas influencias originadas por las acciones en la superestructura sobre el muro de sótano y el terreno. Estas acciones que originan esfuerzos en el muro, las hemos discretizado y analizado en el sentido longitudinal del muro.

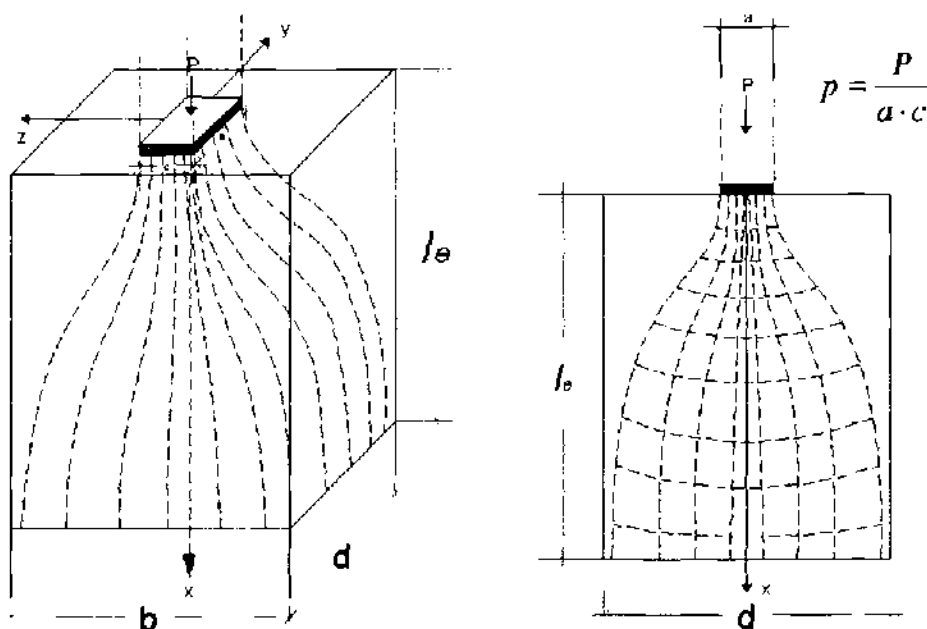
En este capítulo, estudiaremos un fenómeno particular, pocas veces contemplado en un proyecto de muros de sótano, que en la gran mayoría de los casos y para cargas de no gran importancia, se resuelve solo con la cuantía mínima exigida por las normativas o con alguna recomendación básica, con relación a la altura del muro.

### 6.1. DESCRIPCION DE LA TRAYECTORIA DE TENSIONES.

Cuando sea preponderante la acción de las cargas puntuales localizadas, originadas por los pilares de fachada en la coronación del muro de sótano, se deberá estudiar la influencia de estas presiones actuantes ( $p$ ), que se distribuyen a lo largo de la estructura y originan un sistema de tensiones principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  con componentes de tracción y compresión transversales a la dirección en que actúa la fuerza, hasta una determinada distancia de influencia  $l_0$  (en dirección de la fuerza) a partir de la cual la distribución de presiones es mas o menos lineal y uniforme.

Esta zona de influencia se denomina también zona de perturbación de Saint Venant, es decir, se llegan a uniformizar las tensiones producidas por una discontinuidad estática a una determinada distancia de la misma (que en este caso concreto de un muro de sótano de 1 planta, correspondería aproximadamente a dicha altura del muro), alcanzando la misma distribución que tendría si en lugar de existir dicha discontinuidad se hubiese sometido el muro de sótano a una carga uniforme de resultante equivalente.

La mejor manera de apreciar esta distribución de tensiones, es mediante el análisis de las trayectorias de las tensiones principales, para lo cual nos limitaremos a las proyecciones sobre los planos x-z y x-y (ver Figura 6.1)



*Figura 6.1. Distribución de tensiones principales.*

En general, en la zona del muro próximo a la carga concentrada se originan tensiones de tracción, normales a la dirección del esfuerzo de compresión, las cuales pueden superar a la resistencia de tracción del hormigón, conduciendo con ello a una fisuración y deformación excesiva en la zona localizada del pilar.

El efecto de cosido que pueda producir una armadura en esta zona localizada, queda condicionado a que la misma esté correctamente anclada y ubicada. Debido a esto es necesario tener presente la distribución y propagación de las tensiones en dicha zona (ver Figura 6.2).

En la gran mayoría de los casos, el pilar es de sección cuadrada y actúa centrado en el eje del muro, el cual simplificado se analizan los esfuerzos de tracción sólo en una dirección (análisis bidimensional). Pero en ocasiones el pilar en sentido transversal es mas ancho, ya sea por razones resistentes o simplemente arquitectónicas, lo que obligaría a realizar un análisis mas real, estudiando el reparto

de tensiones en forma espacial, contemplando las dos direcciones para dichas tensiones,  $Z_y$  y  $Z_z$ , tal y como se indica en la Figura 6.3.

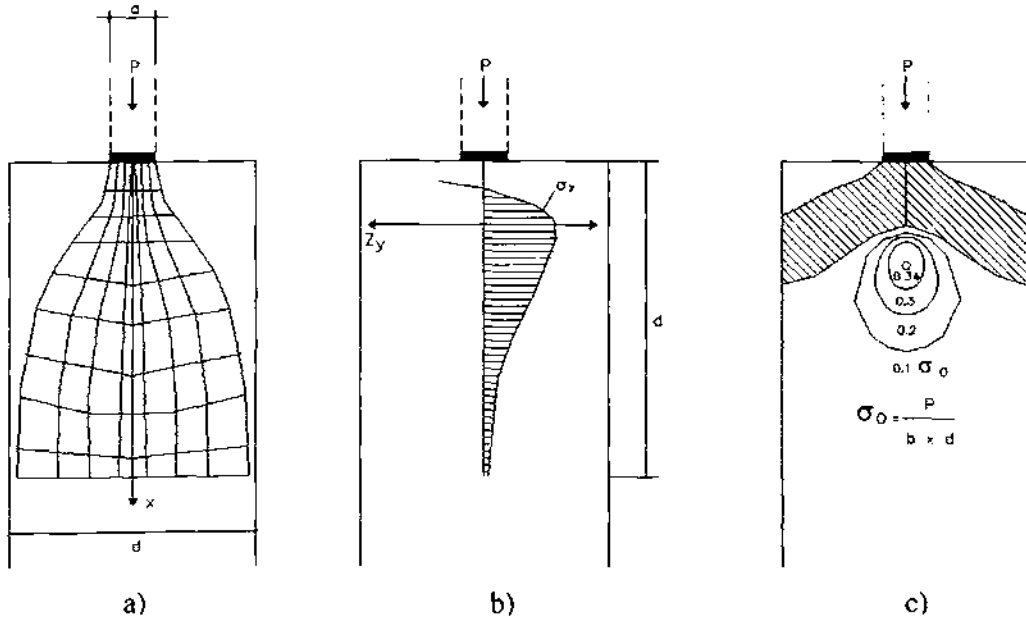


Figura 6.2. Representación de estados de tensión, correspondientes a la aplicación de una carga vertical de un pilar de fachada en un muro de sótano: a) trayectorias de las tensiones principales, b) distribución de las tensiones transversales de tracción  $\sigma_y$ , y ubicación resultante de dichas tensiones  $Z_y$ , c) isobaras de las tensiones de tracción (la zona rayada corresponde a las bielas de compresión).

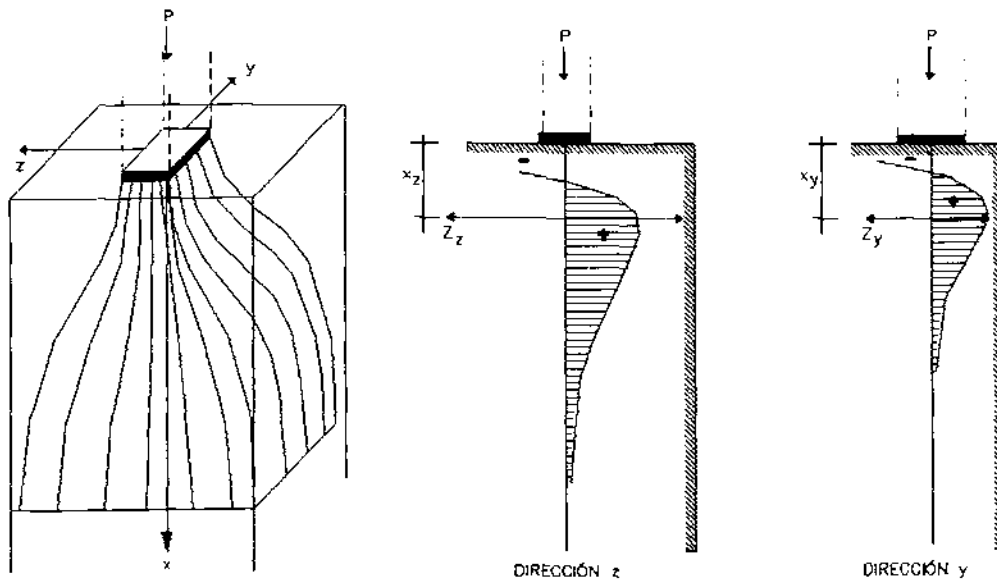


Figura 6.3. Distribución tridimensional de tensiones en un muro de sótano, por la acción de pilares de fachada.



Las distancias  $x$  a la superficie de aplicación de las cargas, sólo son iguales cuando en las direcciones de  $z$  e  $y$ , existe la misma relación entre el ancho de la carga y el espesor del elemento. Para los pilares de fachada en contacto con un muro de sótano, las relaciones citadas son diferentes y, con ello, también la magnitud y ubicación de  $Z_y$  y  $Z_z$ , lo cual debe tenerse en cuenta en el proyecto de este tipo de estructuras.

Estudios realizados por Zielinski, L. y Fessler, E. O., en vigas y muros de hormigón armado, demostraron que para el estado II, las fisuras que comenzaban en la zona de máximas tensiones de tracción, se prolongaban en dirección de la superficie cargada, hasta la zona originariamente solicitada por tensiones de compresión. Si en dicha zona faltase armadura, y se continuase aumentando la carga, se produciría la rotura lateral de la zona sin armar. Por tanto, la armadura en la zona cargada localmente, debe prolongarse más allá del borde cargado, mediante suplementos a la armadura calculada para absorber los esfuerzos de tracción en el borde superior del muro.

Otro aspecto a comprobar, es la resistencia de diseño de muros de sótano sometidos a cargas axiales de compresión  $\phi P_{nw}$  expresada en N, que de acuerdo al American Concrete Institute (ACI 318-99), recomienda que, deba calcularse mediante la ecuación siguiente:

$$\phi P_{nw} = 0,55 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g \left[ 1 - \left( \frac{k \cdot l_c}{32h} \right)^2 \right]$$

donde,

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, expresada en MPa.

$A_g$ : Area total de la sección en  $\text{mm}^2$ .

$l_c$ : Distancia vertical entre apoyos en mm.

$h$ : Altura total del elemento en mm

$\phi$ : Factor de reducción de la resistencia (para flexión, compresión, corte y aplastamiento en hormigón simple estructural debe ser 0,70).

El factor  $k$  de longitud efectiva debe ser:

- Para Muros arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral y,
  - a) Restringidos contra la rotación de uno o ambos extremos (superior y/o inferior)  
..... 0,8
  - b) No restringidos contra la rotación de ambos extremos  
.....1,0
  
- Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral  
.....2,0

## **6.2. PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LAS TENSIONES PRODUCIDAS POR LAS CARGAS LOCALIZADAS.**

En los muros de sótano, los procedimientos habituales para determinar las tensiones en vigas o secciones de pequeña esbeltez, no son aplicables, porque por efecto de la carga transmitida por los pilares de fachada, hace que las secciones no se mantengan planas (hipótesis de Bernoulli-Navier o Kirchhoff) y por ende, aún para un material idealmente elástico, la distribución de las tensiones  $\sigma_x$  ya no es lineal. En estos casos tampoco es posible despreciar las componentes de tensión  $\sigma_y$  y  $\tau_{xy}$ . Debido a esto es necesario determinar todas las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de los esfuerzos internos.

Existen diversos métodos para determinar el estado tensional, que originaría una carga localizada en la coronación de un muro de sótano, en el que básicamente pueden resumirse en los siguientes:

### **6.2.1. Métodos basados en soluciones teóricas.**

Una de las soluciones mas rigurosas para un sólido tridimensional, fue obtenida por K. T. Sundara Raja Jyengas, 1969, basándose en la teoría de la elasticidad

tridimensional, obteniendo la solución en forma de vector de Galerkin, cuyas componentes se representaron mediante series dobles de Fourier.

Para el caso de un estado plano de tensiones (análisis bidimensional) las soluciones de Y. Guyon, 1971, S. R. Jyengar, 1960, t W. Schlee, 1961, pueden considerarse las mas rigurosas y representativas de las distintas investigaciones en el tema.

#### **6.2.2. Método basado en la teoría de los elementos finitos.**

Como se ha comentado anteriormente, el método de los elementos finitos, presenta múltiples posibilidades de representar modelos de comportamiento complejo, singularidades geométricas y mecánicas de los materiales. La investigación en este aspecto ha sido muy numerosa gracias al constante avance de los ordenadores y programas de cálculo sofisticados.

Entre los trabajos pioneros que podemos destacar como relevante, encontramos a A. L. Yettram y K. Robbins, 1969.

#### **6.2.3. Método basado en la fotoelasticidad.**

Para el caso de problemas planos (análisis bidimensional), el procedimiento fotoelástico es muy adecuado. M. Tesar, 1932, obtuvo mediante ensayos los primeros resultados en esta línea de investigación. Posteriormente los trabajos realizados por M. Sargious, 1960, R. Hiltcher, 1967 y G. Florin, 1963 han alcanzado resultados de sumo interés en la práctica, de los que las distintas formulaciones existentes en este aspecto, están basados en dichas experimentaciones.

#### **6.2.4. Método basado en experimentación en elementos de hormigón armado.**

Este método, a nuestro juicio es el único que nos permite conocer la distribución de tensiones en un elemento de hormigón para los distintos estados de comportamiento. La experimentación nos permite ensayar y evaluar el verdadero comportamiento de las armaduras dispuesta en dicha pieza, con lo que junto con

las diferentes acciones solicitantes, logramos obtener y evaluar la seguridad de ésta.

Los ensayos mas representativos en vigas de gran canto y de gran aplicabilidad en las futuras líneas de investigación recogidas en las distintas normativas, fueron realizados en Stuttgart por Leonhardt, F, 1961 (Reimann, H., Betongelenke, Versuchsbericht und Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Ausbildung).

#### **6.2.5. Método basado en soluciones aproximadas.**

El método más representativo y válido, basado en una solución aproximada es el de bielas y tirantes, el cual es válido para el diseño en Estado Límite Ultimo de agotamiento y el Estado Límite de fisuración (limitando la tensión de trabajo de la armadura). La descripción del método se detalla mas adelante.

### **6.3. RECOMENDACIONES DE ARMADO PARA LA ACCION DE CARGAS VERTICALES SOBRE UN MURO DE SOTANO.**

Para el caso de muros de sótano, las investigaciones realizadas en este tema son escasas, ya que aunque para el caso de vigas pared o de gran canto existen múltiples trabajos de investigación recogidas en las distintas instrucciones; no sucede lo mismo para los muros en los que las investigaciones realizadas son diversas en sus planteamientos y en algunos casos conservadores en su resultado.

Según Fiol Femenia, Francisco (1981), cuando en un muro de sótano de una planta, actúen cargas verticales puntuales como es el caso de pilares de la estructura superior, se debe tener en cuenta con relación a la armadura, lo siguiente:

- Prolongar las armaduras longitudinales del pilar hasta la base de la cimentación.
- Disponer de armaduras horizontales de refuerzo, con capacidad mecánica suficiente para resistir en cada cara un refuerzo equivalente a la mitad de la carga  $N$  de servicio, transmitida por el pilar, según se indica en la Figura 6.4.



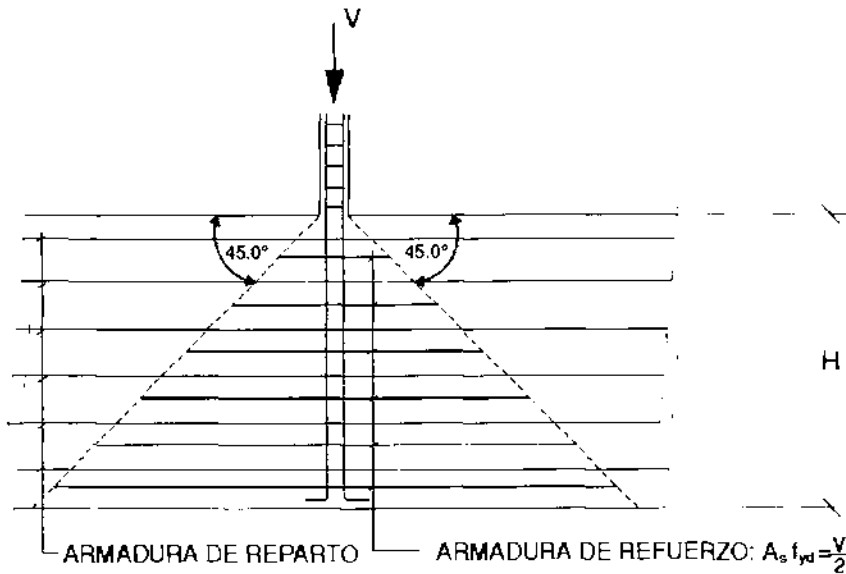


Figura 6.4.

La armadura necesaria, se deberá disponer variable con la profundidad bajo el pilar, según dos líneas que arrancan de la base de aquél con un ángulo de 45°.

Si aplicamos el análisis que propuso Fritz Leonhardt (1977), para el caso de vigas continuas de gran altura a los muros de sótano bajo la acción de cargas verticales, las trayectoria de tensiones de tracción analizadas resultan muy aplanadas, (ver Figura 6.5), para este caso se recomienda que la armadura superior de tracción se prolongue sin escalonamiento sobre toda la longitud del muro de sótano, que también puede empalmarse por superposición de apoyos.

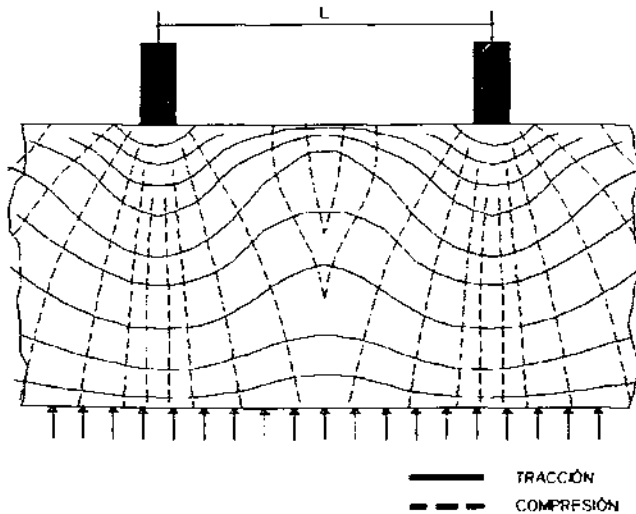


Figura 6.5. Distribución de las trayectorias de tensiones principales en muros de sótano, para la acción de cargas verticales.

La armadura necesaria para cubrir los momentos en los pilares depende de la relación  $L/d$  y de acuerdo a la Figura 6.6, debe ser distribuida sobre la zona alta traccionada, y por lo menos la mitad debe aparecer como parte de la armadura distribuida en mallazo.

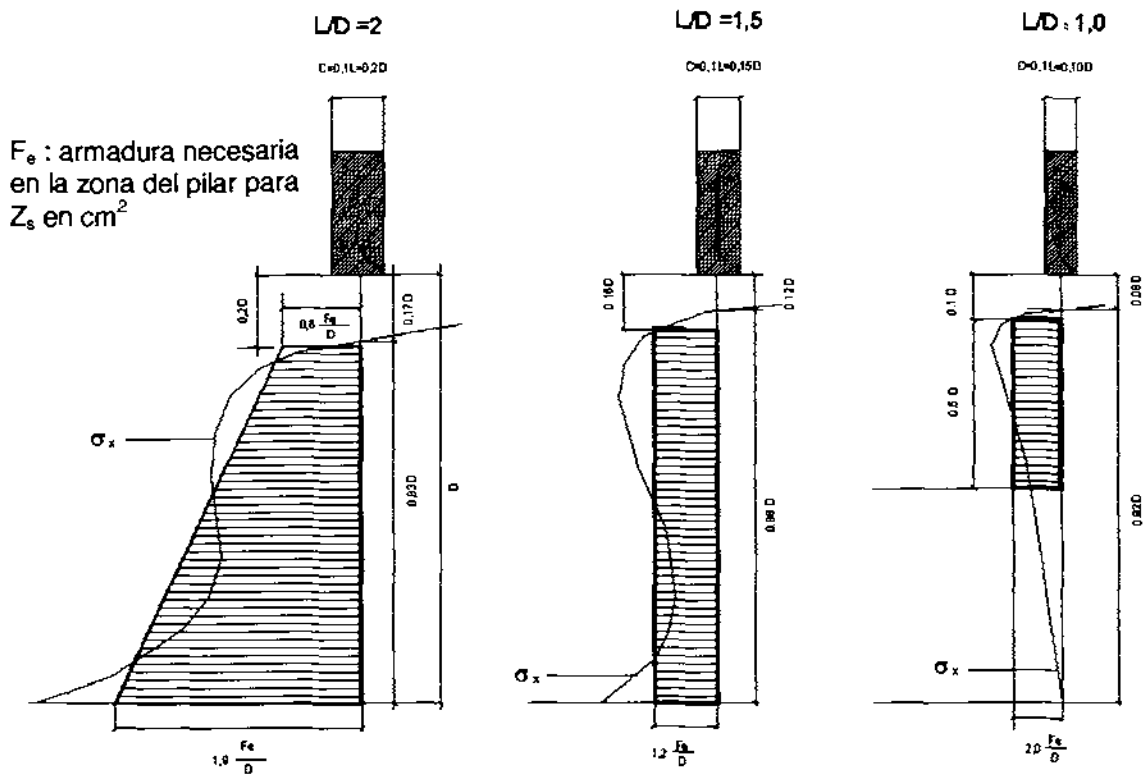


Figura 6.6. Indicaciones para la distribución de la armadura principal de tracción en la zona de pilares de fachada en muros de sótano.

Aproximadamente, para la determinación de  $Z_s$  se tiene:

$$3 > \frac{l}{d} > 1 \Rightarrow Z_s = 0,15 \cdot d \cdot \left(2 + \frac{l}{d}\right)$$

$$\frac{l}{d} \leq 1 \Rightarrow Z_s = 0,45 \cdot l$$

La mitad de armadura resistente puede cubrirse con barras de longitud, del orden de  $0,8d$  ó  $0,7$  a  $0,8 L$  (cuando  $L/d < 1$ ) y con separación entre barras de  $10$  a  $15$  cm (ver Figura 6.7).

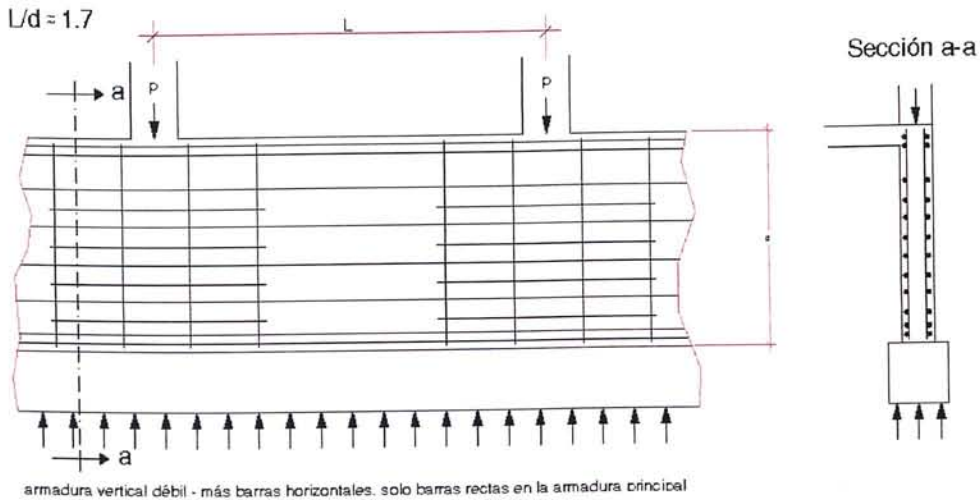


Figura 6.7. Recomendación de armadura para muros de sótano.

Según Calavera, J., en la zona superior de un muro, se producen compresiones horizontales, y en el resto tracciones horizontales, originados por la acción vertical transmitidos por el pilar, ver Figura 6.8.

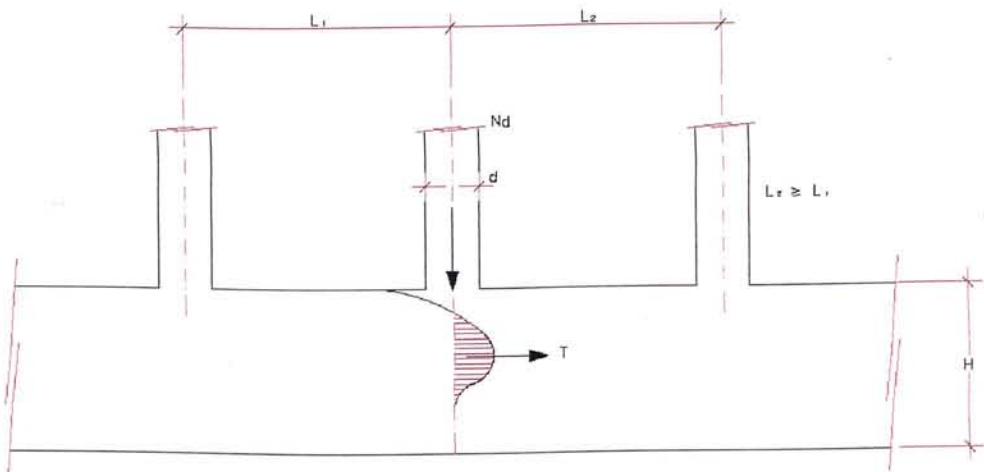


Figura 6.8.

(Tomada de Cálculo de Estructuras de Cimentación, 4ª edición - J. Calavera)

Simplificadamente, la resultante de estas tracciones, se pueden evaluar con la siguiente fórmula:

$$T = 0,3 \cdot N_d \left( 1 - \frac{d}{L_2} \right)$$

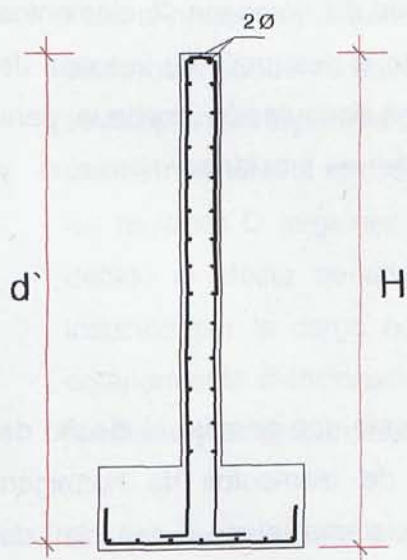
Considerando  $L_2$  la mayor de las luces contiguas al pilar considerado.

Con ello, el área de armadura distribuida uniformemente en el canto  $H$  del muro, o en una profundidad  $L_1$  por debajo de la coronación si  $L_1 < H$  ( $L_1 \leq L_2$ ), es:

$$A_s \cdot f_{yd} = 0,3 \cdot N_d \left( 1 - \frac{d}{L_2} \right)$$

De todos los trabajos investigados, consideramos que en este último se contemplan además recomendaciones aplicables para la gran mayoría de los muros de sótano de edificación, como son la de contemplar la armadura destinada a cubrir tensiones de retracción y temperatura, aplicable para ser utilizada simultáneamente para cualquier otro fin resistente, en particular para los estados límites últimos.

Además, si no se necesitase ninguna armadura suplementaria para cubrir la tracción de la parte superior, siempre sería conveniente disponer un par de barras en coronación del muro, con objeto de controlar las fisuras de retracción y temperatura. El diámetro de estas barras, está en directa relación a la altura del muro, como se muestra en la Figura 6.9.



#### RECOMENDACIÓN:

2  $\phi$  12 para  $H \leq 5$  m

2  $\phi$  16 para  $5 \text{ m} < H \leq 8$  m

2  $\phi$  20 para  $H > 8$  m

Figura 6.9. Recomendación para armaduras en la coronación del muro.  
(Tomada de Cálculo de Estructuras de Cementación, 4ª edición - J. Calavera)

#### **6.4. METODO DE BIELAS Y TIRANTES APLICADO A LA ACCION DE CARGAS VERTICALES SOBRE UN MURO DE SOTANO.**

El método de bielas y tirantes tiene sus inicios casi en la misma fecha que el hormigón estructural. Este método tuvo su primera aplicación para el estudio del comportamiento de un elemento de hormigón armado por Ritter en 1899.

Fundamentalmente este método fue aplicado para estudiar el funcionamiento a cortante de una viga simplemente apoyada sometida a una carga uniformemente distribuida, que Morsch una década más tarde analizó y complementó.

Esta forma de explicación del funcionamiento de una viga se generalizó a otros fenómenos, como la torsión, el rasante, las cargas concentradas, las vigas de gran canto, etc. Estos desarrollos se producen gracias a la aportación teórica y la experimentación desarrollada por el propio Morsch y otros autores como Türlimann y Leonhardt entre otros.

Durante los años 80 los trabajos de P. Martí y J. Schlaich, basados en abundante experimentación, sobre la determinación de la capacidad del hormigón de elementos sometidos a estados de tracción oblicua, han permitido el desarrollo de la teoría de los campos de compresiones y la obtención de una formulación continua para elementos de hormigón armado fisurado, sometido a tensiones normales y tangenciales planas.

##### **6.4.1. Fundamentación teórica.**

El método de las bielas y tirantes es un procedimiento que permite el diseño de elementos lineales, superficiales o volumétricos de elementos de hormigón estructural. La estructura se idealiza mediante un sistema (plano o espacial) de barras biarticuladas, que intenta representar el comportamiento de la estructura o parte de ella.

Debido a que el método está basado en sistemas biarticulados, los elementos que los componen trabajan a tracción o compresión pura. En la nomenclatura clásica



del método, los elementos comprimidos se denominan bielas, mientras que los elementos traccionados se denominan tirantes. Las zonas de unión entre bielas, entre tirantes o entre bielas y tirantes se denominan nudos (ver Figura 6.10).

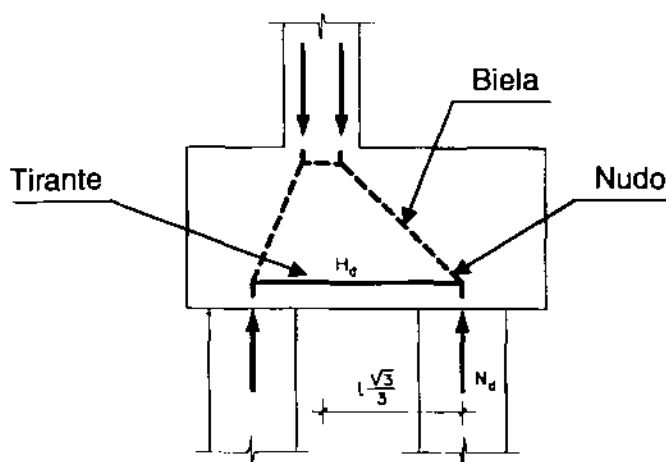


Figura 6.10. Modelo de bielas y tirantes.

#### 6.4.2. Descripción del método.

Para el proyecto y dimensionamiento de estructuras de hormigón, las secciones a comprobar pueden dividirse en dos grandes grupos que son las regiones B donde se aceptan las hipótesis de Bernoulli-Navier o Kirchhoff, en las que las secciones planas normales a la directriz se mantienen planas al deformarse y por otro lado las regiones D (regiones de discontinuidad geométrica y estática) en las cuales debido al efecto de una carga puntual o concentrada, el flujo de tensiones inducido por la carga no responde en una determinada zona a las hipótesis anteriormente mencionadas, sino más bien, suele ser un flujo con una distribución tensional y de deformaciones compleja (ver Figura 6.11).

El efecto que produce la acción de las cargas verticales sobre un muro de sótano utilizando el método de bielas y tirantes, es un claro ejemplo de una región D, específicamente una discontinuidad generalizada (ver Figura 6.12).

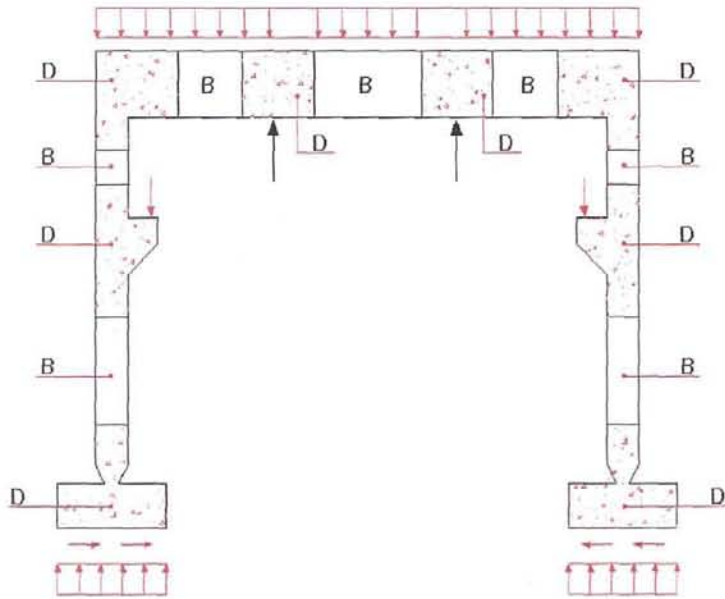


Figura 6.11.

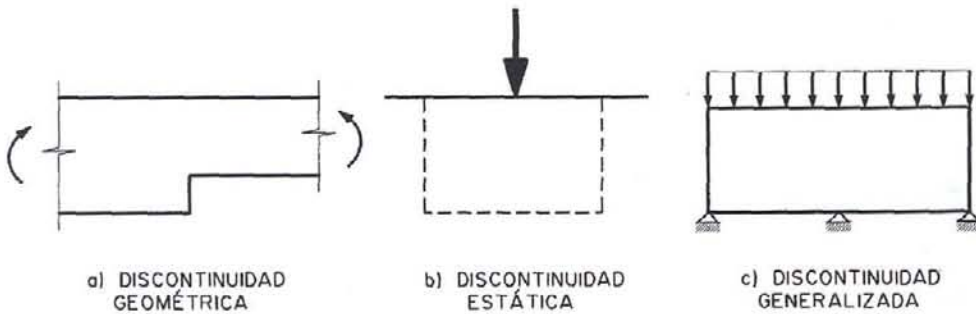


Figura 6.12.

#### 6.4.3. Modelo adoptado.

El modelo de bielas y tirantes adoptado para el estudio longitudinal de un muro de sótano, representa el flujo de fuerzas dentro de la estructura, el cual ha sido simplificado como una celosía de dos dimensiones, en el que se representa las resultantes de compresiones (bielas) y las tracciones en la armadura (tirantes).

Para aplicar el modelo de bielas y tirantes al caso que nos ocupa, hemos considerado una sección central con simetría en ambos lados. Como se trata de una estructura hiperestática, es necesario determinar la distribución de presiones del terreno originada por la acción de los pilares de fachada para que el sistema este en equilibrio.

Este aspecto implicaría a nuestro juicio, un estudio muy laborioso que sería aplicable a cada caso en concreto si se quisiese dar una solución rigurosa.

En la Figura 6.13, se propone una de las posibles soluciones que se podrían obtener utilizando el método de bielas y tirantes.

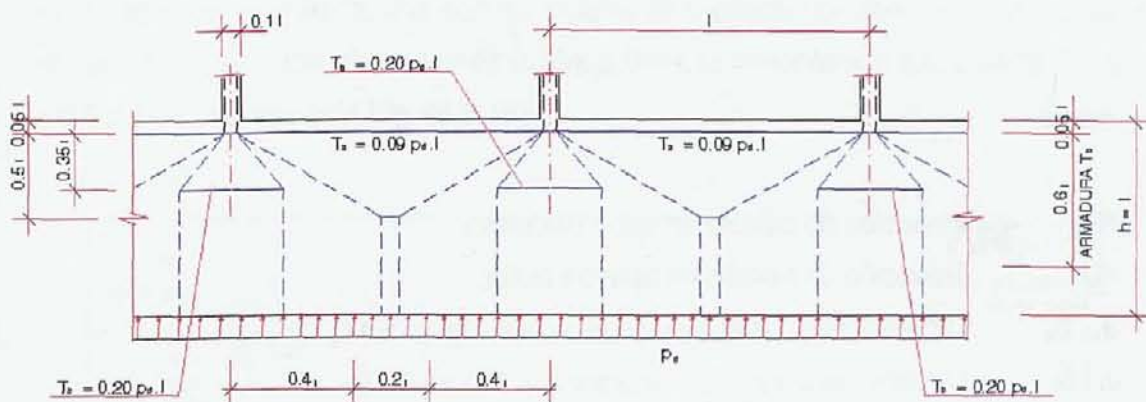


Figura 6.13. Modelo de bielas y tirantes propuesta.

Con relación a la Figura 6.12, la armadura superior de los vanos intermedios, se puede determinar utilizando las recomendaciones de la Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE, en la cual.

$$T_a = 0,09 \cdot p_d \cdot l = A_s \cdot f_{yd}$$

Y para el caso de la armadura a disponer en zona de pilares.

$$T_b = 0,2 \cdot p_d \cdot l = A_s \cdot f_{yd}$$

donde,

$A_s$  = Área de la sección de armadura en tracción

$f_{yd}$  = Límite elástico de cálculo del acero  $\geq 400 \text{ N/mm}^2$

#### 6.4.4. Comprobación de nudos y bielas.

La comprobación de nudos y bielas de acuerdo a la instrucción de hormigón estructural EHE, se satisface si se comprueba la compresión localizada en apoyos.

$$\frac{R_{ed}}{a_e b_e} \leq f_{2cd}$$

$$\frac{R_{id}}{a_i b_i} \leq f_{2cd}$$

donde:

- $R_{ed}$  Reacción de cálculo en apoyo extremo.
- $R_{id}$  Reacción de cálculo en apoyo interior.
- $a_e, b_e$  Dimensiones del apoyo extremo (ver Figura 6.14).
- $a_i, b_i$  Dimensiones del apoyo interior (ver Figura 6.15).
- $f_{2cd}$  Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{2cd} = 0,70 f_{cd}$$

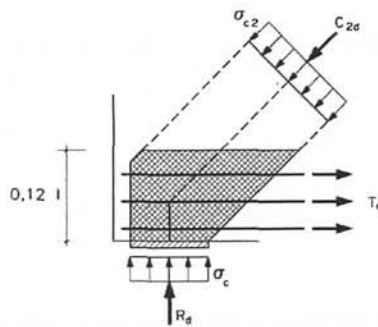


Figura 6.14.

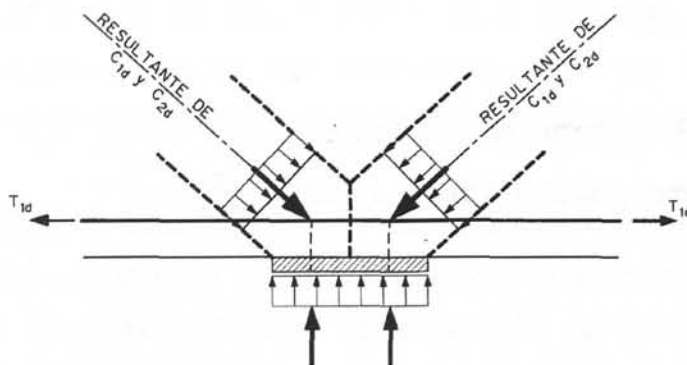


Figura 6.15.

## 6.5. ESTUDIO BASADO EN LA TEORÍA DE LOS ELEMENTOS FINITOS.

Para estudiar el comportamiento que produce la acción vertical de los pilares de fachada sobre la coronación de un muro de sótano, se ha realizado un estudio basado en la teoría de los elementos finitos, considerando los cuatro elementos que intervienen en el análisis, que son los pilares de fachada (de sección 0,3m x 0,30 m) el muro de sótano (de dimensiones 0,30 x 3,0 m), la cimentación (de dimensiones 1,5 x 0,6 m) y el terreno (ver Figura 6.16).

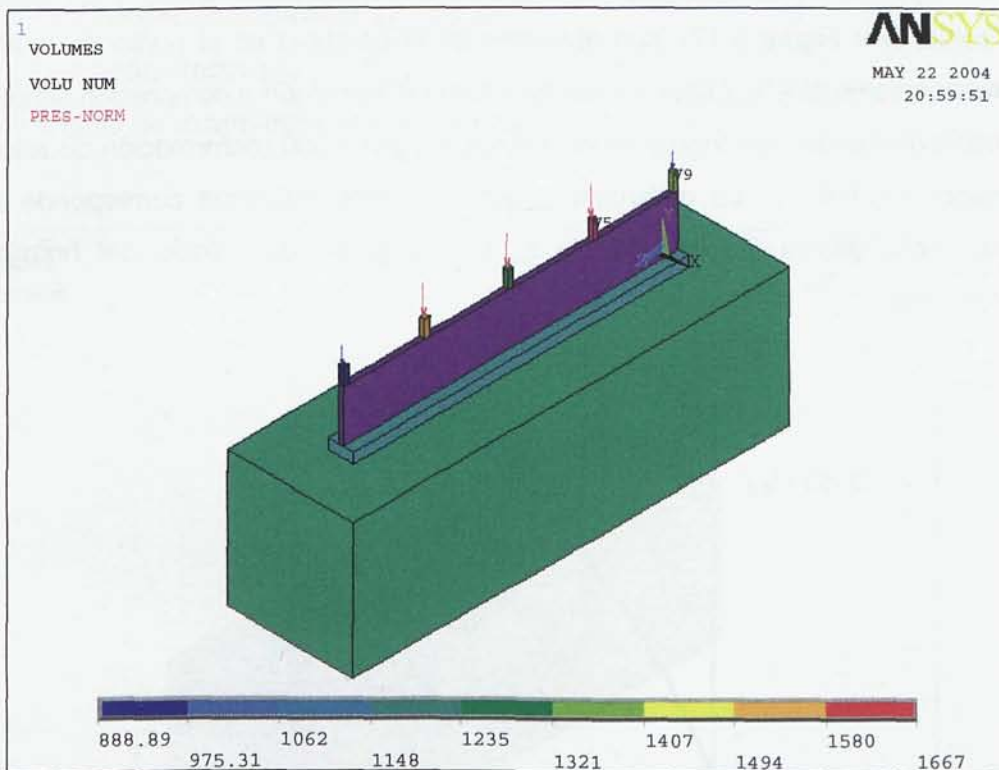


Figura 6.16. Elementos considerados en el análisis a través de elementos finitos.

Las propiedades tenso-deformacionales utilizadas para los distintos materiales, se resumen en lo siguiente:

- Las características del hormigón adoptadas en los pilares, muro de sótano y cimentación, se definen de acuerdo a la Instrucción de Hormigón Estructural Española EHE.



- Resistencia característica de proyecto ( $f_{ck}$ ): 25 MPa
- Modulo de elasticidad secante  $E_j$ :  $8500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$ , donde se adoptará que  $f_{cm} = f_{ck} + 8$  N/mm<sup>2</sup>
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): 0,2
- Densidad ( $\gamma$ ): 2,5 t/m<sup>3</sup>

Para el cálculo de secciones sometidas a sollicitaciones normales, en los Estados Límite Últimos se adoptará el diagrama parábola rectángulo recomendado por la EHE.

Este diagrama, está formado por una parábola de segundo grado y un segmento horizontal (ver Figura 6.17), con el vértice de la parábola en el punto de la abscisa correspondiente al 2 ‰ (deformación de rotura del hormigón a compresión simple) y el vértice extremo del rectángulo en la abscisa 3,5 por 1.000 (deformación de rotura del hormigón en flexión). La ordenada máxima de este diagrama corresponde a una compresión igual a  $0,85 f_{cd}$  siendo  $f_{cd}$  la resistencia de cálculo del hormigón a compresión.

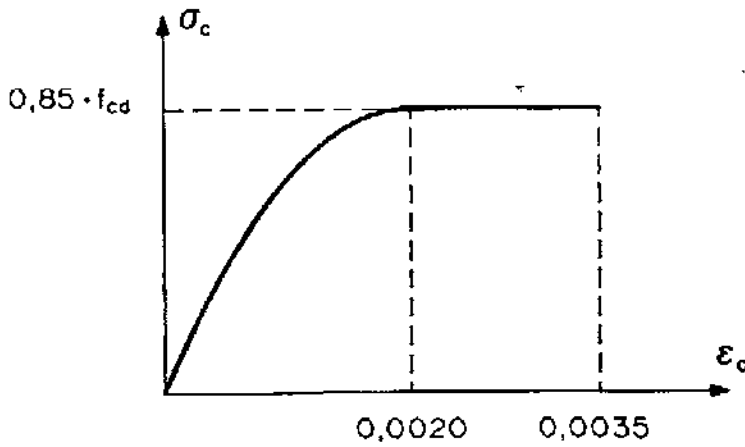


Figura 6.17. Diagrama de cálculo parábola-rectángulo

Como el objetivo de este estudio concreto es el poder estimar la distribución de las tensiones en el hormigón sin llegar a la rotura de la pieza, no se ha considerado la aportación de la armadura en este caso, dejando abierta una puerta para futuras líneas de investigación, con respecto a este tema.

- El terreno se modeliza discretizándolo en elementos finitos de tetraedros de 20 nodos (ver Figura 6.18), definiendo sus propiedades tenso deformacionales, y un modelo no lineal mecánico y de contacto para analizar factores específicos como lo son: asientos totales y diferenciales, plastificación en el terreno y en el contacto con la zapata.

Las propiedades y parámetros del terreno considerado en el estudio son:

- Módulo de deformación (E):  $3.500 \text{ t/m}^2$
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): 0,3
- Peso específico aparente ( $\gamma$ ):  $1,9 \text{ t/m}^3$
- Cohesión efectiva ( $c'$ ):  $0,5 \text{ t/m}^2$
- Ángulo de rozamiento interno efectivo ( $\phi'$ ):  $33^\circ$

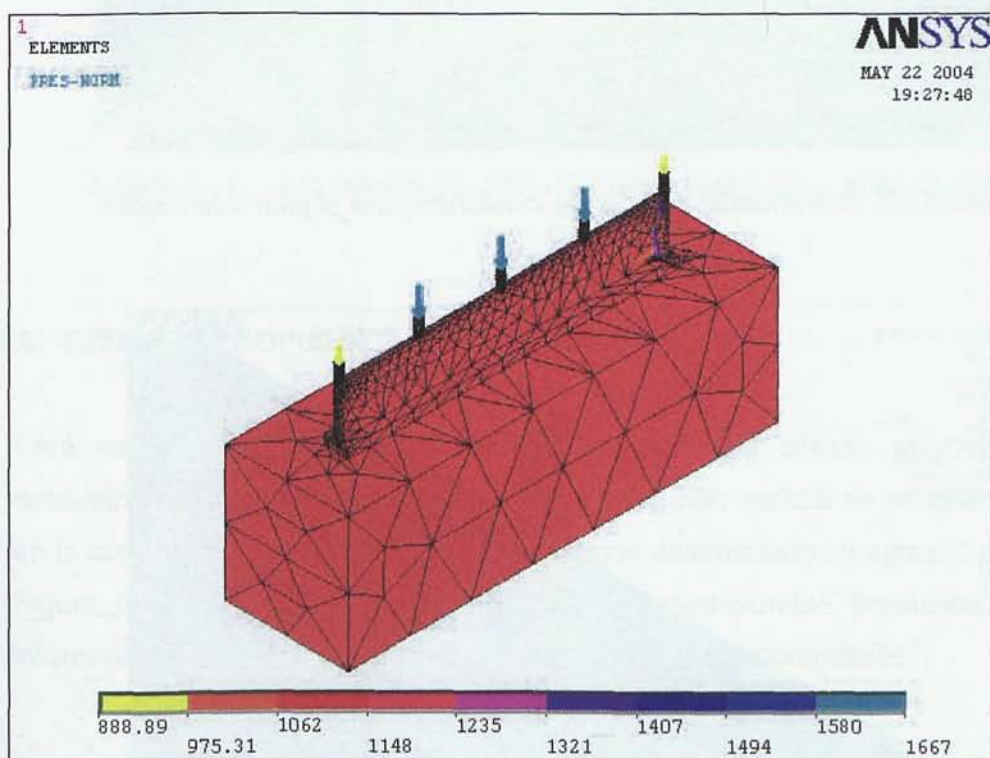


Figura 6.18. Malla de elementos finitos.

La carga vertical de cálculo considerada, corresponde a 100 t para los pilares extremos que transmiten una presión de  $1111,11 \text{ t/m}^2$  a la coronación del muro y 150 t para el pilar intermedio, que transmite una presión de  $1666,67 \text{ t/m}^2$ .

Si dividimos longitudinalmente el muro de sótano en 2 partes, observamos en las Figuras 6.19 y 6.20 la distribución de las tensiones verticales para la zona del pilar intermedio y extremo respectivamente.

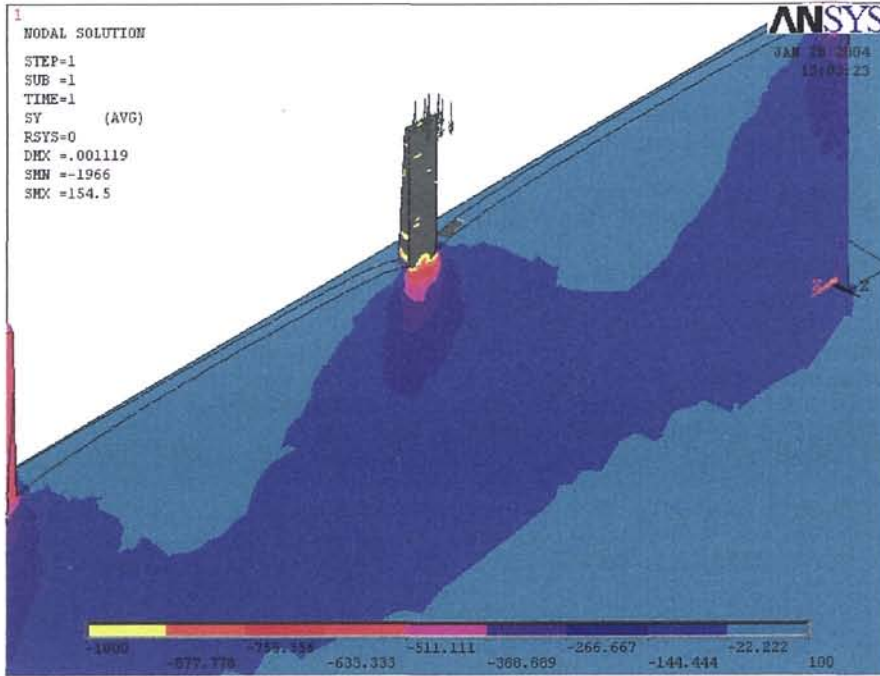


Figura 6.19. Distribución vertical de tensiones para el pilar intermedio.

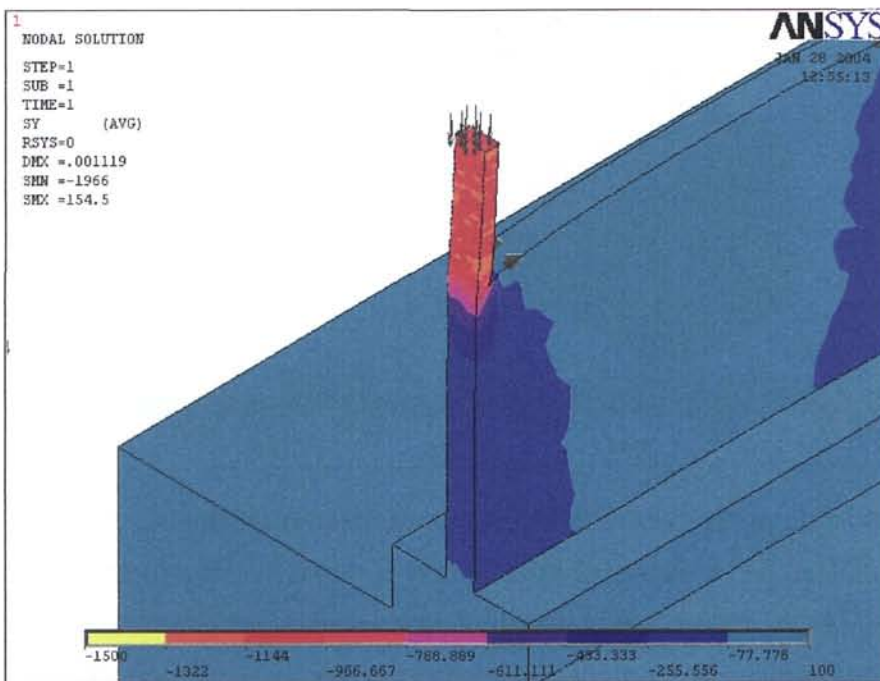


Figura 6.20. Distribución vertical de tensiones para el pilar extremo.

En la Figura 6.21 se observa la distribución horizontal de presiones para el pilar intermedio.

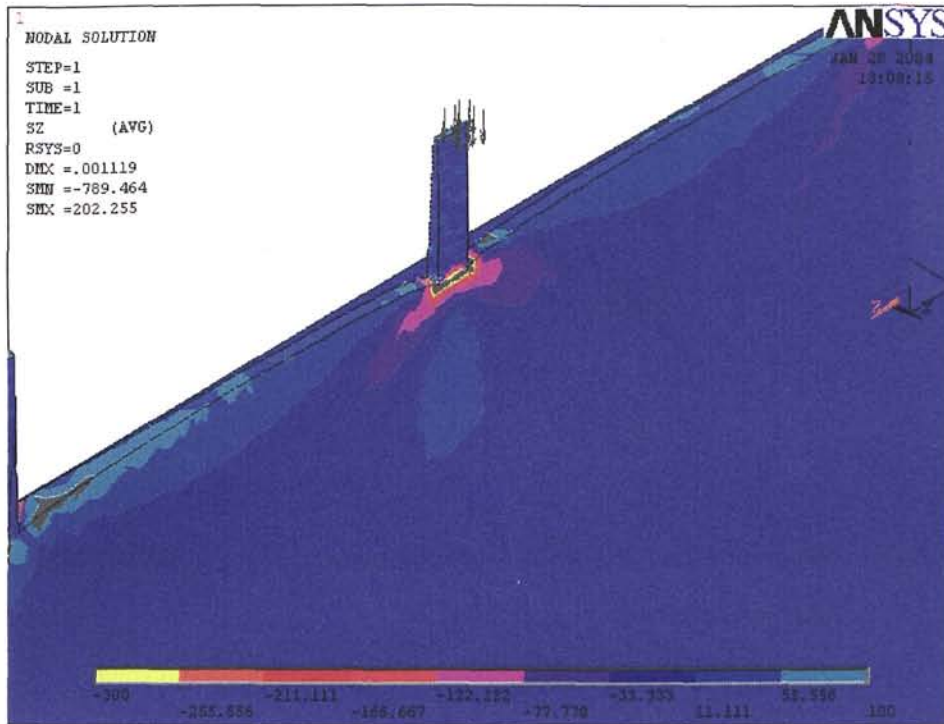


Figura 6.21. Distribución horizontal de tensiones para el pilar intermedio.

## 6.6. EJEMPLO PROPUESTO.

Para estudiar y comparar los distintos métodos de cálculo existentes para la determinación de la influencia que produce la acción vertical de un pilar de fachada en la coronación de un muro de sótano, hemos desarrollado un ejemplo práctico (Ver Figura 6.22), comprobando la situación mas desfavorable producida en el pilar intermedio en un muro de sótano, con las siguientes características.

- Altura de muro: 3,00 m
- Espesor: 30 cm
- Dimensiones de zapata: 1,50 \* 0,60 m
- Longitud de muro: 20 m
- Distancia entre pilares: 5,00 m
- Axil de cálculo ( $N_d$ ) para pilares intermedios: 150 t
- Axil de cálculo ( $N_d$ ) para pilares extremos: 100 t



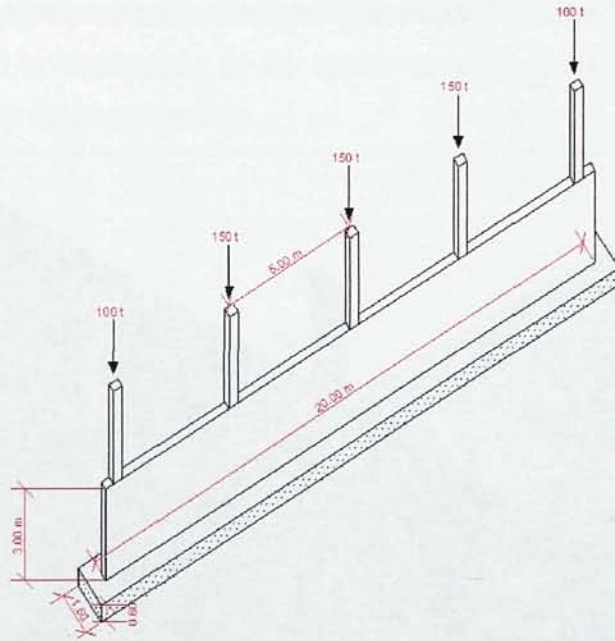


Figura 6.22. Ejemplo de un muro de sótano sometido a la acción vertical de los pilares de fachada.

### 6.6.1. Método 1. Femenia, F.

Si  $A_s \cdot f_{yd} = V / 2 = 150 / 2 = 75 \text{ t}$

Para cumplir con el estado límite de fisuración y limitar la abertura de fisura, la tensión de trabajo del acero se limita a  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$

Por lo tanto,  $A_s = 18,75 \text{ cm}^2$ . (ver Figura 6.23)

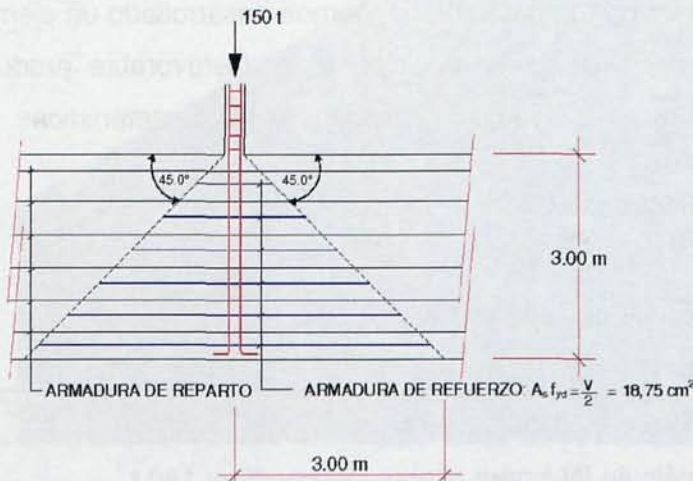


Figura 6.23



### 6.6.2. Método 2. Calavera, J.

$$\text{Si, } T = 0,3 \cdot N_d \left(1 - \frac{d}{L_2}\right) \rightarrow T = 0,3 \cdot 150 \left(1 - \frac{0,3}{5,0}\right) = 42,3 \text{ t}$$

Para cumplir con el estado límite de Fisuración y limitar la abertura de fisura, la tensión de trabajo del acero se limita a  $f_{yd} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ , por lo tanto.

$$A_s \cdot f_{yd} = 42,3 \text{ t} \rightarrow A_s = 10,575 \text{ cm}^2 \text{ (Ver Figura 6.24).}$$

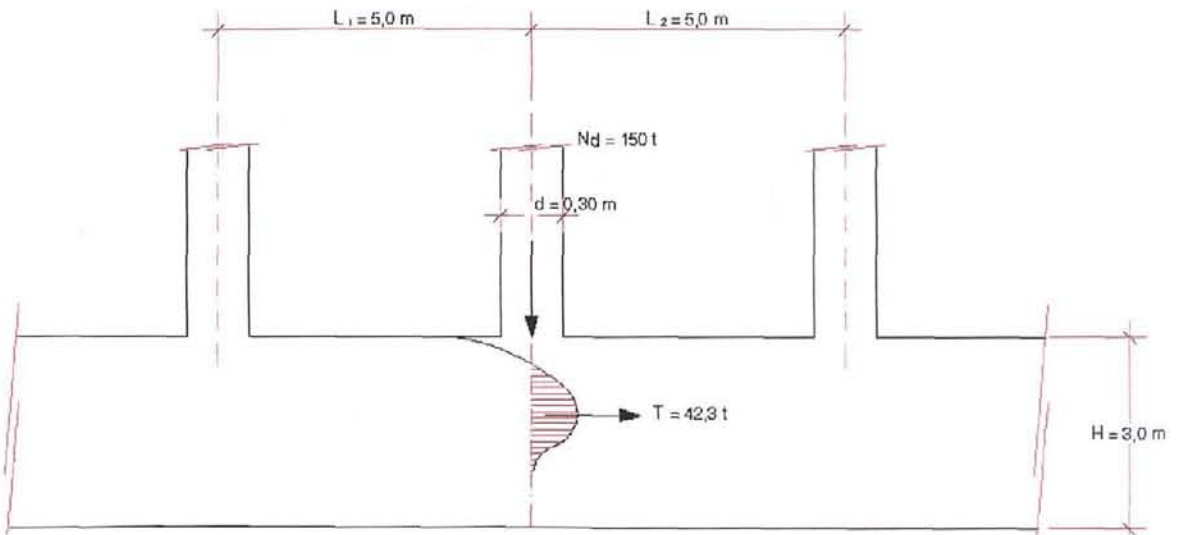


Figura 6.24.

### 6.6.3. Método 3. Bielas y Tirantes.

Si partimos de la base de asimilar el muro de sótano como una viga de gran canto y por tanto de gran rigidez, aceptaremos una distribución uniforme. Como el muro de sótano se hormigonará en varias tongadas, se considera su peso propio a efectos de esfuerzos, situación que no ocurriría en la zapata por lo que no se considerará el peso propio de esta. Por lo tanto la distribución por metro lineal del terreno será:

$$P_d = \frac{100 + 150 + 150 + 150 + 100}{20} + 0,3 \cdot 3,00 \cdot 2,5 = 34,75 \text{ t/ml}$$

Por lo tanto,

$$T_a = 0,09 \cdot p_d \cdot l = A_s \cdot f_{yd} = 15,64 \text{ t} \rightarrow A_s = 3,91 \text{ cm}^2$$

Y para el caso de la armadura a disponer en zona de pilares.

$$T_b = 0,2 \cdot p_d \cdot l = A_s \cdot f_{yd} = 34,75 \text{ t} \rightarrow A_s = 8,69 \text{ cm}^2 \text{ (ver Figura 6.23)}$$

donde,

$A_s$  = Área de la sección de armadura en tracción

$f_{yd}$  = Límite elástico de cálculo del acero  $\geq 400 \text{ N/mm}^2$

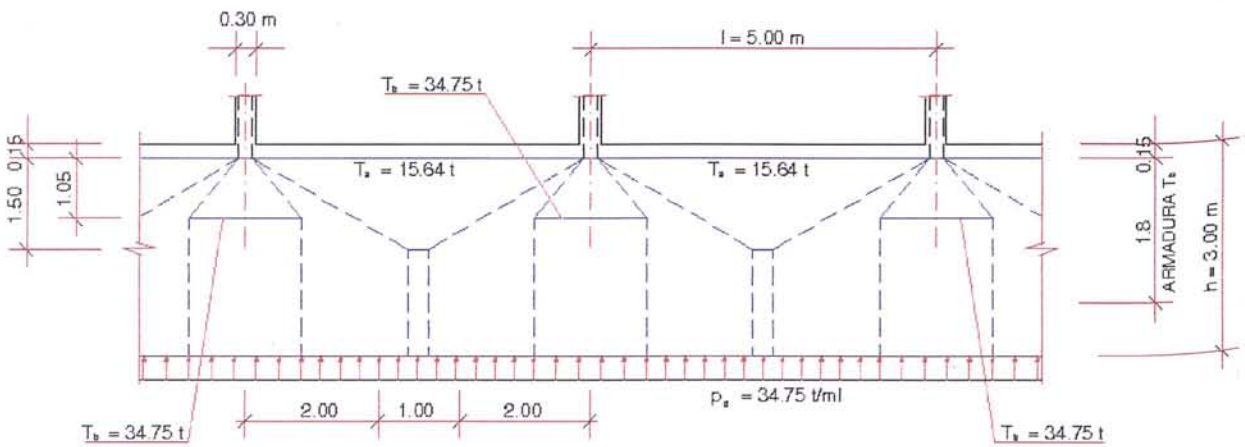


Figura 6.25.

#### 6.6.4. Método 4. Modelo de elementos finitos.

En la Figura 6.26 se observa la distribución horizontal de presiones para el pilar intermedio.

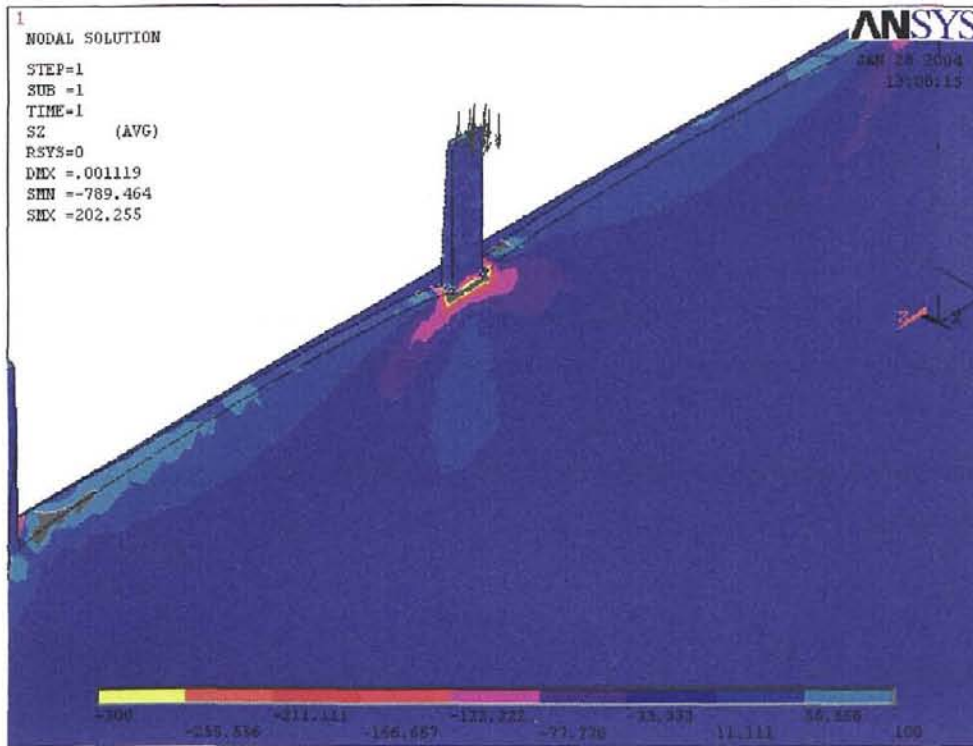


Figura 6.26. Distribución horizontal de tensiones para el pilar intermedio.

Si analizamos una rebanada del muro de sótano de espesor 15 cm, la distribución de tensiones horizontal, varían desde valores cercanos a 300 t/m<sup>2</sup> en la coronación del muro hasta cero aproximadamente a 2/3 de la altura, por lo tanto:

$$T_d = \frac{\tau_{x1} + \tau_{x2} + \tau_{x3} + \dots + \tau_{xn}}{n} \cdot 0,15 \cdot \frac{2}{3} H = 150 \cdot 0,15 \cdot 2 = 45 \text{ t}$$

donde,

$$T_d = A_s \cdot f_{yd} \rightarrow A_s = 11,25 \text{ cm}^2$$

$A_s$  = Area de la sección de armadura en tracción

$f_{yd}$  = Límite elástico de cálculo del acero  $\nlessgtr 400 \text{ N/mm}^2$

De este ejemplo práctico, podemos concluir que los modelos de bielas y tirantes, el propuesto por Calavera, José y la distribución de tensiones propuestas por Fritz Leonhardt, son los que mejor se aproximan a un estudio mas refinado basado en la teoría de los elementos finitos.

## 6.7. CONSIDERACIONES Y RECOMENDACIONES FINALES.

Para resumir y poder dar unas recomendaciones prácticas para estructuras de edificación, aplicables a un gran número de casos de muros de sótano en los que la acción de los pilares de fachada puede considerarse importante, hemos considerado a través de las distintas investigaciones realizadas, contrastadas con los modelos desarrollados en este trabajo, los siguientes aspectos:

Se recomienda evaluar la resultante de las tracciones originadas por la acción de un pilar de fachada (ver Figura 6.27), con la siguiente fórmula:

$$T = 0,3 \cdot N_d \left( 1 - \frac{d}{L_2} \right)$$

Considerando  $L_2$  la mayor de las luces contiguas al pilar considerado y una armadura distribuida uniformemente a 2/3 de la altura del muro.

$$A_s \cdot f_{yd} = 0,3 \cdot N_d \left( 1 - \frac{d}{L_2} \right)$$

Donde,

$A_s$  = Area de la sección de armadura en tracción

$f_{yd}$  = Límite elástico de cálculo del acero  $\geq 400$  N/mm<sup>2</sup> (Para cumplir con el estado límite de Fisuración y limitar la abertura de fisura).

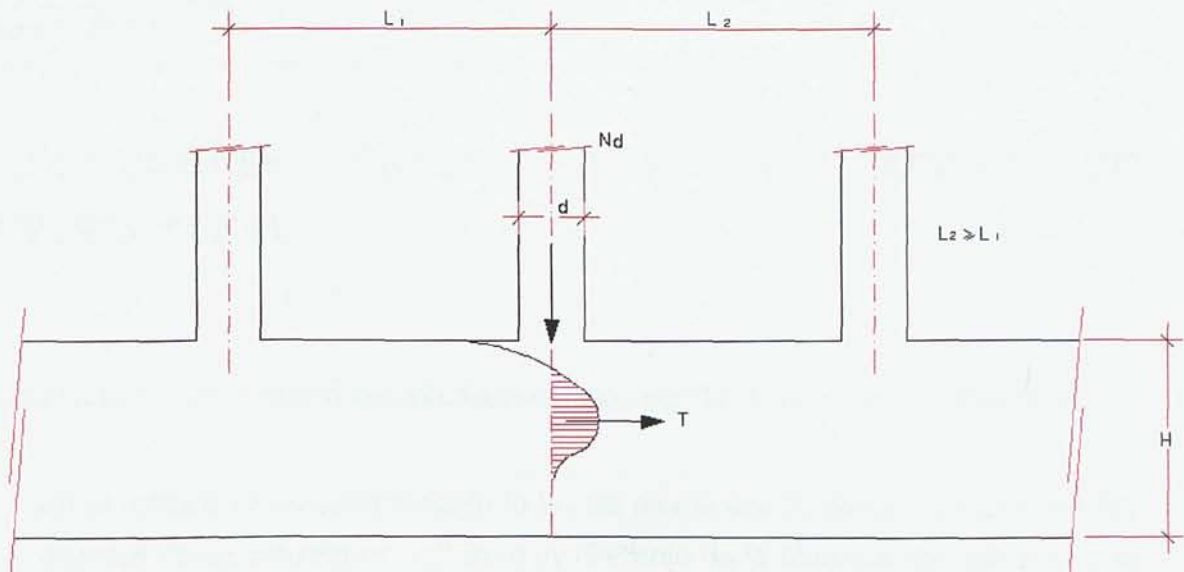
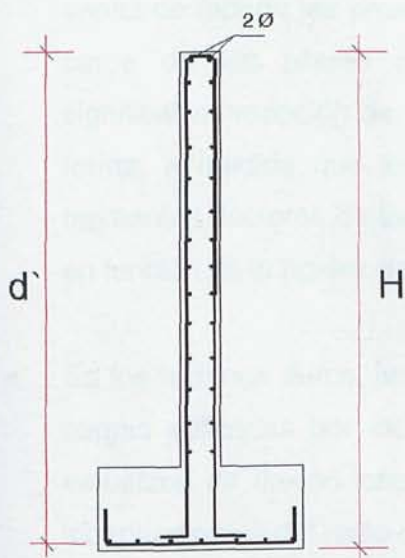


Figura 6.27.

(Tomada de Cálculo de Estructuras de Cimentación, 4ª edición - J. Calavera)

Además, si no se necesitase ninguna armadura suplementaria para cubrir la tracción de la parte superior, siempre será conveniente disponer un par de barras en coronación del muro, para controlar las fisuras de retracción y temperatura, el diámetro de estas barras, están en directa relación a la altura del muro, como se muestra en la figura 6.28.



**RECOMENDACIÓN:**

- 2  $\phi$  12 para  $H \leq 5$  m
- 2  $\phi$  16 para  $5 \text{ m} < H \leq 8$  m
- 2  $\phi$  20 para  $H > 8$  m

Figura 6.28. Recomendación para armaduras en la coronación del muro.

(Tomada de Cálculo de Estructuras de Cimentación, 4ª edición - J. Calavera)





# Capítulo 7

---

## CONCLUSIONES FINALES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION.

A continuación se resumen las conclusiones más significativas de la presente tesis:

- En el método como cuerpo rígido la ley de momentos flectores resultante en los distintos casos estudiados, resulta muy diferente de la obtenida con los otros dos métodos, incluso invirtiéndose de signo de los mismos (exigiendo armaduras en la parte inferior del muro en lugar de la superior). Los resultados obtenidos para las longitudes de muros de 40 y 100 metros, no resultan a nuestro juicio válidos para dimensionar las armaduras de los muros, por lo que nos parece que se debe limitar el uso de este método a muros de pequeña longitud y con conciencia de que el método resulta muy conservador.
- A medida que el terreno posee menos consistencia (terrenos medios y blandos), la gran rigidez del muro de sótano (comparativamente con la del terreno), es capaz de repartir las presiones a lo largo de este, trasladando incluso parte de la carga de los pilares centrales a los extremos, produciéndose pues una significativa variación de esfuerzos en función de la rigidez del terreno. De esta forma, a medida que los muros de sótano van aumentando de longitud, los momentos flectores de los vanos más cercanos a los extremos, van aumentando en función de la rigidez de la superestructura.
- En los terrenos duros, las presiones sobre el terreno se concentran cerca de las cargas aplicadas por los pilares en contacto con el muro. Debido a esto, los esfuerzos de flexión longitudinal que se generan en el muro son relativamente independientes del resto de las variables (longitud del muro de sótano y rigidez de la superestructura) y por lo tanto los resultados obtenidos para las distintas combinaciones no presentan variaciones importantes.

- Con relación a los asentamientos producidos en el terreno por la acción de las cargas de la superestructura, el único método que proporciona valores que puedan considerarse razonables, es el basado en una respuesta del terreno a través de elementos finitos, que utiliza un espacio elástico de Boussinesq, con la posibilidad de que aparezcan zonas plásticas cuando las sollicitaciones alcancen valores que sobrepasen la capacidad resistente del terreno a esfuerzo cortante.
- De los tres elementos que intervienen en el análisis (superestructura, muro de sótano y terreno), es la rigidez y deformabilidad del terreno la que más condiciona el diseño.
- Al considerar en el estudio muros de sótano de más una planta, no se aprecian diferencias significativas con relación a los esfuerzos y deformaciones de los muros con un solo sótano, debido a que estos poseen ya una gran rigidez en comparación con los demás elementos (superestructura, cimentación y terreno).
- Al comparar los distintos métodos de cálculo (método de cuerpo rígido, método de Winkler y método de elementos finitos), el método de cuerpo rígido de resultados claramente diferentes y conservadores con relación a los otros métodos, que se consideran más precisos. Las diferencias son más notorias en la ley de momentos flectores que en la de esfuerzos cortantes.
- Del estudio de sensibilidad en la separación de juntas de dilatación que se ha efectuado a los muros de sótano en el presente trabajo (20 m, 40 m y 100 m), con relación al análisis del muro en su plano longitudinal recogiendo en su coronación las acciones de los pilares de fachada, se deduce que no existen diferencias significativas que obliguen a realizar un análisis exhaustivo del tema si que pueden ser determinantes los esfuerzos generados por los efectos de la retracción y la temperatura, que quedan amparados por las distintas normas de diseño y que queda fuera del alcance de la presente tesis.
- El método de Winkler es una herramienta muy fiable en la determinación de esfuerzos, no así en determinación las presiones y asientos que se originan en el terreno. Es necesario realizar correcciones en el coeficiente de balasto para tratar

de ajustar, aproximadamente, los asientos del muro de sótano con los estimados con los otros métodos más precisos.

#### **FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACION.**

- Profundizar el estudio a través de métodos numéricos, considerando la real aportación de la armadura en los elementos de hormigón armado, analizando su comportamiento a través de instrumentación las deformaciones y fisuraciones obtenidas.
- Estudiar en el laboratorio modelos a escala de muros de sótano cargados en la coronación, simulando la acción de pilares de fachada y contrastar dichos resultados con los modelos teóricos.
- Analizar el comportamiento de muros de sótano frente a la acción de los empujes del terreno, sobrecargas y nivel freático en su trasdós.
- Estudiar la influencia del coeficiente de empuje al reposo de los terrenos ( $K_0$ ), contrastándolo con mediciones realizadas "in situ", como es el caso de ensayos presiométricos.
- Estudiar los muros de sótano cimentados sobre pilotes o técnicas de cimentaciones especiales como inyecciones o micropilotes.





# Apéndice 1

---

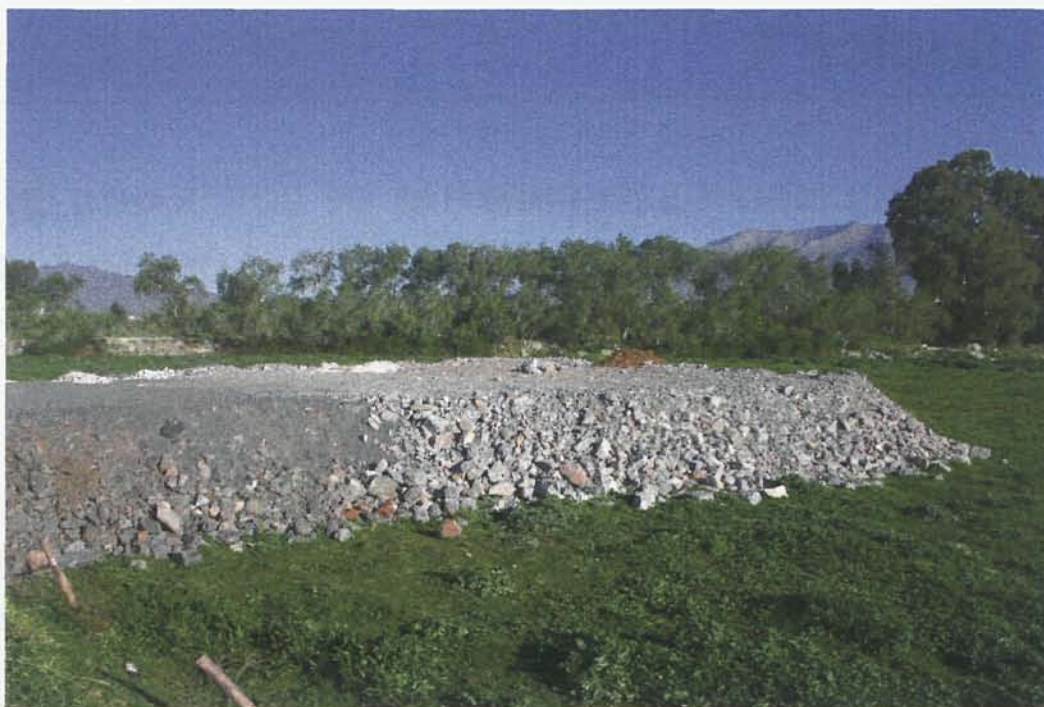
## **ESTUDIO TEORICO Y EXPERIMENTAL DE CONTRASTE EN LA DETERMINACIÓN DE ASIENTOS PARA LOS METODOS BASADOS EN LA TEORIA DE LOS ELEMENTOS FINITOS Y DEL COEFICIENTE DE BALASTO.**

De acuerdo a lo comentado en la presente tesis, el método del coeficiente de balasto se presenta como una herramienta útil para simular el comportamiento del terreno, en el análisis de una estructura de cimentación.

La simplicidad del método ampliamente explicado en el presente trabajo, es una herramienta fiable para la obtención de esfuerzos de una estructura de cimentación, y que sólo en casos particulares difieren con relación a un análisis más riguroso. Esta situación no se cumple para el caso de la estimación de asientos o deformaciones diferenciales, ya que en la totalidad de los casos las diferencias son considerables, por lo que hemos querido contrastar el método del coeficiente de balasto y un análisis riguroso basado en la aplicación de métodos numéricos a través de un caso práctico en el cual las características geotécnicas del terreno y las deformaciones reales obtenidas han sido determinadas a través de ensayos y mediciones "in situ".

### **1. DESCRIPCION DEL ESTUDIO.**

El caso práctico se refiere a la precarga de un terreno, mediante la construcción de un terraplén de prueba de 20 \*20 m y de altura 3,0 m (ver Fotografía N° 1), en una obra civil realizada en la localidad de Málaga.



*Fotografía 1. Terraplén de prueba.*

Para definir la estratigrafía del terreno y sus características geotécnicas se han realizado 5 sondeos a rotación con la correspondiente toma de muestras inalteradas en los materiales compresibles, 3 ensayos continuos de penetración estática con medida de la disipación de las presiones intersticiales (CPTU) y 25 ensayos continuos de penetración dinámica tipo Borro.

En base a toda la información geotécnica facilitada por los distintos ensayos puede establecerse que los suelos susceptibles de producir asentamientos significativos corresponden a depósitos aluviales de materiales finos (limos, arcillas y arenas finas) que solo están consolidados para el peso propio de todos los estratos situados por encima de ellos, es decir que la máxima presión vertical a que han sido sometidos corresponde a la presión efectiva vertical actual. Esta circunstancia queda perfectamente puesta de manifiesto en los ensayos de penetración estáticos CPTU.

Debido además a la situación del nivel freático, prácticamente en superficie, las tensiones verticales efectivas se generan con la densidad sumergida del suelo y dados los índices de huecos tan elevados detectados en las muestras de los



materiales más finos (índices de huecos mayores que 1 y en algunos casos densidades secas cercanas a  $1 \text{ t/m}^3$ ) las densidades sumergidas resultan muy bajas.

En principio puede decirse que todo el conjunto de estratos situados entre la superficie del terreno y la cota de aparición de la roca presentan una compacidad muy reducida (los ensayos de penetración SPT oscilan entre  $N = 2$  y  $N = 7$  en cualquiera de ellos), si bien resultan mejorados en cuanto a sus características de densidad, deformación y resistencia en función de la cantidad de arena y grava que puede presentarse en algún estrato. Incluso dentro de un mismo estrato las muestras pueden presentar características diferentes en función de la mayor o menor fracción fina que posean.

Para caracterizar pues los estratos se ha acudido al estudio comparativo de los ensayos de penetración continuos, que nos reflejan mejor las características globales del mismo, con los resultados de los ensayos edométricos y triaxiales de las muestras inalteradas, extraídas preferentemente de los materiales más finos, limosos y arcillosos, que en principio permiten cuantificar más acertadamente sus características.

De esta forma y tratando de confeccionar un modelo que represente lo más acertadamente posible una amplia zona del solar estudiado, se ha definido una sección longitudinal que pasando por los sondeos N<sup>os</sup> 2 y 3 atraviesa la totalidad de la parcela, lo que permite analizar con un solo estudio los asientos totales y diferenciales en función de los distintos espesores de los suelos blandos y de sus características. Como elementos de contraste para definir espesores de cada tipo de estrato se cuenta con los ensayos de penetración realizados en las proximidades de cada sondeo, según se indica en la Figura 1.

La estratigrafía media adoptada para el estudio de la precarga, teniendo en cuenta los criterios indicados anteriormente se resume en la siguiente:

- Un primer estrato denominado (1) de 2,0 m de espesor de suelo natural afectado por raíces, de carácter no antrópico. El nivel freático, de acuerdo con los datos de los sondeos, se supone a medio metro por debajo de la superficie del terreno.

- Una alternancia de depósitos aluviales heterogéneos que de una forma simplificada pueden subdividirse en capas limo-arcillosas ó limo-arenosas, con intercalaciones de gravillas, arenas y gravas. La presencia de estas últimas pueden resultar localmente determinantes en cuanto a la magnitud y especialmente en cuanto al tiempo en el que se desarrollen los asientos. Estos estratos se han denominado con los números (2), (3), (4), (5) y (6).

A efectos de cálculo de asientos se han establecido, de acuerdo con la estratigrafía de los sondeos y los ensayos de penetración estáticos continuos, dos estratos compresibles denominados (4) y (6), de espesores linealmente variables entre los detectados en los sondeos, separados por capas permeables con respecto a las mismas, denominadas (3) y (5), con espesores también linealmente variables. Inmediatamente por encima del estrato (3) se ha definido el estrato (2) de naturaleza similar a los suelos compresibles, pero que presenta un cierto grado de preconsolidación, que ha sido determinado en las tres muestras ensayadas en cada uno de los sondeos y que como se verá más adelante presenta unos módulos de deformación mayores que el resto de los suelos blandos.

- El estrato de roca resistente formada por esquistos, aparece a profundidad variable según las zonas.

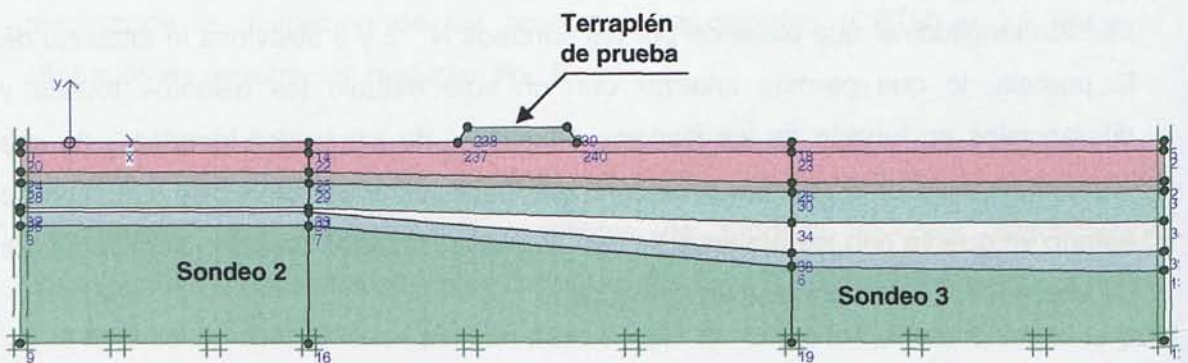


Figura 1. Perfil considerado para el estudio

## 2. PARAMETROS GEOTECNICOS CONSIDERADOS.

Las características geotécnicas del terreno, se han dividido de acuerdo a su estratigrafía de la siguiente forma:



### **Estrato (1)**

Se define en los sondeos como "suelo vegetal" formado por arcillas limosas con arenas marrones.

No existiendo muestras inalteradas de estos terrenos se han asignado empíricamente los parámetros de deformación siguientes, contrastados por los ensayos de penetración y las características del resto de los suelos blandos:

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{sat}} &= 1,8 \text{ t/m}^3 \\ E_m &\sim 2,5.R_p = 50 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi &= 27^\circ \\ c &= 1 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

### **Estrato (2)**

Corresponde este estrato a una capa de limos arenosos marrones con una cierta preconsolidación. En las tres muestras extraídas en el sondeo 3 el suelo ha sido clasificado como no plástico. Al ser la presión de preconsolidación superior en todas las muestras ensayadas a la presión vertical efectiva actual en el terreno, los asentamientos discurrirán por una rama paralela a la de descarga del ensayo edométrico, hasta que se supere a la presión de preconsolidación.

#### ***Muestra de 3,00 a 3,60 m del sondeo 1***

La presión de preconsolidación es del 1,08 Kg/cm<sup>2</sup>

El peso específico de las partículas para todas las muestras ensayadas resulta:

$$\gamma_s = 2,67 \text{ t/m}^3$$

El índice de huecos inicial de la muestra en el terreno:

$$e_o = 0,78$$



La densidad saturada del suelo resulta:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{2,67 + 0,78}{1 + 0,78} = 1,94 \text{ t/m}^3$$

La presión vertical efectiva antes de extraer la muestra (considerando una densidad media del estrato de  $1,9 \text{ t/m}^3$ ) y la profundidad del nivel freático detectada en el sondeo resulta:

$$\sigma'_0 \sim 0,45 \cdot 1,8 + (3,30 - 0,45) \cdot 0,9 = 3,4 \text{ t/m}^2$$

Mientras no se supere la presión de preconsolidación,  $\Delta\sigma' \sim 0,73 \text{ Kg/cm}^2$ , los asientos discurrirán por una rama de pendiente  $C_s = 0,041$

El módulo edométrico en carga será:

$$\Delta e \sim C_s \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} = 0,041 \cdot \log \frac{0,34 + 0,73}{0,34} = 0,02$$
$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{0,02}{1 + 0,78} = 0,011 = \frac{\Delta\sigma'}{E_m} = \frac{0,73}{E_m} \Rightarrow E_m = 66 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Muestra de 3,00 a 3,60 m del sondeo 2**

La presión de preconsolidación es del  $1,42 \text{ Kg/cm}^2$

El índice de huecos inicial de la muestra en el terreno:

$$e_0 = 0,645$$

La densidad saturada del suelo resulta:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{2,67 + 0,645}{1 + 0,645} = 2,01 \text{ t/m}^3$$

La presión vertical efectiva antes de extraer la muestra resulta:

$$\sigma'_0 \sim 0,70 \cdot 1,8 + (3,30 - 0,70) \cdot 0,9 = 3,6 \text{ t/m}^2$$

Mientras no se supere la presión de preconsolidación,  $\Delta\sigma' \sim 1,0 \text{ Kg/cm}^2$ , los asientos discurrirán por una rama de pendiente  $C_s = 0,033$

El módulo edométrico de carga será:

$$\Delta e \sim C_s \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} = 0,041 \cdot \log \frac{0,36 + 1,00}{0,36} = 0,024$$
$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{0,024}{1 + 0,645} = 0,015 = \frac{\Delta\sigma'}{E_m} = \frac{1,00}{E_m} \Rightarrow E_m = 68 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Muestra de 7,40 a 8,00 m del sondeo 3**

La presión de preconsolidación es del  $2,01 \text{ Kg/cm}^2$

El índice de huecos inicial de la muestra en el terreno:

$$e_0 = 1,028$$

La densidad saturada del suelo resulta:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{2,67 + 1,028}{1 + 1,028} = 1,82 \text{ t/m}^3$$

La presión vertical efectiva antes de extraer la muestra resulta:

$$\sigma'_0 \sim 0,50 \cdot 1,8 + (7,70 - 0,50) \cdot 0,9 = 7,38 \text{ t/m}^2$$

Mientras no se supere la presión de preconsolidación,  $\Delta\sigma' \sim 1,33 \text{ Kg/cm}^2$ , los asientos discurrirán por una rama de pendiente  $C_s = 0,067$

El módulo edométrico en carga será:

$$\Delta e \sim C_s \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} = 0,067 \cdot \log \frac{0,73 + 1,00}{0,73} = 0,025$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{0,025}{1 + 1,028} = 0,013 = \frac{\Delta \sigma'}{E_m} = \frac{1,00}{E_m} \Rightarrow E_m = 77 \text{ Kg/cm}^2$$

Se adoptan los siguientes valores medios representativos del estrato:

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,9 \text{ t/m}^3$$

$$E_m = 70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 17,5^\circ$$

$$c = 4 \text{ t/m}^2$$

### **Estrato (3)**

La columna del sondeo describe este estrato como una capa de arenas con gravas y gravillas, con intercalaciones del material fino de limos arcillosos grises, lo que se confirma en los bajos resultados de los ensayos SPT realizados en la matriz fina ( 4 y 15).

A falta de ensayos sobre muestra inalteradas se le asigna a efectos de cálculo los siguientes parámetros medios, contrastándolos con los valores empíricos deducidos con los ensayos CPTU:

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,9 \text{ t/m}^3$$

$$E_m = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 1 \text{ t/m}^2$$

### **Estrato (4)**

Este estrato corresponde a una capa de limos arcillosos con intercalaciones de arena fina gris con una densidad muy baja. Todas las clasificaciones de las muestras ensayadas corresponden a suelos CL-ML (de acuerdo al sistema de clasificación de suelos USCS) con tres de las muestras no plásticas. Los ensayos de penetración SPT presentan valores muy bajos (4, 5, 2, 4, 3, 5, 5, con media de

4) acordes con resistencias por la punta de los CPTU del orden de 10 Kg/cm<sup>2</sup>. Las densidades secas en las muestras de mayor contenido de finos rondan el valor de 1 t/m<sup>3</sup>, lo que refleja su baja compacidad y alta deformabilidad.

Todas las muestras están consolidadas exclusivamente para sus niveles actuales de presión vertical efectiva, por lo que para los nuevos incrementos de carga, los asientos discurrirán a partir de las condiciones iniciales de la muestra en el terreno ( $\sigma'_o, e_o$ ) por una rama con pendiente igual a la de la rama noval de carga, que a efectos prácticos puede considerarse sensiblemente igual al coeficiente de compresión  $C_c$  de la curva edométrica del laboratorio, sin realizar la corrección del 42%  $e_o$ .

Para incrementos de tensiones del orden de 1 Kg/cm<sup>2</sup> por encima de la situación actual, los parámetros de deformación de las muestras ensayadas serían las siguientes:

#### ***Muestra de 6,00 a 6,60 m del sondeo 1***

El índice de huecos inicial de la muestra en el terreno:

$$e_o = 1,281$$

La densidad saturada del suelo resulta:

$$\gamma_{sat} = \frac{2,67 + 1,281}{1 + 1,281} = 1,73 \text{ t/m}^3$$

La presión vertical efectiva antes de extraer la muestra resulta:

$$\sigma'_o \sim 0,45 \cdot 1,8 + (6,30 - 0,45) \cdot 0,9 = 6,1 \text{ t/m}^2$$

Pendiente de la rama de compresión noval:

$$C_c = 0,371$$

El módulo edométrico en carga será:

$$\Delta e \sim C_c \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} = 0,371 \cdot \log \frac{0,61 + 1,00}{0,61} = 0,156$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{0,156}{1 + 1,281} = 0,068 = \frac{\Delta \sigma'}{E_m} = \frac{1,00}{E_m} \Rightarrow E_m = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

El índice de huecos al final del proceso de carga será:

$$e_1 = 1,281 - 0,156 = 1,125$$

El módulo edométrico en descarga para una reducción de 0,5 Kg/cm<sup>2</sup> (aproximadamente la retirada de la precarga) será:

$$\Delta e \sim C_s \cdot \log \frac{\sigma'_0}{\sigma'_0 - \Delta \sigma'} = -0,061 \cdot \log \frac{1,61}{1,11} = -0,0098$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{-0,0098}{1 + 1,125} = -0,0046 = \frac{\Delta \sigma'}{E_m} = \frac{-0,50}{E_m} \Rightarrow E_m = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

Es decir el módulo edométrico en descarga es del orden de 6,7 veces mayor que en carga.

### **Muestra de 12,00 a 12,60 m del sondeo 1**

El índice de huecos inicial de la muestra en el terreno:

$$e_0 = 1,04$$

La densidad saturada del suelo resulta:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{2,67 + 1,04}{1 + 1,04} = 1,81 \text{ t/m}^3$$

La presión vertical efectiva antes de extraer la muestra resulta:

$$\sigma'_0 \sim 0,45 \cdot 1,8 + (12,30 - 0,45) \cdot 0,9 = 11,46 \text{ t/m}^2$$



Pendiente de la rama de compresión noval:

$$C_c = 0,257$$

El módulo edométrico en carga será:

$$\Delta e \sim C_c \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} = 0,257 \cdot \log \frac{1,15 + 1,00}{1,15} = 0,07$$
$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{0,07}{1 + 1,04} = 0,0343 = \frac{\Delta \sigma'}{E_m} = \frac{1,00}{E_m} \Rightarrow E_m = 29 \text{ Kg/cm}^2$$

El índice de huecos al final del proceso de carga será:

$$e_f = 1,04 - 0,07 = 0,97$$

El módulo edométrico en descarga para una reducción de 0,5 Kg/cm<sup>2</sup> (aproximadamente la retirada de la precarga) será:

$$\Delta e \sim C_s \cdot \log \frac{\sigma'_0}{\sigma'_0 - \Delta \sigma'} = -0,081 \cdot \log \frac{2,15}{1,65} = -0,0093$$
$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{-0,0093}{1 + 0,97} = -0,0047 = \frac{\Delta \sigma'}{E_m} = \frac{-0,50}{E_m} \Rightarrow E_m = 106 \text{ Kg/cm}^2$$

Es decir el módulo edométrico en descarga es del orden de 3,7 veces mayor que en carga.

### **Muestra de 11,50 a 12,10 m del sondeo 2**

El índice de huecos inicial de la muestra en el terreno:

$$e_0 = 1,631$$

La densidad saturada del suelo resulta:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{2,67 + 1,631}{1 + 1,631} = 1,63 \text{ t/m}^3$$

La presión vertical efectiva antes de extraer la muestra resulta:

$$\sigma'_0 \sim 0,70 \cdot 1,8 + (11,80 - 0,70) \cdot 0,9 = 11,25 \text{ t/m}^2$$

Pendiente de la rama de compresión noval:

$$C_c = 0,509$$

El módulo edométrico de carga será:

$$\Delta e \sim C_c \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} = 0,509 \cdot \log \frac{1,125 + 1,00}{1,125} = 0,14$$

$$\epsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{0,14}{1 + 1,635} = 0,053 = \frac{\Delta \sigma'}{E_m} = \frac{1,00}{E_m} \Rightarrow E_m = 19 \text{ Kg/cm}^2$$

El índice de huecos al final del proceso de carga será:

$$e_f = 1,631 - 0,14 = 1,491$$

El módulo edométrico en descarga para una reducción de 0,5 Kg/cm<sup>2</sup> (aproximadamente la retirada de la precarga) será:

$$\Delta e \sim C_s \cdot \log \frac{\sigma'_0}{\sigma'_0 - \Delta \sigma'} = 0,031 \cdot \log \frac{2,125}{1,625} = 0,0036$$

$$\epsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{-0,006}{1 + 0,97} = -0,00304 = \frac{\Delta \sigma'}{E_m} = \frac{-0,50}{E_m} \Rightarrow E_m = 164 \text{ Kg/cm}^2$$

Es decir el módulo edométrico en descarga es del orden de 8,7 veces mayor que en carga.

En los ensayos de penetración CPTU los valores del módulo de deformación confinado varía entre 40 y 60 Kg/cm<sup>2</sup>, con picos de hasta 100 Kg/cm<sup>2</sup> en las capas intercaladas más arenosas.

A efectos de cálculo se adoptan los valores medios siguientes:

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{sat}} &= 1,8 \text{ t/m}^3 \\ E_m &= 35 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi &= 26^\circ \\ c &= 1 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

### **Estrato (5)**

La columna del sondeo describe este estrato similar al del estrato (3) con valores del ensayo SPT en las zonas de matriz fina del orden de 5, es decir similar a los obtenidos en la otra capa. En los ensayos CPTU los valores del módulo de deformación confinado resultan mayores, oscilando entre 150 y 250 Kg/cm<sup>2</sup> con intercalaciones de capas blandas.

A efectos de cálculo se adoptan como media del estrato los valores siguientes:

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{sat}} &= 1,9 \text{ t/m}^3 \\ E_m &= 190 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi &= 30^\circ \\ c &= 1 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

### **Estrato (6)**

Por debajo de la capa de arenas y gravas con intercalaciones de material blando aparece un estrato de suelos finos compresibles que pasa desapercibido en los ensayos de penetración Borro, al quedar posiblemente falseados sus resultados por el rozamiento del varillaje debido a la gran profundidad de los ensayos. En los CPTU sí se pone de manifiesto la presencia de un estrato blando de características muy similares a las del estrato (4). En los sondeos Nos 1 y 2 se detecta también una capa blanda con valores del SPT del orden de 5.

A efectos de cálculo suponemos un valor del módulo edométrico similar al del estrato (4) determinado para las condiciones iniciales correspondientes a la profundidad el estrato.

### ***Muestra de 24,00 a 24,60 m del sondeo 1***

El índice de huecos inicial de la muestra en el terreno es:

$$e_0 = 1,04$$

La densidad saturada del suelo resulta:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{2,67 + 1,04}{1 + 1,04} = 1,81 \text{ t/m}^3$$

La presión vertical efectiva antes de extraer la muestra resulta:

$$\sigma'_0 \sim 0,45 \cdot 1,8 + (24,30 - 0,45) \cdot 0,9 = 22,27 \text{ t/m}^2$$

Pendiente de la rama de compresión noval:

$$C_c = 0,257$$

El módulo edométrico en carga será:

$$\Delta e \sim C_c \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} = 0,257 \cdot \log \frac{2,27 + 1,00}{2,27} = 0,04$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{0,04}{1 + 1,04} = 0,02 = \frac{\Delta \sigma'}{E_m} = \frac{1,00}{E_m} \Rightarrow E_m = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

### **Muestra de 14,50 a 15,10 m del sondeo 2**

El índice de huecos inicial de la muestra en el terreno:

$$e_0 = 1,631$$

La densidad saturada del suelo resulta:

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{2,67 + 1,631}{1 + 1,631} = 1,63 \text{ t/m}^3$$

La presión vertical efectiva antes de extraer la muestra resulta:

$$\sigma'_0 \sim 0,70 \cdot 1,8 + (14,80 - 0,70) \cdot 0,9 = 13,95 \text{ t/m}^2$$

Pendiente de la rama de compresión noval:

$$C_c = 0,509$$

El módulo edométrico en carga será:

$$\Delta e \sim C_c \cdot \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} = 0,509 \cdot \log \frac{1,4 + 1,00}{1,4} = 0,12$$
$$\epsilon = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{0,12}{1 + 1,635} = 0,046 = \frac{\Delta \sigma'}{E_m} = \frac{1,00}{E_m} \Rightarrow E_m = 22 \text{ Kg/cm}^2$$

Los valores del módulo de deformación confinado en los ensayos CPTU oscilan entre 60 y 80 Kg/cm<sup>2</sup>, por lo que a efectos de cálculo se adoptan los valores siguientes:

$$\gamma_{sat} = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$E_m = 50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 26^\circ$$

$$c = 1 \text{ t/m}^2$$

### 3. DETERMINACION DE ASIENTOS.

El estudio de las deformaciones en el terreno, producidas por la sobrecarga del terraplén de prueba, ha sido analizado por tres procedimientos distintitos:

#### 3.1 METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.

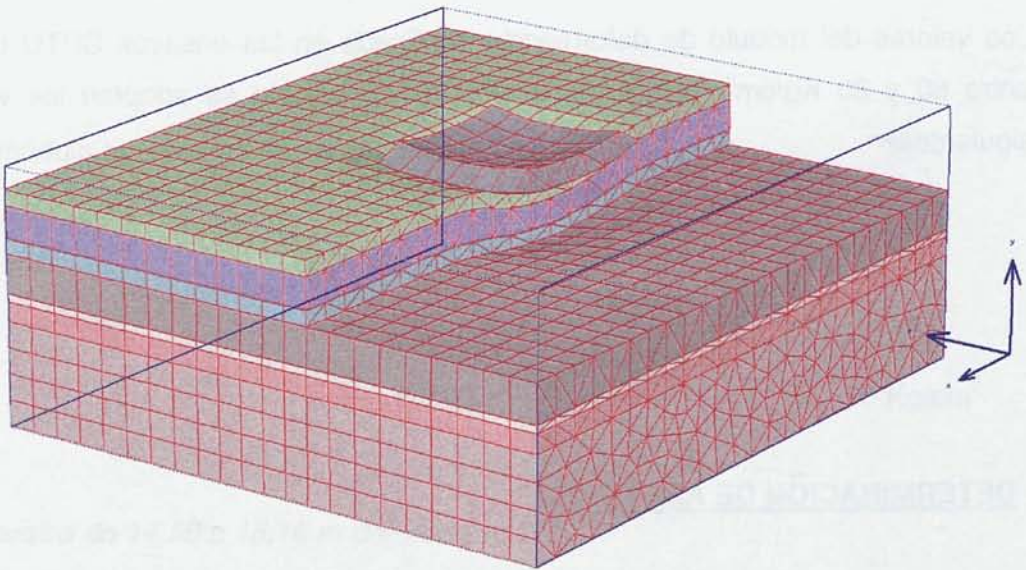
La magnitud de las deformaciones producidas por el terraplén de prueba sobre el terreno, se ha determinado a través de un estudio mediante el método de los



elementos finitos, con la ayuda del programa computacional Plaxis 3D versión 1.0, el cual a través de una simulación tridimensional, nos permite la resolución numérica de las ecuaciones que rigen el comportamiento tenso-deformacional de un material elastoplástico y su interacción con el terreno.

Los diferentes estratos del terreno y el terraplén de prueba se han caracterizado como un material de comportamiento no lineal, suponiendo que alcanza condiciones de plasticidad según el criterio Mohr-Coulomb, definido por el módulo edométrico ( $E_m$ ), el coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), la cohesión efectiva ( $c'$ ), el ángulo de rozamiento interno efectivo ( $\phi'$ ) y la densidad saturada ( $\gamma$ ).

El continuo, se ha discretizado en 11044 elementos con 30971 nodos, formado por tetraedros de 20 nodos (ver Figura 2).



*Figura 2. Malla de elementos finitos.*

Las condiciones de contorno que se han impuesto al modelo son: desplazamiento horizontales impedidos en los contornos verticales y desplazamientos tanto verticales como horizontales impedidos en el contorno de la base.

Los parámetros de cálculo adoptados en el estudio, se resumen en la Tabla 1.

Estrato Nº	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	$c'$ (t/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$E_m$ (t/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$K_v$ (m/s)	$K_h$ (m/s)
1	1,80	1,80	1,0	27	1.000	0,30	$1,0 \cdot 10^{-8}$	$3,0 \cdot 10^{-8}$
2	1,80	1,90	4,0	17,5	700	0,30	$7,15 \cdot 10^{-10}$	$2,4 \cdot 10^{-9}$
3	1,80	1,90	1,0	30	1.700	0,30	$1,0 \cdot 10^{-6}$	$3,0 \cdot 10^{-6}$
4	1,70	1,80	1,0	26	350	0,30	$1,0 \cdot 10^{-10}$	$3,0 \cdot 10^{-9}$
5	1,80	1,90	1,0	30	1.900	0,30	$1,0 \cdot 10^{-6}$	$3,0 \cdot 10^{-6}$
6	1,70	1,80	1,0	26	500	0,30	$7,0 \cdot 10^{-10}$	$2,1 \cdot 10^{-9}$
Esquistos	2,20	2,30	10	40	100.000	0,30	impermeable	impermeable

Tabla 1. Parámetros geotécnicos.

La posición del nivel freático (ver Figura 3), de acuerdo a lo expuesto en los capítulos anteriores, se encuentra situado a la cota -0,50, suponiendo la cota 0,00, la parte superior del estrato 1 (Terrenos vegetales).

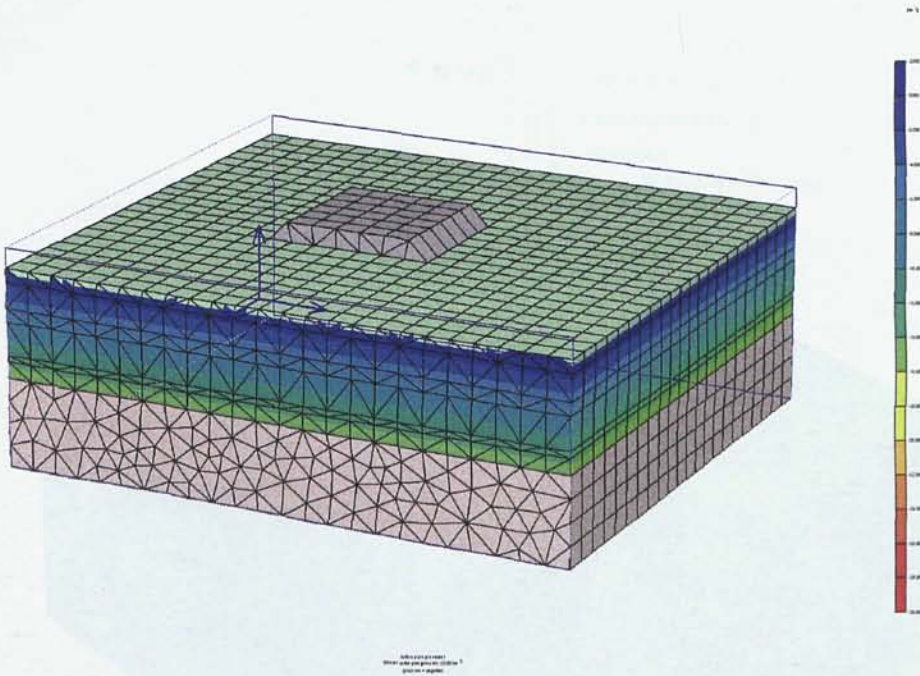


Figura 3. Distribución de las presiones de poros

Las deformaciones máximas obtenidas son del orden de 77 mm (ver Figuras 4 y 5).



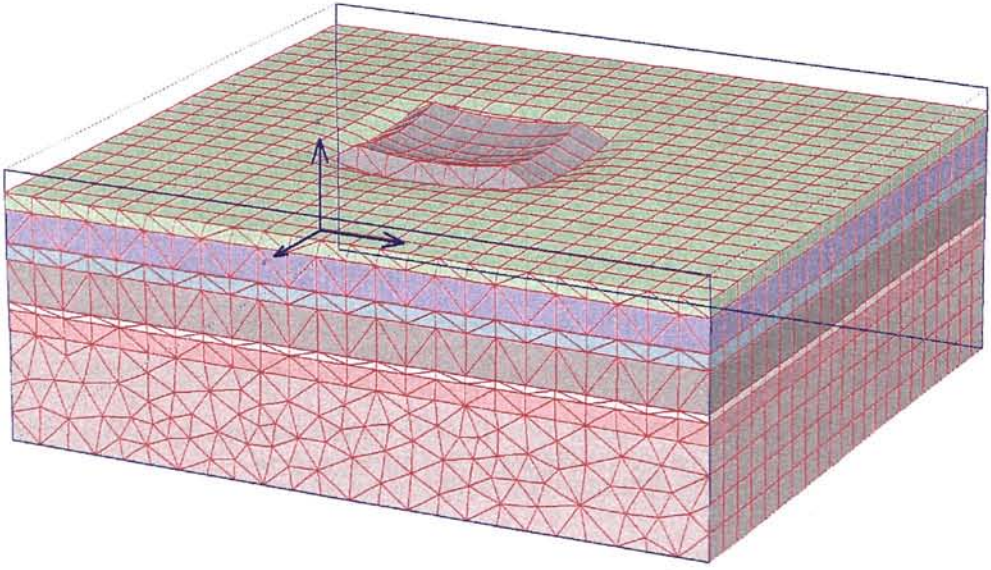


Figure 4.

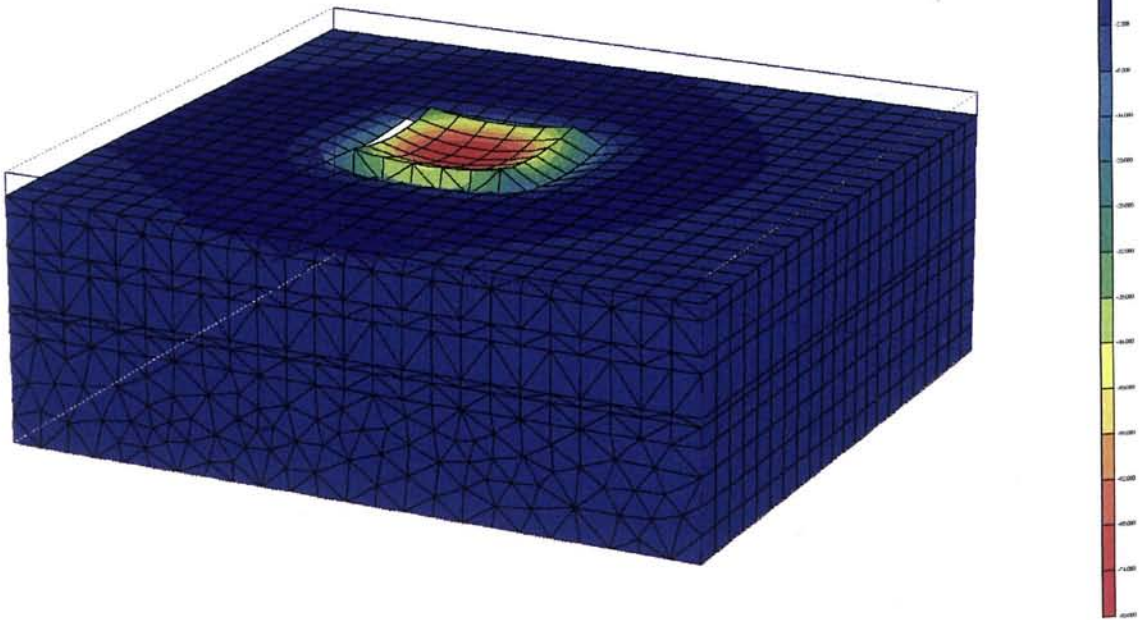


Figure 5.

Este estudio, permite analizar la evolución de las tensiones y deformaciones a medida que se vayan sucediendo las distintas fases, tratándose de ajustar lo más posible al proceso constructivo previsto.

### 3.2. DEFORMACIONES REALES CON PLACAS DE MEDIDA DE ASIENTOS.

Es un sistema de gran utilización para determinar asientos bajo terraplenes, generalmente están constituidas por una base de acero y una serie de varillas perpendiculares a la placa (ver Figuras 6 y 7).

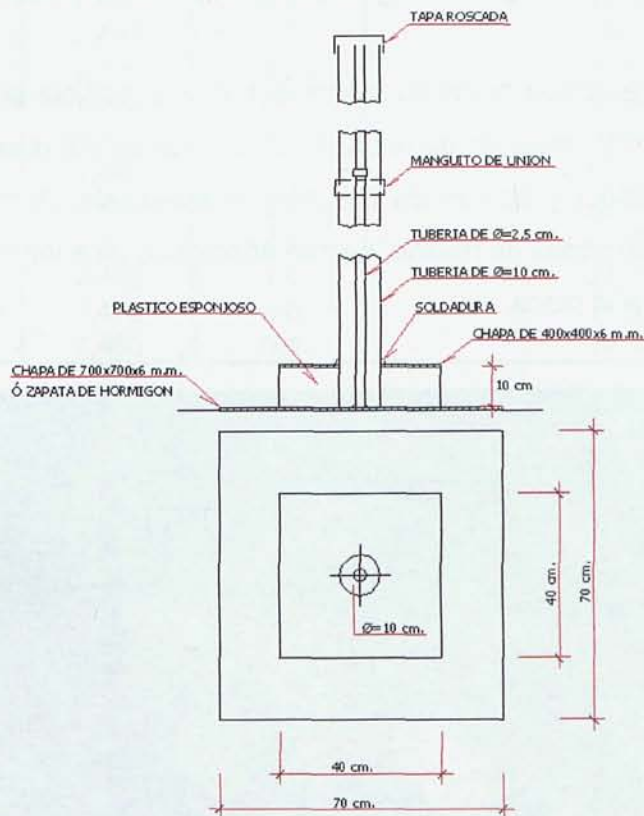


Figura 6. MONTAJE DE LA PLACA DE ASIENTO



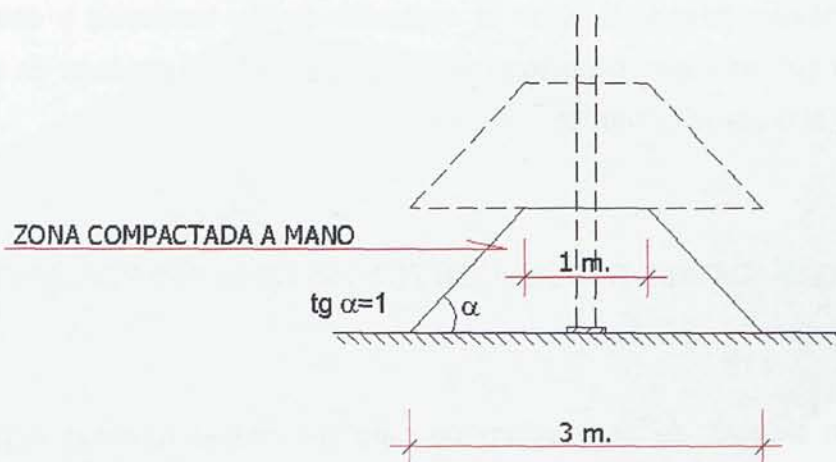
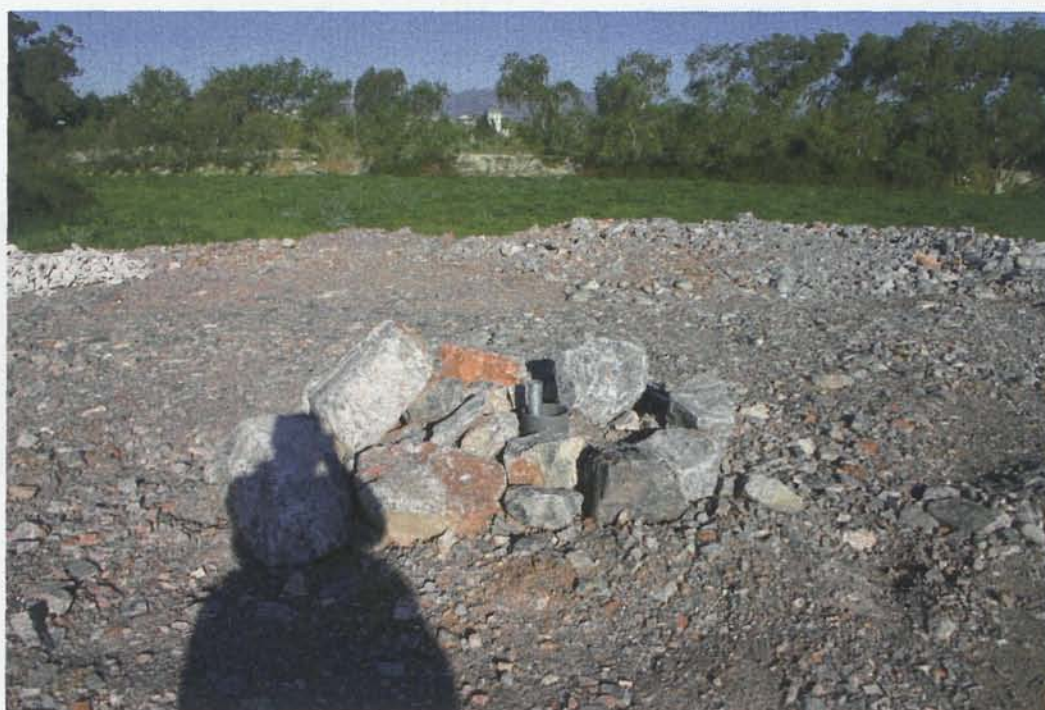


Figura 7. Tipología de la placa de asiento.

Esta placa se coloca horizontalmente sobre la superficie del terreno natural (ver Fotografía N° 2), después de retirar la capa superior del mismo y volver a rellenar con arena limpia y apisonada de manera adecuada. A medida que se vayan ejecutando las capas de relleno, se irán añadiendo mas varillas a la primera, fijada previamente a la placa.



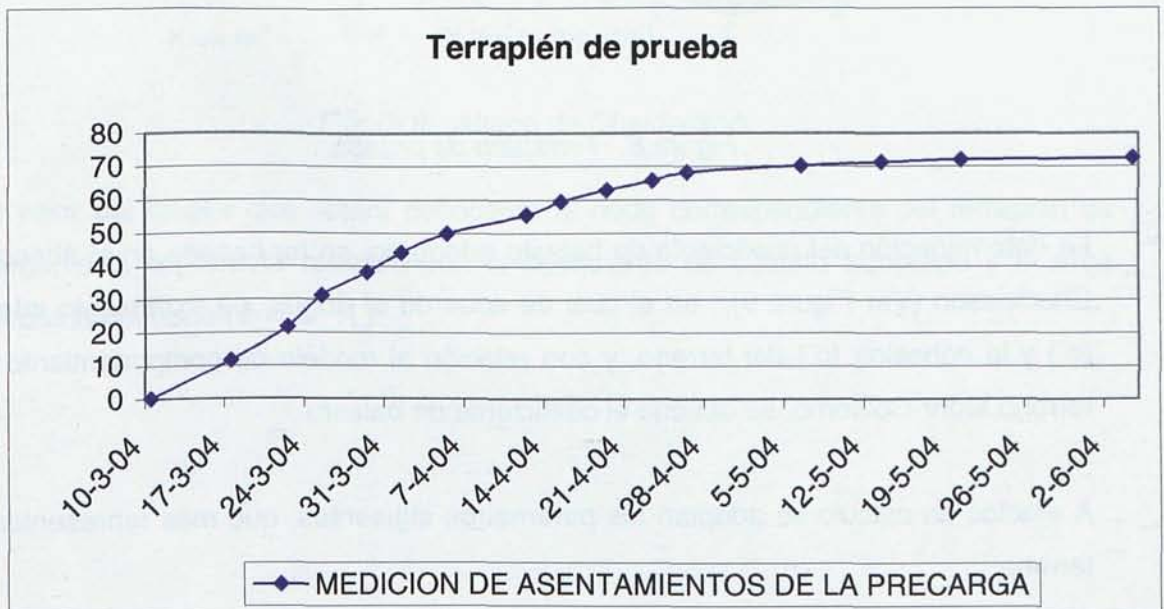
Fotografía 2. Placa de medición de asientos.



La placa permite determinar el asiento total por debajo de ella, mediante una simple nivelación topográfica.

### MEDICION DE ASENTAMIENTOS DE LA PRECARGA

Fecha de Lectura	Lectura mm	Asiento diferencial mm	Asiento acumulado mm
10/03/2004	7,516	0	0
17/03/2004	7,506	11,5	11,5
22/03/2004	7,502	10,0	21,5
25/03/2004	7,500	9,5	31,0
29/03/2004	7,497	7,0	38,0
01/04/2004	7,497	6,0	44,0
05/04/2004	7,493	5,8	49,8
12/04/2004	7,490	5,5	55,3
15/04/2004	7,488	4,0	59,3
19/04/2004	7,487	3,5	62,8
23/04/2004	7,487	2,8	65,6
26/04/2004	7,486	2,5	68,1
06/05/2004	7,483	2,0	70,1
13/05/2004	7,482	1,0	71,1
20/05/2004	7,478	0,8	71,9
04/06/2004	7,468	0,5	72,4



### 3.3 METODO DEL COEFICIENTE DE BALASTO.

Para poder estimar las deformaciones verticales en el terreno por el terraplén de prueba, en primer lugar se ha modelizado dicho terraplén a través de elementos sólidos de 8 nodos conectados entre sí, considerando los siguientes parámetros:

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,90 \text{ t/m}^3$$

$$E = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\nu = 0,3$$



Figura 8. Terraplén de prueba.

La determinación del coeficiente de balasto adoptado, se ha basado en el ábaco de Chadeisson (Ver Figura 9), en el cual de acuerdo al ángulo de rozamiento interno ( $\phi'$ ) y la cohesión ( $c'$ ) del terreno, y con relación al modelo de comportamiento del terreno Mohr-Coulomb, se obtiene el coeficiente de balasto.

A efectos de cálculo se adoptan los parámetros siguientes, que más representen al terreno:

$$\phi = 27^\circ$$

$$c = 1 \text{ t/m}^2$$

$$\rightarrow K = 2500 \text{ t/m}^3$$

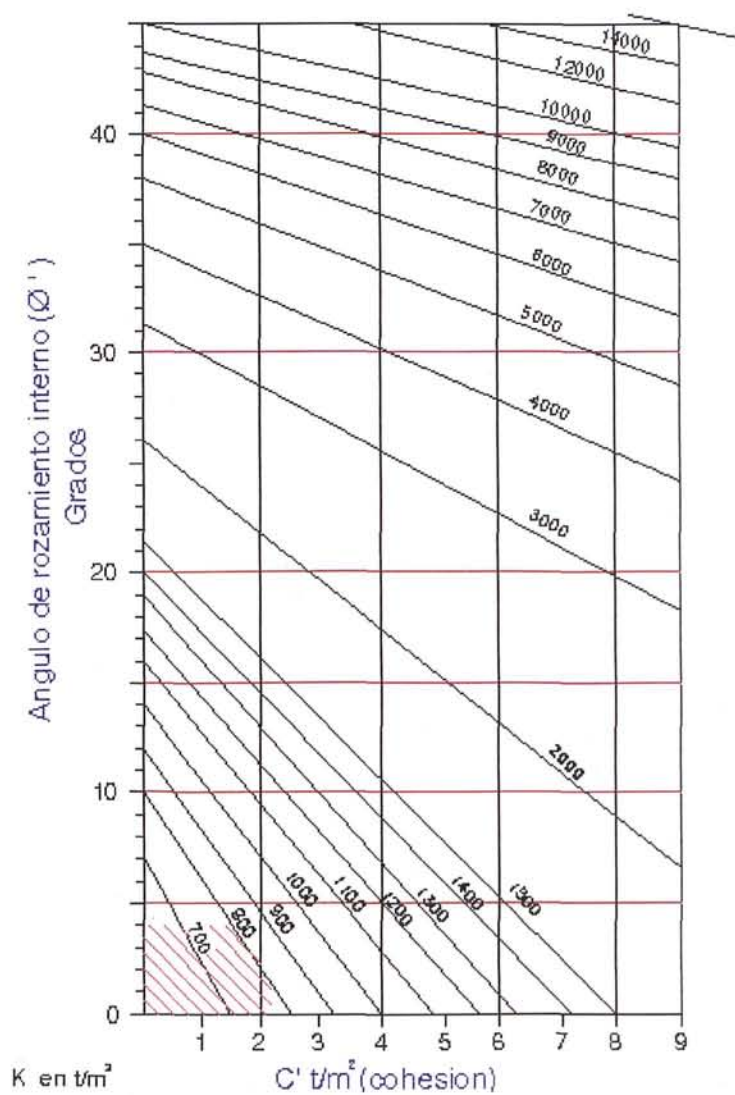


Figura 9. Abaco de Chaidesson.

El valor del muelle que estará conectado al nodo correspondiente del terraplén de carga, está en directa relación con el coeficiente de balasto adoptado y el área tributaria del nodo ( $k = K \cdot A$ ).



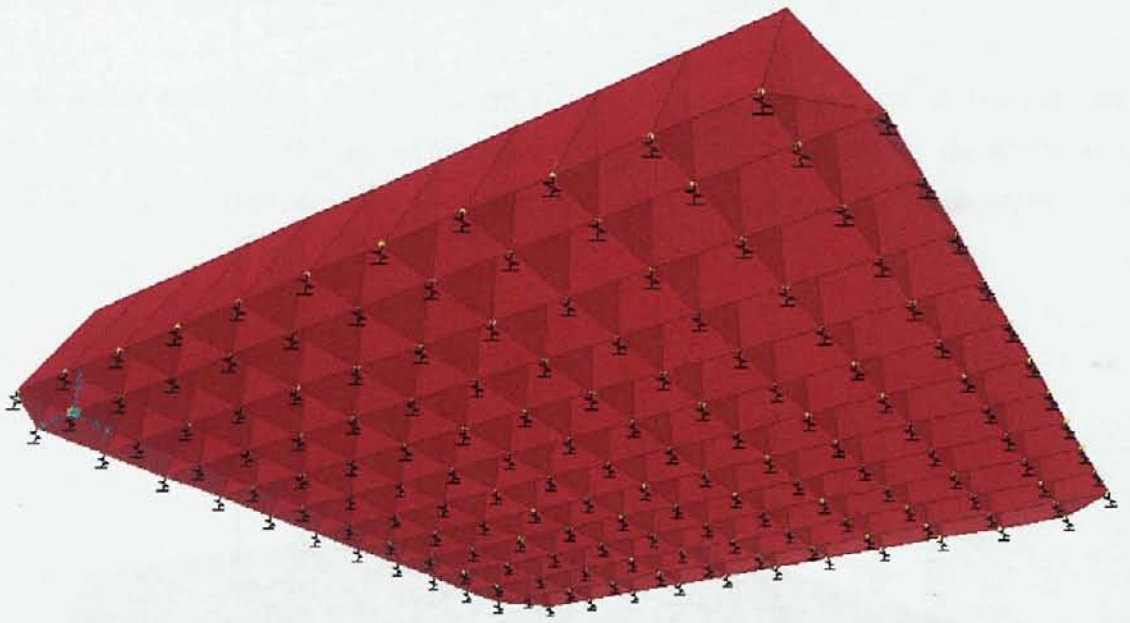


Figura 10. Muelles conectados a los nodos del terraplén de prueba.

Las deformaciones máximas de los muelles, originadas por el terraplén de prueba se indican en la Figura 10.



Figura 11. Deformaciones del terraplén de prueba

Analizando la máxima deformación vertical de 0,01059 m (10,59 mm), observamos que dicha deformación está muy por debajo de la medida in situ.

Si estimamos un nuevo valor del coeficiente de balasto, del orden de 7 veces al deducido del ábaco de Chaidesson ( $K = 350 \text{ t/m}^3$ ), el valor de los asientos (ver Figura 12) se acerca mas a la realidad.



Figura 12.

Con lo cual estaríamos falseando dicho valor del coeficiente de balasto para que las deformaciones obtenidas fueran válidas.

#### 4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES FINALES.

Con relación al estudio realizado, podemos observar que existe una diferencia importante del entre la magnitud de los asientos utilizando el método del coeficiente de balasto y los asientos registrados con las placas de medida de asientos o con un



análisis riguroso como el método basado en los elementos finitos. Esta importante diferencia nos indica que el método del coeficiente de balasto nos el indicado para analizar casos de asientos totales y diferenciales, por lo que para un estudio de este tipo, se deberá analizar con otros métodos mas rigurosos.

De acuerdo a los asientos producidos en el terreno por el terraplén de prueba (72,4 mm), analizado por el método de los elementos finitos (77,18 mm), podemos observar que si logramos ajustar y caracterizar el terreno, a través de sus parámetros geotécnicos más representativos, la diferencia con relación a los asientos registrados con las placa de medida de asientos son del orden del 6,0 %, considerándose admisible para estudios futuros.

# Bibliografía

---

1. ANSYS versión 5.6., Manual del programa de elementos finitos.
2. Apuntes de Geotécnia, Cimientos y Puentes de Fábrica, José Entrecanales y Carlos Lorente de No. Escuela Técnica de Ingenieros de Caminos, Canales y Puentes.
3. Apuntes del Master en Mecánica del Suelo e Ingeniería de Cimentaciones, CEDEX. Madrid, 2000.
4. Beams on elastic subgrade and the Winkler's hypothesis, Vesic, B. ICSMFE, Paris 1961.
5. British Standard. BS 8110, Parte 1 y 2, 1997.
6. Caffarena, J. "Estudio experimental de juntas de hormigonado". Tesis doctoral Universidad Politécnica de Madrid, año 1986.
7. Calavera, José. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". 2 Tomos. 1999.
8. Calcul de poutres reposant sur le sol par la méthode de la répartition parabolique, De beer, E., Louberg, E. Annales des Travaux Publics de Belgique, 1964.
9. Cálculo de Estructuras de Cimentación, José Calavera R. España, 4ª edición.
10. Cimentaciones Flotantes, Manuel Llorens. CEDEX, Madrid 2002.
11. Consideración de las condiciones reales en el cálculo de vigas de cimentación, G. König y G. Sherif. Der Baingenieur 50 (1975).
12. Curso de elementos finitos aplicados a la Geotécnia Carlos Rubio. CEDEX, Madrid 2000.

13. Determinación de Propiedades Deformacionales – Curso Cimentar en Madrid, Pablo de la Fuente Martín. CEDEX, Madrid 1992.
14. Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues, Zimmermann, H. Berlin, Ernst & Sohn 1930.
15. Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit, Winkler, E. Praga, 1867
16. El módulo de deformación del Tosco de Madrid según ensayos a escala natural y presiométricos, Ventura Escario. CEDEX, 1987.
17. Eurocódigo 2, Diciembre 1995.
18. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, Terzaghi K. Geotechnique. Wiley and Sons.
19. Foundation Engineering, Peck – Hanson – Thornburn. Editor John Wiley & Sons New York.
20. Geotécnia y Cimientos parte I, II y III, José Antonio Jiménez Salas. Madrid, 1980.
21. Interacción del Terreno, Cimiento y Estructura: El caso de las Zapatas (1ª y 2ª Parte), Manuel Freire Tellado. Depto. De Tecnología de la Construcción. Univ. De A Coruña.
22. Jiménez Montoya, P.; García, A.; Morán, F. "Hormigón Armado". Año 2000.
23. Levi, F.; Marro, P. and Viara, G. "Non-linear Análisis of Beams and Frames. CEB Bulletin d'Information Nº 227. August, 1995.
24. Mecánica de terrenos en Ingeniería Práctica, Terzaghi Karl. Editorial El Ateneo. Barcelona – España.
25. Ministerio de fomento. "Instrucción de Hormigón Estructural, EHE". España, edición 1999

26. Muros de Contención y Muros de Sótano, José Calavera R.  
España, 3ª edición
27. Muros de Sótano con zapatas excéntricas, Manuel Llorens. Libro homenaje a José Antonio Jiménez Salas, Madrid 2000.
28. Nonlinear analysis of stress and strain in soils, Duncan, J. M., and Chang, C. Y.  
Proc. ASCE 96 (1970) SM 5 S. 1629 bis 1653.
29. PLAXIS 3D versión 1.0, Manual del programa de elementos finitos.
30. Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado, José Calavera R.  
España, 2000.
31. SAP2000 versión 8.13, Manual del programa de elementos finitos.
32. Some results concerning displacements and stresses in a non – homogeneous elastic half – space, Gibson, R.E.  
Géotechnique 17 (1967) S. 58 – 67.
33. Tafeln zur Setzungsberechnung, Steinbrenner, W.  
Bodenmechanik und neuzeitlicher Straßenbau. Straße (1934)
34. Terrenos, Fundaciones y Muros, María Graciela Fratelli. Caracas, Venezuela 1990.
35. The finite element method in structural and continuum mechanics, Zienkiewicz, O. C., and Cheung, Y. K. London, New York, Toronto, Sydney: Mcgraw –Hill 1967.
36. Timoshenko, S.; Goodier, J. N. "Theory of Elasticity, 2<sup>nd</sup>. Ed., Mac Graw Hill, 1951.
37. Zienkiewicz, O.; Taylor, R. L. "El método de los elementos finitos", volumen 2. Formulación básica y problemas no lineales. Mc Graw Hill, 1994.
38. Zienkiewicz, O.; Taylor, R. L. "El método de los elementos finitos", volumen 1. Formulación básica y problemas lineales. Mc Graw Hill, 1994.