

UNIVERSIDADE DA CORUÑA

E.T.S. DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



EL EFECTO 3D SOBRE EL CÁLCULO DE PANTALLAS

TESIS DOCTORAL

CARLOS BARBA ÁVILA

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

DIRECTOR DE TESIS:

Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos

D. LUIS ESTEBAN MEDINA RODRÍGUEZ

La Coruña, Febrero 2018



El efecto 3D sobre el cálculo de pantallas

Autor: Carlos Barba Ávila

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Tesis Doctoral

Febrero, 2018

Director de Tesis:

Dr. Ing. Luis Esteban Medina Rodríguez

Programa de Doctorado en Ingeniería Civil



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



DEDICATORIA

A mis padres, Enrique (q.e.p.d.) y María Jesús

A mis hermanos Enrique y Olga

A mis sobrinos Ignacio, Pablo e Inés

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi enorme gratitud a cuantos han hecho posible la realización de este trabajo y que sin su colaboración hubiera quedado en un buen deseo.

En primer lugar al Director de este trabajo D. Luis Medina, que con su experiencia lo ha dirigido, me ha ayudado a orientarlo y darle forma, contribuyendo a ello a través de sus inteligentes sugerencias e intuiciones que me han permitido por un lado abordar y encauzar el problema y, por otro, mejorar muchos aspectos conforme se iba plasmando el trabajo en estas páginas. Agradecimiento también por transmitirme su pasión por todo lo que significa investigación en este campo de la interacción terreno-estructura que conforma la Mecánica del Suelo, por estar siempre ahí ante la multitud de viajes, obras, proyectos y vicisitudes de la vida con las que esta investigación ha tenido que convivir; un gran docente y profesional en el área de la ingeniería del terreno y una excelente persona que confió en mi.

Agradecimiento a mis compañeros Andrés García y Eduardo Esteban con los que he podido tener conversaciones muy sugerentes sobre los resultados de cálculo de pantallas según el método con el que se modelizara el problema. A mi compañero Ero Vinicius por las discusiones y críticas constructivas entorno a la generación de modelos numéricos tridimensionales con FLAC3D.

Especial agradecimiento también a mi compañero de obras tuneleras y geotécnicas Juan Carlos Guerra, por sus innumerables preguntas que me han llevado a intentar profundizar más en la cuestión de estudio.

También quiero agradecer a mi compañero Óscar Redondo que, sin regatear esfuerzos, ha delineado con infinita paciencia y gran esmero las figuras que aparecen en este trabajo y tantas otras que finalmente no han visto la luz. A Alberto Arduro, su supervisión del inglés.

A D. Carlos Oteo Mazo, al que tuve el honor de tener como profesor, por su claridad de ideas, su fuerza y ánimos en apoyar cualquier iniciativa de investigación; por todo el poso que dejó en mi como docente y que se fue incrementado al tener la suerte de coincidir posteriormente con él en varias obras.

Quiero agradecer también al profesor D. Xabier Domínguez su paciente e inestimable ayuda en todos los trámites administrativos y burocráticos que tuve que realizar en la distancia, con frecuencia muy lejana a la Península Ibérica.

A D. Javier Samper, al que también tuve la suerte de tener como profesor, por sembrar en mi el sentido crítico hacia la estadística aplicada a la mecánica de suelos.

A la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de la Universidade da Coruña por la formación recibida y al Departamento de Métodos Matemáticos y Representación la oportunidad que me brindó de realizar el doctorado.

A Andrés Castro y José Miguel Sola, por las discusiones constructivas que tuvimos sobre el dimensionamiento de pantallas y anclajes en los suelos de la ciudad de La Coruña y alrededores. A D. Luis Carmona por las sugerentes conversaciones sobre los coeficientes de empuje del terreno. A Dña. Carlota Robelo por facilitarme el acceso a una excavación urbana, récord de Europa en aquel entonces. Todos ellos han aportado en algún momento, o en varios, su contribución a este trabajo. A otros muchos profesionales y empresas, cuyo número es extenso, por permitirme en la práctica profesional del día a día, profundizar sobre el dimensionamiento de este tipo de estructuras subterráneas, Juan Vilar, Antonio Ferreiro, Jorge López Prado, Antonio González Meijide, Óscar Chacón, Pablo Vázquez, etc.

Agradezco también la contribución de muchas personas con las que me he cruzado a lo largo del ejercicio profesional y que con su forma de afrontar los problemas en ingeniería o con su forma de tratar a las personas, o ambas cosas a la vez, han sido un acicate, para acabar este trabajo, de forma especial a Eduardo Velasco, Ángel Grande, Marcos Ortega, Javier Esteban, Leticia Izquierdo, Nicolau Canela, Lola Esteban, Estela Padrino, José Antonio Aguado, Carlos Rojo, José Carballo, Gonzalo Romero, Cristina Riesco, Pedro Iglesias, Belisario Fernández, Jorge Tanus, Jordi Pelegrí, Ricardo Mosquera, José Manuel Quiroga, Filipe Sousa, Carlos Iglesias, Javier Sanz, Raquel Belejo, Juan Manuel Hurtado, David Aguado, Miguel Mas, Javier Puerta, Pablo Robles y un largo etc.

Quiero agradecer a mi familia, a quien dedico este trabajo, su apoyo incondicional, especialmente a mi padre (q.e.p.d.), mi maestro para todo en la vida, al que le hubiera gustado verlo, y a mi madre por su infatigable tenacidad en educar y enseñar, también maestra de vida, por mantener una gran inquietud intelectual para seguir aprendiendo en todas las ramas del saber con el pasar de los años y por dejar buen poso en todas las personas. A mi tío Eduardo, dedicado toda la vida a la ingeniería civil, como mi padre; ambos sembraron, quizás de forma inconsciente, una inquietud y curiosidad que se transformó en profesión. Finalmente dar gracias a Dios por haberme permitido llevar a término este trabajo de investigación.

RESUMEN

Cuando el cálculo de pantallas está marcado por un marcado sesgo tridimensional como el que provoca la esquina en la mayor parte de los recintos que son de geometría cuadrada o rectangular, la realización de modelos numéricos 3D resulta la forma de resolver el problema con más realismo.

La falta de datos fidedignos del terreno y la necesidad de minimizar el tiempo de cálculo, hacen que en la práctica profesional actual las pantallas se dimensionen con métodos tensión-deformación que se acaban resolviendo mediante métodos de tipo Winkler. Estos métodos optimizan los esfuerzos sobredimensionados que se obtienen de los métodos clásicos de equilibrio límite, al permitir cuantificar el grado de movilización de los estados de plastificación del terreno.

El objetivo es cuantificar la repercusión en la fuerza de los anclajes y en los momentos flectores que tiene la resolución del problema en tres dimensiones. Se propone en este trabajo la reducción de momentos flectores que se produce por efecto de la esquina, en función de una nueva variable denominada rigidez relativa del sistema 3D, para cualquier tipo de suelo, longitudes de recinto y espesor de pantalla.

ABSTRACT

When the calculation of slurry walls is marked by a marked three-dimensional bias (as the one that causes the corner in most of the enclosures that are of square or rectangular geometry), the realization of 3D numerical models is the way to solve the problem with more realism.

The lack of reliable soil data and the need to minimize the calculation time, makes that in current professional practice, the slurry walls are dimensioned with tension-deformation methods that are solved by Winkler-type methods. These methods optimize the oversized efforts obtained from the classical methods of limit equilibrium, allowing to quantify the degree of mobilization of the state of plasticization of the soils.

The objective is to quantify the repercussion in the strength of the anchors and in the bending moments that the resolution of the problem has in three dimensions. In this work we propose the reduction of bending moments produced by the effect of the corner, based on a new variable called relative stiffness of the 3D system, for any type of soil, enclosure lengths and diaphragm wall thickness.

RESUMO

Cando o cálculo das pantallas está marcado por un sesgo tridimensional marcado como o que provoca a esquina na maioría dos recintos que son de xeometría cadrada ou rectangular, a realización de modelos numéricos 3D é a forma de resolver o problema con máis realismo.

A falta de datos de terreo fiables e a necesidade de minimizar o tempo de cálculo fan que na práctica profesional actual as pantallas estean dimensionadas con métodos de deformación-tensión que finalmente son resoltos mediante métodos de tipo Winkler. Estes métodos optimizan os esforzos enormes obtidos dos métodos clásicos de equilibrio límite, permitindo cuantificar o grao de mobilización do estado de plastificación da terra.

O obxectivo é cuantificar a repercusión na forza das áncoras e nos momentos de flexión que a resolución do problema ten en tres dimensións. Neste traballo propóñese a redución dos momentos de flexión producidos polo efecto da esquina, en función dunha nova variable denominada rixidez relativa do sistema 3D, para calquera tipo de chan, lonxitudes de recheo e espesores da pantalla.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. ANTECEDENTES	1
1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA E INTERÉS DEL ESTUDIO	2
1.4. ALCANCE Y OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.5. METODOLOGÍA DE TRABAJO	3
2. ESTADO DEL ARTE SOBRE CÁLCULO DE PANTALLAS	5
2.1. INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN FLEXIBLES.....	5
2.2. PANTALLAS Y MUROS CONVENCIONALES	6
2.2.1. Definición.....	6
2.2.2. Servicio.....	7
2.2.3. Distinción respecto a los muros convencionales y entibaciones.....	8
2.3. PANTALLAS CONTINUAS Y PANTALLAS DE PILOTES	8
2.3.1. Pantallas continuas de hormigón.....	8
2.3.2. Pantallas de pilotes	9
2.4. CRITERIOS DE ROTURA DEL TERRENO PARA PANTALLAS.....	9
2.4.1. Criterio de rotura de Coulomb.....	9
2.4.2. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb	10
2.5. TEORÍAS DE EMPUJE	11
2.5.1. Teoría de Rankine: empuje activo, pasivo y en reposo	11
2.5.1.1. Empuje en reposo.....	11
2.5.1.2. Empuje activo.....	12
2.5.1.3. Empuje pasivo.....	14
2.5.2. Teoría de Coulomb.....	14
2.6. GENERALIDADES SOBRE EL CÁLCULO DE PANTALLAS	16
2.6.1. Comprobaciones en el cálculo de pantallas continuas y de pilotes	17
2.7. MODELOS DE ANÁLISIS DE PANTALLAS.....	18
2.7.1. Métodos clásicos de cálculo para pantallas continuas.....	18
2.7.1.1. Métodos de estado límite.....	19
2.7.1.2. Métodos semiempíricos	29
2.7.1.3. Métodos "tensión-deformación"	33
2.7.2. Normativa española para pantallas continuas.....	49
2.7.3. Métodos de cálculo para pantallas de pilotes.....	51

2.7.4. Modelos numéricos de cálculo.....	53
2.7.4.1. Tendencias de los trabajos de pantallas en los últimos años	55
2.8. SÍNTESIS DEL ESTADO DEL ARTE	76
3. COMPARACIÓN ENTRE EL CÁLCULO CON EQUILIBRIO LÍMITE Y CON MODELOS DE WINKLER.....	79
3.1. INTRODUCCIÓN	79
3.2. MODELOS DE UN SUELO DE ARCILLAS, NIVEL FREÁTICO PROFUNDO.....	84
3.2.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga	84
3.2.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga.....	88
3.2.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje	90
3.3. MODELOS DE UN SUELO DE ARCILLAS, NIVEL FREÁTICO EN SUPERFICIE	94
3.3.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga	94
3.3.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga.....	96
3.3.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje	98
3.3.4. Síntesis de resultados de comparación para un suelo de arcilla	101
3.4. MODELOS DE UN SUELO DE ARENAS, NIVEL FREÁTICO PROFUNDO	101
3.4.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga	101
3.4.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga.....	104
3.4.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje	106
3.5. MODELOS UN SUELO DE ARENAS, NIVEL FREÁTICO EN SUPERFICIE	108
3.5.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga	108
3.5.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga.....	110
3.5.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje	112
3.5.4. Síntesis de comparación de resultados para un suelo de arena	114
3.6. MODELOS CON DOS SUELOS GRANULARES SIN NIVEL FREÁTICO	114
3.6.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga	114
3.6.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga.....	116
3.6.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje	118
3.6.4. Síntesis de comparación de resultados, dos estratos granulares	120
3.7. MODELOS CON SUELO GRANULAR SUPERIOR Y COHESIVO INFERIOR.....	121
3.7.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga	121
3.7.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga.....	123
3.7.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje	125
3.7.4. Síntesis de comparación de resultados, estrato granular sobre estrato cohesivo	127
3.8. MODELOS CON MÁS DE DOS SUELOS	127
3.8.1. Pantalla con sobrecarga y varias filas de anclaje	127
3.9. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	130

4. COMPARACIÓN ENTRE EL CÁLCULO MEDIANTE MODELOS NUMÉRICOS BIDIMENSIONALES Y TRIDIMENSIONALES	133
4.1. INTRODUCCIÓN	133
4.2. COMPARACIÓN ENTRE MODELOS NUMÉRICOS EN 2D Y MODELOS WINKLER	140
4.2.1. Pantallas continuas	141
4.2.2. Pantallas de pilotes	143
4.2.3. Equivalencia entre pantallas continuas y pantallas de pilotes.....	144
4.3. COMPARACIÓN DE CARGAS DE ANCLAJE ENTRE MODELOS NUMÉRICOS 2D Y MODELOS NUMÉRICOS 3D	147
4.3.1. Influencia del espesor de muro	147
4.3.2. Influencia de las dimensiones del recinto.....	151
4.3.3. Influencia del empotramiento de la pantalla	155
4.4. COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES ENTRE MODELOS NUMÉRICOS 2D Y MODELOS NUMÉRICOS 3D	156
4.4.1. Introducción.....	156
4.4.2. Datos geotécnicos.....	158
4.4.3. Relación con la distancia relativa a la esquina	158
4.4.4. Influencia de la densidad relativa	163
4.4.5. Influencia de la cohesión del terreno.....	165
4.4.6. Relación con la rigidez "geométrica" del recinto	169
4.4.7. Relación con una rigidez relativa del recinto 3D	174
4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	183
5. CONCLUSIONES	187
6. REFERENCIAS	189

LISTADO DE FIGURAS

Figura 2.1. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.....	11
Figura 2.2. Esquema de cimiento próximo a coronación de pantalla y coeficiente de empuje recomendado.....	13
Figura 2.3. Modelo superficie de rotura, caso pasivo: espiral logarítmica y superficie plana.	15
Figura 2.4. Ángulos que intervienen en el cálculo de empujes sobre muros en la teoría de Coulomb.....	15
Figura 2.5. Croquis de zonas de empujes activos y pasivos en trasdós e intradós y sentido de los mismos para una pantalla sin apoyos (Madrid A., 2004).....	19
Figura 2.6. Esquema de la relación tensiones horizontales y movimientos.	20
Figura 2.7. Relación entre el coeficiente de empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo en suelos granulares (CTE, 2006).....	21
Figura 2.8. Esquema del modelo de superficies de rotura para métodos de equilibrio límite en cálculo de pantallas.	22
Figura 2.9. Distribución de cargas, deformada y distancias a considerar el para cálculo de pantalla en voladizo.....	23
Figura 2.10. Esquema de fuerzas horizontales a considerar en el cálculo de una pantalla en voladizo, método de Blum.....	24
Figura 2.11. Esquema resultante de cargas horizontales para el cálculo de una pantalla en voladizo, longitud de empotramiento "t" y mayoración de la misma (t+0.2·t) (terreno homogéneo).	24
Figura 2.12. Distribución de empujes y deformada, en pantalla articulada.	26
Figura 2.13. Esquema de cargas y distancias para pantalla articulada (terreno homogéneo).	26
Figura 2.14. Distribución de cargas y deformada en pantalla empotrada.	27
Figura 2.15. Esquema de empujes y descomposición de la estructura en dos vigas equivalentes para el cálculo de una pantalla empotrada (terreno homogéneo).	28
Figura 2.16. Esquema de cargas resultantes para pantalla con varios apoyos (terreno homogéneo).	29
Figura 2.17. Factor de reducción del momento flector en el método semiempírico de Rowe (1952).	31
Figura 2.18. Reducción de las fuerzas de anclaje en el método semiempírico de Rowe (1952).	32
Figura 2.19. Esquema del modelo de Winkler adaptado a una pantalla.....	36

Figura 2.20. Esquema de cálculo del método de Turabi y Balla (Madrid A., 2004).	38
Figura 2.21. Ley empuje-deformación (E'_s), método de Halliburton (Madrid A., 2004).	40
Figura 2.22. Ley de empuje-deformación. Método de Castillo Ron (1973).....	41
Figura 2.23. Ley empujes deformación elastoplástica. Método Rodríguez Liñán, 1985 (Madrid A., 2004).	43
Figura 2.24. Esquema gráfico del modelo de cálculo del método de Rodríguez Liñán.....	43
Figura 2.25. Ley empuje-desplazamiento no lineal. Método de Rodríguez Liñán, 1985 (Madrid A., 2004).	44
Figura 2.26. Ley empujes-desplazamientos para puntos situados bajo el nivel de excavación. Método de Rodríguez Liñán, 1985 (Madrid A., 2004).....	44
Figura 2.27. Curvas empuje-deformación para distintas hipótesis de carga- descarga. Método de Rodríguez Liñán, 1985 (Madrid A., 2004).....	45
Figura 2.28. Coeficiente de reacción del terreno, ábaco de Chadeisson.	48
Figura 2.29. Diagramas de empuje semiempíricos en distintos tipos de terreno para evaluar empujes en codales según CTE 2006.	50
Figura 2.30. (a) Pilote cargado lateralmente; (b) resistencia del suelo sobre un pilote causada por carga lateral (Paz-Curbera 2004).	52
Figura 2.31. Dimensiones del modelo (Rodrigues, 1975).	57
Figura 2.32. Máximo movimiento horizontal de una estructura flexible en función de la rigidez del sistema y del FOS (Clough & O'Rourke, 1990).	57
Figura 2.33. Perfiles de asientos verticales medidos en la perpendicular del panel (Ng y Yan, 1998).	62
Figura 2.34. Transferencia de carga horizontal y vertical para un tramo de pantalla (Lings et al., 1999).....	64
Figura 2.35. Variación de la presión total horizontal con la distancia normal al plano de la pantalla (Lings et al., 1999).	65
Figura 2.36. Presión total horizontal medida en las inmediaciones del centro del primer batache ejecutado, después de la construcción de una pantalla (Yan y Ng, 1999).....	67
Figura 2.37. Asiento vertical detrás del muro pantalla en tres dimensiones (Yan y Ng, 1999).	67
Figura 2.38. Ejemplo de discretización de malla bidimensional de elementos finitos utilizada (Modaressi, A. y Vossoughi, K.C., 2000).....	68
Figura 2.39. Altura de llenado de bentonita frente a la relación H/L para un FS=1 (Pavol Oblozinsky et al., 2001).	71
Figura 2.40. Presión activa del terreno actuante en la parte central del trasdós de un batache excavado de longitud 3, 6 y 9 m (Pavol Oblozinsky et al., 2001).....	71

Figura 2.41. Esquema de planta de generación de grietas en el trasdós de la pantalla (Tsai et al., 2000).....	72
Figura 2.42. Comparación de los desplazamientos previstos de una pantalla reforzada con columnas de jet grouting y los resultados obtenidos mediante la instrumentación de obra (Hsii-Sheng et al., 2003).....	75
Figura 3.1. Modelo de estudio 3.2.1.....	84
Figura 3.2. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.2.1.....	86
Figura 3.3. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.2.1.....	87
Figura 3.4. Modelo de estudio 3.2.2.....	88
Figura 3.5. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.2.2.....	89
Figura 3.6. Ley de momentos flectores, modelo de estudio 3.2.2.....	89
Figura 3.7. Modelo de estudio 3.2.3.....	90
Figura 3.8. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.2.3.....	93
Figura 3.9. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.2.3.....	93
Figura 3.10. Modelo de estudio 3.3.1.....	94
Figura 3.11. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.3.1.....	95
Figura 3.12. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.3.1.....	96
Figura 3.13. Modelo de estudio 3.3.2.....	96
Figura 3.14. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.3.2.....	97
Figura 3.15. Ley de momentos flectores, modelo de estudio 3.3.2.....	98
Figura 3.16. Modelo de estudio 3.3.3.....	99
Figura 3.17. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.3.3.....	100
Figura 3.18. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.3.3.....	100
Figura 3.19. Modelo de estudio 3.4.1.....	102
Figura 3.20. Ley de esfuerzos cortantes pantalla, modelo de estudio 3.4.1.....	103
Figura 3.21. Ley de momentos flectores pantalla, modelo de estudio 3.4.1.....	103
Figura 3.22. Modelo de estudio 3.4.2.....	104
Figura 3.23. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.4.2.....	105
Figura 3.24. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.4.2.....	105
Figura 3.25. Modelo de estudio 3.4.3.....	106
Figura 3.26. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.4.3.....	106
Figura 3.27. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.4.3.....	107
Figura 3.28. Modelo de estudio 3.5.1.....	108

Figura 3.29. Ley de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.5.1.....	108
Figura 3.30. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.5.1.....	109
Figura 3.31. Modelo de estudio 3.5.2.....	110
Figura 3.32. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.5.2.....	110
Figura 3.33. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.5.2.....	111
Figura 3.34. Modelo de estudio 3.5.3.....	112
Figura 3.35. Ley de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.5.3.....	112
Figura 3.36. Ley de momentos flectores, modelo de estudio 3.5.3.....	113
Figura 3.37. Modelo de estudio 3.6.1.....	114
Figura 3.38. Ley de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.6.1.....	115
Figura 3.39. Esfuerzos de momentos flectores, modelo de estudio 3.6.1.....	115
Figura 3.40. Modelo de estudio 3.6.2.....	116
Figura 3.41. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.6.2.....	117
Figura 3.42. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.6.2.....	118
Figura 3.43. Modelo de estudio 3.6.3.....	118
Figura 3.44. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.6.3.....	119
Figura 3.45. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.6.3.....	120
Figura 3.46. Modelo de estudio 3.7.1.....	121
Figura 3.47. Ley de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.7.1.....	121
Figura 3.48. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.7.1.....	122
Figura 3.49. Modelo de estudio 3.7.2.....	123
Figura 3.50. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.7.2.....	123
Figura 3.51. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.7.2.....	124
Figura 3.52. Modelo de estudio 3.7.3.....	125
Figura 3.53. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.7.3.....	125
Figura 3.54. Ley de momentos flectores, modelo de estudio 3.7.3.....	126
Figura 3.55. Modelo de estudio 3.8.1.....	128
Figura 3.56. Leyes de cortantes, tras colocación de 2ª fila de anclajes y vaciado de 6.5 m, modelo 3.8.1.....	128
Figura 3.57. Leyes de flectores, tras colocación de 2ª fila de anclajes y vaciado de 6.5 m, modelo 3.8.1.....	129
Figura 4.1. Malla adoptada para el modelo numérico de diferencias finitas en dos dimensiones y elementos de sostenimiento.....	134

Figura 4.2. Visión parcial de la malla adoptada para un modelo numérico en 3D de diferencias finitas y elementos de sostenimiento.....	134
Figura 4.3. Excavación del primer batache.	138
Figura 4.4. Anclaje del primer batache.....	138
Figura 4.5. Excavación del quinto batache.....	139
Figura 4.6. Comparación de momentos flectores obtenidos mediante RIDO y el modelo 2D de FLAC3D para pantallas continuas de espesor 0.60 m.....	142
Figura 4.7. Malla de la pantalla de pilotes.....	143
Figura 4.8. Comparación de momentos flectores obtenidos con RIDO y el modelo 2D de FLAC3D para pantallas de pilotes de diámetro 0.80 m.....	144
Figura 4.9. Comparación de momentos flectores de pantallas de pilotes y pantallas continuas calculados mediante RIDO y FLAC3D.	145
Figura 4.10. Momentos de inercia de pantallas de pilotes con espesor de forro 0.20-0.30 m y pantallas continuas de hormigón.	146
Figura 4.11 (a) a (d). Porcentaje de carga de anclaje 3D/2D para cada fila de anclaje en función de la distancia a la esquina, para distintos espesores de pantalla, en cada etapa constructiva.	149
Figura 4.12. Porcentaje de carga máxima de anclaje 3D/2D para la primera fila de anclajes, en función de la altura de excavación, para distintos espesores de pantalla.....	150
Figura 4.13. (a) a (c). Bloques diagramas de los modelos numéricos con distintas longitudes de semirrecinto (L) adoptadas, L=10, 25 y 50 m.	152
Figura 4.14. Porcentaje de carga de anclaje 3D/2D para la 1ª fila de anclaje en función de la distancia a la esquina, para distintas longitudes de pantalla en cada etapa constructiva. ...	153
Figura 4.15. Porcentaje de carga máxima de anclaje 3D/2D para la primera fila de anclajes, en función de la altura de excavación, para distintas longitudes de pantalla.	154
Figura 4.16. Porcentaje de carga 3D/2D en 1ª fila de anclaje, para distintos empotramientos (D), para las distintas alturas de excavación de cada fase constructiva.	155
Figura 4.17. Evolución de las cargas máximas de anclaje 3D/2D en 1ª fila de anclajes, en función de la profundidad de empotramiento (D) de la pantalla.....	156
Figura 4.18. Situación de la sección instrumentada, modelo bidimensional.	157
Figura 4.19. Ejemplo de malla de modelo numérico tridimensional utilizado y localización de las secciones instrumentadas en su interior.....	157
Figura 4.20. Relación de momentos flectores M_{3D}/M_{2D} , con la distancia a la esquina del semirrecinto, en terreno bueno.	159
Figura 4.21. Relación de momentos flectores M_{3D}/M_{2D} , con la distancia a la esquina del semirrecinto, terreno medio.	160

Figura 4.22. Relación de momentos flectores M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina del semirrecinto, terreno malo.	161
Figura 4.23. Evolución M_{3D}/M_{2D} con la rigidez relativa del sistema 3D de un semirrecinto de 100 m de longitud y pantalla de 0.60 m de espesor, para terrenos con densidades relativas extremas, sin cohesión y con una consistencia moderadamente firme.	164
Figura 4.24. Evolución M_{3D}/M_{2D} en las secciones instrumentadas a L, L/2 y L/6 de la esquina, en semirrecintos de longitudes 10, 20, 40 y 100 m para cohesiones entre 0-100 kPa.	166
Figura 4.25. Evolución M_{3D}/M_{2D} en las secciones situadas a L y L/6 de la esquina de semirrecintos de longitud L=10, 20, 40 y 100 m.	167
Figura 4.26. Evolución M_{3D}/M_{2D} , en L, 3L/6, 2L/6 y L/6, adimensionalizada con la distancia a la esquina, para semirrecintos de distintas longitudes y terrenos con distintas cohesiones.	167
Figura 4.27. Evolución continua M_{3D}/M_{2D} a lo largo de un semirrecinto de 100 m de longitud, con la rigidez relativa del sistema 3D, para terreno malo sin cohesión y para un terreno con 40 kPa de cohesión y pantallas de distinto espesor.	168
Figura 4.28. Evolución M_{3D}/M_{2D} con la rigidez "geométrica" para distintos espesores de muro y distintas longitudes de semirrecinto, en terreno malo sin cohesión.	170
Figura 4.29. Evolución M_{3D}/M_{2D} con la rigidez "geométrica" para distintos espesores de muro y distintas longitudes de semirrecinto, en terreno medio a bueno con 40 kPa de cohesión.	171
Figura 4.30. Relación entre los momentos flectores 3D/2D con la rigidez "geométrica" del semirrecinto, distintos espesores de muro, y diferentes longitudes de semirrecinto, en terrenos sin cohesión y con 40 kPa de cohesión.	173
Figura 4.31. Evolución de la relación M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para rigideces relativas del sistema 3D en terreno malo.	176
Figura 4.32. Evolución de la relación M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para rigideces relativas del sistema 3D en terreno medio.	177
Figura 4.33. Evolución de la relación M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para rigideces relativas del sistema 3D en terreno bueno.	178
Figura 4.34. Evolución de la relación M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para diferentes rigideces relativas del sistema 3D.	179
Figura 4.35. Evolución de la relación M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para diferentes rigideces relativas del sistema 3D, agrupando curvas similares.	180
Figura 4.36. Ábaco propuesto de evolución M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para diferentes rigideces relativas del sistema 3D.	181
Figura 4.37. Ábaco propuesto de evolución M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para todo el espectro de diferentes rigideces relativas del sistema 3D.	182

LISTADO DE TABLAS

Tabla 3.1. Modelos de un nivel de suelo, condiciones de contorno y propiedades geotécnicas	82
Tabla 3.2. Modelos de dos niveles de suelos, condiciones de contorno y propiedades geotécnicas.....	83
Tabla 3.3. Modelo de más de dos niveles de suelos, condiciones de contorno y propiedades geotécnicas.....	83
Tabla 3.4. Características estructurales de la pantalla modelizada con RIDO v.20.	84
Tabla 3.5. Características estructurales de los cables de pretensado modelizados con RIDO v.20.	84
Tabla 3.6. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.2.1.....	87
Tabla 3.7. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.2.1.	87
Tabla 3.8. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.2.2.....	90
Tabla 3.9. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.2.2.	90
Tabla 3.10. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.2.3.....	92
Tabla 3.11. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.2.3.	92
Tabla 3.12. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.3.1.....	95
Tabla 3.13. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.3.1.	95
Tabla 3.14. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.3.2.....	97
Tabla 3.15. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.3.2.	97
Tabla 3.16. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.3.3.....	99
Tabla 3.17. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.3.3.	99
Tabla 3.18. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.4.1.....	102
Tabla 3.19. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.4.1.	102
Tabla 3.20. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.4.2.....	104
Tabla 3.21. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.4.2.	105
Tabla 3.22. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.4.3.....	107
Tabla 3.23. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.4.3.	107
Tabla 3.24. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.5.1.....	109
Tabla 3.25. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.5.1.	109
Tabla 3.26. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.5.2.....	111
Tabla 3.27. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.5.2.	111
Tabla 3.28. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.5.3.....	113

Tabla 3.29. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.5.3.	113
Tabla 3.30. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.6.1.	116
Tabla 3.31. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.6.1.	116
Tabla 3.32. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.6.2.	117
Tabla 3.33. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.6.2.	117
Tabla 3.34. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.6.3.	119
Tabla 3.35. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.6.3.	119
Tabla 3.36. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.7.1.	122
Tabla 3.37. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.7.1.	122
Tabla 3.38. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.7.2.	124
Tabla 3.39. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.7.2.	124
Tabla 3.40. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.7.3.	126
Tabla 3.41. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.7.3.	126
Tabla 3.42. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.8.1.	129
Tabla 3.43. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.8.1.	129
Tabla 4.1. Parámetros geotécnicos considerados en los modelos numéricos de diferencias finitas y en RIDO (comparación RIDO vs FLAC3D).	136
Tabla 4.2. Propiedades geométricas de los cables de pretensado considerados en los modelos numéricos de diferencias finitas.	139
Tabla 4.3. Porcentaje de cargas de anclaje 3D/2D alcanzado en cada fila de anclaje a lo largo del proceso constructivo, para las distintas longitudes de semirrecinto.	154
Tabla 4.4. Parámetros geotécnicos considerados en los modelos numéricos de diferencias finitas para la comparación de flectores M_{3D}/M_{2D}	158
Tabla 4.5. Propiedades de los terrenos empleadas para el estudio de la influencia de la densidad relativa del suelo en el efecto tridimensional de la flexión.	164
Tabla 4.6. Parámetros geotécnicos considerados en los modelos numéricos de diferencias finitas para el estudio de la influencia de la cohesión en la evolución M_{3D}/M_{2D} por efecto de la esquina.	165
Tabla 4.7. Parámetros geotécnicos considerados en los modelos numéricos de diferencias finitas para el estudio de la influencia de la rigidez "geométrica" del semirrecinto en M_{3D}/M_{2D}	169
Tabla 4.8. Resultados de la rigidez relativa del sistema 3D, K_r , para los espesores de pantalla, longitudes de semirrecinto y tipo de terreno indicados.	175
Tabla 4.9. Resultados de la variación de carga de anclaje, más allá de la zona de influencia de la esquina, entre modelos 3D y 2D.	183

Tabla 4.10. Resultados de la relación M_{3D}/M_{2D} en distintos terrenos a una distancia aproximada de L y L/6 de la esquina. 185

Tabla 4.11. Resultados de la variación de M_{3D}/M_{2D} en los extremos de los semirrecintos, entre pantallas de distinto espesor. 185

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. INTRODUCCIÓN

La realidad que nos rodea es tridimensional. Cualquier intento de aproximarse de forma rigurosa y analítica al conocimiento de los fenómenos que gobiernan la naturaleza, pasa por la resolución de modelos numéricos mediante diferencias finitas o elementos finitos. Éstos permiten obtener soluciones precisas a problemas complejos en los que intervienen una gran cantidad de variables, ponderar el valor que tiene cada variable y su variación a lo largo de cualquiera de las tres direcciones del espacio e incluso del tiempo.

El recurso a esta metodología de resolución de problemas en ingeniería, desemboca inevitablemente en un dimensionamiento optimizado de las obras y evita los sobredimensionamientos que suelen proceder o del grado de incertidumbre de los parámetros de partida o de la desconfianza de los resultados excesivamente conservadores alcanzados mediante el uso de los métodos analíticos que asumen grandes simplificaciones.

1.2. ANTECEDENTES

Desde principios del siglo XX un gran número de autores ha estudiado el cálculo y dimensionamiento de pantallas. Sin embargo también desde esa época los investigadores fueron conscientes de las grandes simplificaciones que suponían los métodos de cálculo que proponían.

El estado del conocimiento vigente, la práctica profesional y la normativa española remarcan la gran utilidad de los métodos de cálculo de equilibrio límite para pantallas con un único apoyo, y de los métodos tensión-deformación para pantallas con más de un punto de sujeción. Estos métodos pueden tener en su base el modelo de muelles de Winkler o bien utilizar los modelos numéricos de elementos finitos o de diferencias finitas, que son los que mejor reproducen la interacción pantalla-terreno.

En la práctica profesional con frecuencia se usan unos u otros sin llegar a ponderar la realidad tridimensional que suele gobernar los problemas en este tipo de estructuras. Los motivos de esta praxis son múltiples, desde económicos y temporales, hasta la imposibilidad de calibrar los modelos numéricos.

Con los medios que en la actualidad ofrecen los avances informáticos, casi es posible cualquier modelización de la interacción estructura-terreno. No aprovechar estas ventajas tan claras en el proceso de dimensionamiento resultaría una omisión grave e incurrir en un gasto innecesario en la ejecución de las obras.

Por otro lado la calibración de modelos numéricos por medio de la instrumentación específica de obra, conlleva un tiempo que con frecuencia no se tiene, cuando no la instrumentación colocada resulta insuficiente o es inexistente.

La realización de modelos numéricos en dos dimensiones no es una tarea que requiera demasiado tiempo y sobretodo conlleva un tiempo de cálculo completamente asumible para el día a día de las oficinas técnicas, gracias a las elevadas velocidades de procesamiento de datos que soportan los procesadores actuales.

El equilibrio entre el tiempo necesario para realizar un modelo, el tiempo de cálculo para su resolución, el precio con el que se paguen estos trabajos y la importancia de la obra de estudio, hacen que sea el análisis prudente en cada caso el que permita discriminar la conveniencia de hacer modelos numéricos 3D.

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA E INTERÉS DEL ESTUDIO

Para los recintos apantallados la idealización de su geometría como un problema plano, de ancho unitario, queda muy del lado de la seguridad al no tener en cuenta tanto la reducción de momentos flectores y de las fuerzas en los puntales o en los anclajes que se producen en las proximidades de las esquinas.

El problema que se plantea resolver en este trabajo es cuantificar la influencia que tiene el efecto tridimensional que supone la esquina de un recinto apantallado en los momentos flectores, que son los esfuerzos que gobiernan el dimensionamiento de las pantallas.

Se juzga que el estudio puede presentar interés al permitir establecer una previsión de la reducción de los esfuerzos flectores en las pantallas si se mantiene la praxis de realizar el dimensionamiento de recintos apantallados mediante modelos numéricos bidimensionales o mediante modelos tipo Winkler.

El resultado permitiría cuantificar la reducción de forma práctica y eficaz, y evitaría la elaboración de modelos numéricos 3D, con el consiguiente ahorro de horas de trabajo y de tiempo de cálculo. Para ello se busca una variable que permita sistematizar la previsión de la reducción de momentos flectores en cualquier zona del semirrecinto apantallado.

1.4. ALCANCE Y OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

El estudio se centra en las pantallas continuas y pantallas de pilotes de hormigón que permitan la excavación de recintos en los que existan esquinas perpendiculares entre

sí. El estudio se realiza para recintos cuadrados simétricos pero sus resultados son aplicables a recintos rectangulares.

Uno de sus objetivos es sintetizar el estado del conocimiento sobre el dimensionamiento de este tipo de estructuras; el orden de la exposición ha sido el cronológico. Ante la numerosa bibliografía hallada, se intercalan epígrafes de síntesis de los principales modelos de cálculo. Para todo ello se ha recurrido a bibliografía clásica de Geotecnia y Estructuras, así como a artículos de revistas especializadas de ingeniería civil que abordasen el problema de la interacción estructura-terreno para pantallas.

Otro de los objetivos ha sido cuantificar la reducción de esfuerzos cortantes y momentos flectores que se produce entre los modelos hookeanos y los de equilibrio límite, variando las diferentes condiciones de contorno del problema, para unas acciones tipo, en unos suelos tipo, que han intentado ser representativos de un amplio espectro de situaciones.

También proceder a la modelización numérica (utilizando esquemas explícitos en diferencias finitas) en dos dimensiones y cuantificar las diferencias en la flexión con los métodos hookeanos.

Finalmente se pretende cuantificar la reducción de momentos flectores por influencia de la esquina en los recintos apantallados, para cualquier terreno, espesor de muro y longitud de recinto. Para ello se comparan modelos numéricos en diferencias finitas en dos y tres dimensiones para cuantificar tanto la reducción de los momentos flectores que se produce, como la reducción de la fuerza de los anclajes, analizando la influencia que tienen distintas variables como el espesor y el empotramiento de la pantalla, la distancia a la esquina, la densidad relativa del terreno o su cohesión.

Como consecuencia de todos los resultados obtenidos, se deducen las reducciones fundamentalmente en el momento flector que se producen entre los métodos hookeanos y los de equilibrio límite, entre los modelos en diferencias finitas en 2D y los modelos Winkler y entre los modelos en diferencias finitas en 2D y los modelos en diferencias finitas en 3D. Conociendo dichas reducciones, se pueden deducir órdenes de magnitud o criterios de utilización de los diferentes métodos de cálculo para el diseño de pantallas, según sea el grado de precisión que se requiera, o las limitaciones que se puedan asumir en el dimensionamiento de cada trabajo.

1.5. METODOLOGÍA DE TRABAJO

Mediante búsqueda bibliográfica, en este trabajo se realiza una descripción de las principales formas de modelizar el cálculo de pantallas continuas de hormigón y

pantallas de pilotes, exponiendo su fundamento físico y matemático, mediante métodos de equilibrio límite, modelos Winkler, y modelos numéricos en diferencias finitas en dos dimensiones y en tres dimensiones. Para ello se realiza un recorrido histórico con el objeto de poner de manifiesto las distintas necesidades a las que fueron haciendo frente los distintos investigadores, dejando de este modo patentes los avances y limitaciones de cada uno de los nuevos métodos que se han ido proponiendo a lo largo de los años.

Una vez propuesto el estado del arte del cálculo de este tipo de estructuras, se realiza un trabajo de comparación entre métodos de cálculo analítico por equilibrio límite (en voladizo y con base libre) y métodos tensión-deformación resueltos mediante el programa de elementos finitos RIDO v.20; se comparan 19 casos diferentes. Para ello se comparan modelos del terreno idénticos, en los que se procede a la variación progresiva de las distintas condiciones de contorno; se concluye con la cuantificación del porcentaje de esfuerzos máximos (cortante y flector) que desarrolla RIDO respecto a los métodos de equilibrio límite, como consecuencia de la deformabilidad de la pantalla que permite que no se alcancen siempre los estados de plastificación del terreno.

Seguidamente se comparan los momentos flectores obtenidos mediante RIDO, con los que se obtienen con modelos bidimensionales de diferencias finitas resueltos a partir de su elaboración con FLAC3D v.03 (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*), tanto para pantallas continuas como para pantallas de pilotes. Los resultados dependen de la discretización y del error admitido en el cálculo que se imponga a los modelos.

Calibrados los modelos numéricos bidimensionales con los modelos hookeanos y teniendo en cuenta el tiempo de cálculo, finalmente se abordan los modelos numéricos 3D. Dado el marcado carácter tridimensional que suelen presentar los recintos apantallados se comparan los modelos numéricos bidimensionales y tridimensionales en el cálculo del momento flector, con el objeto de intentar cuantificar la influencia de la esquina en el cálculo 3D de estas estructuras. De esta forma se pretende cuantificar la reducción del momento flector a que estaría sujeta una pantalla en cualquier sección de un recinto apantallado, en función del momento flector obtenido mediante modelos numéricos 2D. Para ello se define una nueva variable, la rigidez relativa del recinto 3D.

Todas las sucesivas comparaciones mencionadas más arriba, permiten ver cuán del lado de la seguridad se queda el diseño según se emplee un análisis en dos o en tres dimensiones, y según la metodología de cálculo que se utilice. Dichas comparaciones permitirán tener una idea del grado de certidumbre con el que se está realizando el dimensionamiento del recinto apantallado.

2. ESTADO DEL ARTE SOBRE CÁLCULO DE PANTALLAS

2.1. INTRODUCCIÓN A LAS ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN FLEXIBLES

Desde tiempos muy remotos se levantaron pantallas de tablestacas como trabajos previos a la contención de infraestructuras de edificación y a las obras públicas e hidráulicas.

Concretamente se tiene constancia de que las primeras estructuras flexibles fueron las tablestacas de madera, cuya fecha de origen es difícil de concretar pero que como mínimo se remonta a varios siglos atrás. Producto de las desventajas que presentaba, como material de construcción, la madera (baja resistencia, alta deformabilidad, dimensiones limitadas a las piezas, problemas frente a la acción del agua en caso de no encontrarse sumergida de forma permanente, la acción de los agentes biológicos que la deterioran haciendo disminuir sus características mecánicas, etc), se introdujeron las tablestacas de hormigón armado, que presentaban mayores ventajas comparativas con las tablestacas de madera, entre las que cabe citar la posibilidad de construir elementos prefabricados, con todas las ventajas que conlleva cualquier proceso de prefabricación. Dado que raramente se podían recuperar y por lo tanto debían formar parte de la obra definitiva, surgió la idea de las tablestacas de acero. Estas últimas presentaban ventajas en cuanto a su bajo peso, mayor resistencia a flexión y mayor velocidad de colocación, pero a la vez mostraban un inconveniente nada despreciable que era la oxidación que sufrían en caso de formar parte de una obra definitiva y de estar en contacto con el agua, además de no poderse hincar en materiales resistentes.

Aunque las primeras pantallas de pilotes secantes o tangentes se datan en el año 1934, no fue hasta principios de los años 50 del siglo XX, por parte de Veder y Marconi en Italia, cuando, tanto para optimizar las soluciones a los problemas de aunar cimentación y contención de tierras en edificios con sótanos, para aprovechar mejor los espacios urbanos y evitar los problemas que planteaban las excavaciones profundas cercanas a las estructuras existentes, como ante problemas que generaba un nivel freático muy próximo a la superficie del terreno, se empezaron a desarrollar las técnicas de los muros pantalla.

Sin embargo, ha sido en el último tercio de dicho siglo XX cuando, gracias a la aplicación de los lodos tixotrópicos, y a los equipos de excavación mecánico-hidráulicos, ha sido posible la construcción de sótanos, de aparcamientos, de pasos inferiores, bajo edificios y calles mediante la técnica de los muros pantalla.

El muro pantalla o pantalla se ha ido consolidando con el paso de los años hasta la actualidad como una estructura que soluciona los problemas de excavación y

contención de tierras, sobretodo cuando existe dificultad en la estabilidad de la excavación y preocupa la seguridad de los edificios colindantes.

Antes de continuar cabe puntualizar el concepto de estructura rígida y flexible que se va a manejar en este capítulo. Se considera que cuando las estructuras no cambian de forma bajo la acción de los empujes del terreno, es decir cuando no aparezcan deformaciones apreciables de flexión o acortamiento, se trata de estructuras rígidas. No resultan así las pantallas, pues su principal cualidad es la de ser una estructura de contención flexible, es decir en ella las deformaciones cambian la distribución y magnitud de los empujes, influyendo notablemente en las resistencias y acciones entre el suelo retenido y la estructura resistente.

No obstante, aunque las pantallas permiten la ejecución de grandes excavaciones en vertical, conllevan en su proceso constructivo problemas geotécnicos implícitos. Dichos problemas resultan asumibles si se controlan mediante un buen proceso de cálculo. Así por ejemplo aunque se empleen lodos tixotrópicos durante el proceso constructivo, no puede evitarse una cierta descompresión horizontal del terreno que se traduce en asentamientos verticales en el trasdós, que pueden no ser admisibles en el caso de que haya edificaciones próximas o medianeras en mal estado.

En el caso de pantallas de pilotes, si no se pueden acodalar hay que anclarlas, lo cual puede ser problemático si los anclajes se meten debajo de las edificaciones vecinas, dado que en la parte posterior de un bulbo de anclaje se crea una zona de descompresión que se traducirá, si el anclaje no es suficientemente profundo, en movimientos en superficie que pueden dañar las edificaciones.

Finalmente remarcar que las pantallas pueden trabajar simultáneamente como elementos estructurales de contención flexible y como un tipo de cimentación profunda.

2.2. PANTALLAS Y MUROS CONVENCIONALES

2.2.1. Definición

El caso más frecuente de pantalla, es el de un muro hormigonado en el interior de una zanja profunda, sin necesidad de encofrado ni de entibación, ya que las paredes se autosostienen en terrenos cohesivos y con lodos bentoníticos en la mayor parte de los restantes. Se construyen en forma de paneles discontinuos directamente en el terreno desde su superficie, generando, al final del proceso constructivo, elementos verticales de hormigón armado de sección rectangular (en el caso de pantallas continuas de hormigón), que presentan una continuidad funcional a lo largo de su traza. Es un sistema continuo, interrumpido sólo por las juntas entre paneles, a la

vez que un sistema resistente, estanco y de ejecución poco ruidosa. La descompresión del terreno es mínima al no existir la necesidad de una excavación y relleno trasdosado al muro. La técnica de las pantallas permite construir recintos circulares pudiendo ser ejecutados en cualquier tipo de terreno. Así pues es la solución previa al vaciado de solares con terreno de pobre condición geotécnica, en presencia de niveles freáticos o si existe peligro de hundimientos en las calles y en las edificaciones colindantes.

El Código Técnico de Edificación (en adelante CTE) define y determina las funciones de la pantalla de forma extensa y completa como "*aquellos elementos de contención de tierras que se emplean para realizar excavaciones verticales en aquellos casos en que el terreno, o las estructuras cimentadas en las inmediaciones de la excavación, no serían estables sin sujeción, o bien, se trata de eliminar posibles filtraciones de agua a través de los taludes de excavación y eliminar o reducir a límites admisibles las posibles filtraciones a través del fondo de la misma, o asegurar la estabilidad de éste frente a fenómenos de sifonamiento*".

2.2.2. Servicio

De esta definición se extraen las distintas funciones de las pantallas que se detallan a continuación:

- ◆ Aprovechamiento de los solares en profundidad.
- ◆ Contención de tierras, limitando movimientos y consecuentemente reduciendo riesgos en los edificios adyacentes.
- ◆ Impermeabilización de estructuras sometidas a carga hidráulica.
- ◆ Cimentación de los pilares perimetrales, cuando su espesor e inercia lo permitan.

Cuando en las obras subterráneas no sea posible la ejecución tradicional de muros de contención o de sótano, las pantallas resultarán útiles para construir:

- ◆ Sótanos en obras de edificación.
- ◆ Galerías y túneles en obras urbanas.
- ◆ Muros de contención y pasos inferiores en las obras públicas.
- ◆ Diques y ataguías en obras hidráulicas.
- ◆ Muelles y diques secos en obras portuarias.

Para el caso de pantallas continuas de hormigón, dada la gran capacidad de carga y la posibilidad de conformar secciones de la geometría y la inercia deseada, los elementos de la pantalla pueden trabajar también como cimentaciones profundas.

Desde el punto de vista estructural, la pantalla cumple un trabajo de contención de tierras y de impermeabilización. Sin embargo si la excavación se realiza por debajo del nivel freático, habrá que prever una impermeabilización suplementaria al propio hormigón, o un sistema de cámara bufa que recoja pequeñas filtraciones como señalan los Pliegos de Condiciones de muchos ayuntamientos.

2.2.3. Distinción respecto a los muros convencionales y entibaciones

Las principales diferencias entre las pantallas por un lado y, los muros de contención y las entibaciones por otro, son:

- ◆ Se ejecutan antes que la excavación.
- ◆ Suelen alcanzar una profundidad superior a la de la excavación, en magnitud comparable a ésta.
- ◆ El empotramiento de la pantalla en el terreno por debajo del fondo de la excavación es, en general, indispensable para su estabilidad, constituyendo en ocasiones el único elemento que la proporciona y siendo el peso propio de la pantalla un factor de influencia muy escasa o nula.
- ◆ Son estructuras flexibles, es decir resisten los empujes del suelo deformándose.

2.3. PANTALLAS CONTINUAS Y PANTALLAS DE PILOTES

2.3.1. Pantallas continuas de hormigón

Las pantallas continuas de hormigón son paredes verticales construidas mediante la perforación de zanjas alargadas y profundas que se mantienen abiertas, con ayuda o sin ayuda de lodos bentoníticos, hasta el relleno posterior de hormigón (previa colocación de la armadura) en tramos determinados, formando una estructura resistente e impermeable.

Sus funciones se pueden sintetizar en:

- ◆ Resistir empujes del terreno.
- ◆ Reducir las deformaciones del entorno a los límites admisibles.
- ◆ Impedir el paso de agua a través de la misma.

- ◆ Transmitir y soportar cargas estructurales.

2.3.2. Pantallas de pilotes

Las pantallas de pilotes son elementos estructurales flexibles utilizados para la contención de terrenos. La técnica de ejecución consiste en colocar pilotes generalmente perforados y muy próximos, de forma que entre pilotes consecutivos se forme en el trasdós un arco de descarga. En general esta técnica está proliferando en los últimos años, dado el ahorro en el tiempo de ejecución de la pantalla que se traduce en una reducción del coste. Además de las razones expuestas, existe un condicionante geométrico que es el espacio, factor con el que se debe contar en la construcción de sótanos en solares pequeños de ciudades. Otro condicionante que salvan este tipo de pantallas es la existencia de terrenos heterogéneos con oquedades, cuevas, galerías, cimentaciones antiguas, etc.

2.4. CRITERIOS DE ROTURA DEL TERRENO PARA PANTALLAS

2.4.1. Criterio de rotura de Coulomb

La resistencia al corte de un suelo depende de su naturaleza, tanto de su estructura mineralógica (estructura microscópica) como de la estructura de su fábrica interna (estructura macroscópica), de su nivel de deformaciones y, sobretodo, de su estado tensional.

En 1776, Coulomb propuso un criterio de rotura de suelos aplicando al terreno las leyes de rozamiento entre cuerpos, concretamente atribuyó al rozamiento entre las partículas que componen un suelo la resistencia al corte del mismo.

Admitió que los suelos rompen por esfuerzo cortante a lo largo de planos de deslizamiento y que en algunos tipos de suelos, únicamente el mecanismo de rozamiento interno rige su resistencia al esfuerzo cortante. Así, la resistencia al corte en suelos no cohesivos viene dada por $\tau = \sigma \cdot \text{tg} \phi$, siendo ϕ el ángulo de rozamiento interno de las partículas que depende del material que componga el suelo, y σ la tensión normal a la que está sometido dicho suelo.

Sin embargo en las arcillas el término de la cohesión era una fuente importante de resistencia al corte y parecía independiente de cualquier presión normal exterior que actuara sobre ella. En estos materiales la resistencia al corte venía dada directamente por $\tau = c$.

Por tanto el criterio de rotura de Coulomb establece que la resistencia al corte de un suelo genérico viene dada por la expresión:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (2.1)$$

Esta expresión no produjo buenos resultados para el diseño de estructuras en el terreno. El motivo se hizo evidente cuando Terzaghi publicó el principio de esfuerzos efectivos del terreno. Terzaghi demostró que dado que el agua no puede absorber esfuerzos cortantes importantes, la resistencia al corte de un suelo debía ser el resultado sólo de la resistencia al rozamiento que se produce en los puntos de contacto entre las partículas del terreno. Por tanto para un suelo saturado, el criterio de rotura de Coulomb adaptaría la siguiente expresión:

$$\tau = c' + (\sigma_n - \mu) \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (2.2)$$

Donde,

τ , resistencia al esfuerzo cortante del terreno a favor de un determinado plano

σ_n , tensión normal total actuando sobre el mismo plano

μ , presión intersticial o presión de poro

c' , cohesión efectiva

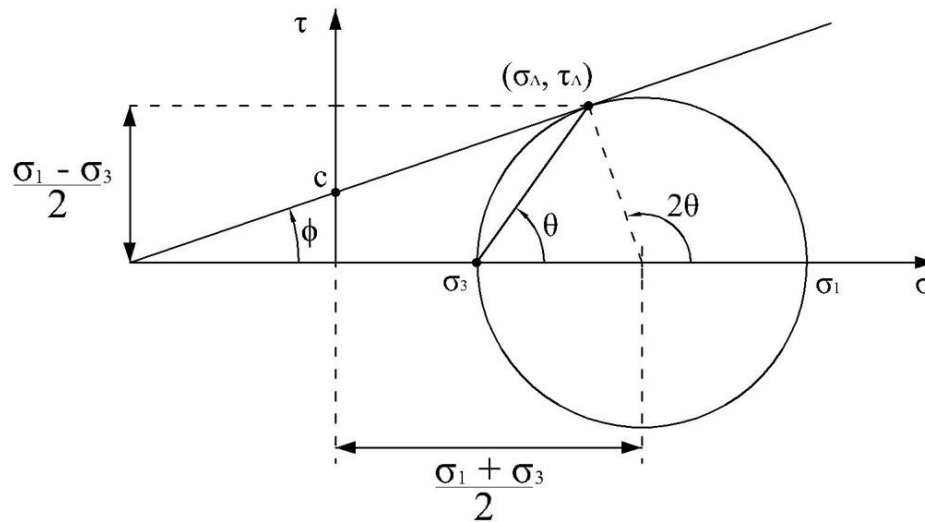
ϕ' , ángulo de rozamiento interno efectivo

2.4.2. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb

Mohr eliminó la hipótesis de la variación lineal entre los esfuerzos normal y tangencial límites en el plano de rotura. Para Mohr dicha variación podía representarse mediante una curva (envolvente) que explicaría de forma aceptable el comportamiento de materiales frágiles como rocas, suelos y hormigón.

Propuso que si se conocen las tensiones principales y sus direcciones, siempre es posible determinar la tensión normal y tangencial en cualquier otra dirección.

Al relacionar $\sigma - \tau$ y dibujar en una misma gráfica la recta de Coulomb y el círculo de Mohr, (ver Figura 2.1.) se puede establecer analíticamente una relación (ecuación 2.3). Cuantificando proporciones geométricas y operando con la tensión principal mayor (σ_1) y la tensión principal menor (σ_3) se obtiene la ecuación de Mohr-Coulomb.



$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.3)$$

Figura 2.1. Criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

2.5. TEORÍAS DE EMPUJE

La construcción de muros pantalla en zonas donde existan estructuras adyacentes, aumenta los movimientos horizontales de la pantalla que deben limitarse. Por ello, es importante no permitir que el terreno desarrolle en su totalidad su capacidad resistente.

Existen distintas teorías para calcular el valor de los empujes que actúan sobre una estructura enterrada. Las de uso más generalizado son las de Coulomb y Rankine. Aunque la teoría de Coulomb fue propuesta en 1776, no se ha seguido el orden cronológico en este epígrafe para, una vez expuesta la teoría de Rankine (1857), poder sintetizar brevemente la teoría de Coulomb.

2.5.1. Teoría de Rankine: empuje activo, pasivo y en reposo

Se desarrolla en 1857, se basa en el equilibrio plástico, es decir considera que cada partícula de la masa de suelo está a punto de fallar. Como hipótesis desprecia el rozamiento terreno-estructura, considera el trasdós horizontal y el muro vertical.

2.5.1.1. Empuje en reposo

Cuando en el terreno no se ha introducido ningún elemento que modifique su estado tensional, se considera que la masa de suelo se encuentra en reposo. De este modo los esfuerzos en el elemento del suelo a una profundidad z , deformarán

verticalmente el terreno por efecto del peso propio, pero no podrán expandir lateralmente el terreno dado que éste se encuentra confinado bajo las mismas condiciones de carga. Esta condición se refiere al equilibrio elástico y los esfuerzos en la dirección horizontal se pueden obtener de la relación esfuerzo-deformación del suelo.

El esfuerzo horizontal efectivo a una profundidad z es función de la tensión vertical efectiva y se expresa como $\sigma'_{0,h} = K_0 \cdot \sigma'_v$. Integrando respecto a la profundidad la expresión anterior, para terrenos puramente granulares y sin sobrecarga en superficie, se obtiene el empuje ejercido por el suelo en reposo (E_0):

$$E_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_0 \quad (2.4)$$

El coeficiente de empuje en reposo (k_0) en materiales normalmente consolidados es menor que 1, pero en suelos sobreconsolidados puede llegar a ser 2 o incluso superior, dado que k_0 depende de la historia geológica del material (Rodríguez Ortiz, 2000).

De la Fuente (2006) en las VI Jornadas sobre sistemas de sostenimiento, defendió que para el empuje en reposo de suelos granulares y cohesivos normalmente consolidados, es frecuente utilizar la expresión $K_0 = 1 - \text{sen}\phi$, que proporciona valores de 0.35-0.50 en arenas, según sea su compacidad y 0.5-0.7 en suelos arcillosos. En arenas compactas, k_0 se sitúa entre 1.0-1.5 y en suelos arcillosos compactos entre 1.0-2.0. En suelos preconsolidados su determinación es difícil, alcanzando valores que pueden superar ampliamente la unidad.

2.5.1.2. Empuje activo

Si desde el estado en reposo se introduce una pantalla en el terreno y a continuación se ejecuta una excavación en su intradós, la estructura comenzará a alejarse del suelo permitiendo que el suelo se expanda lateralmente. El esfuerzo vertical permanece constante y el horizontal se reduce. Inicialmente esta reducción es elástica y proporcional a la deformación, pero a medida que la diferencia entre los esfuerzos principales mayor y menor aumenta, producto de la reducción del esfuerzo horizontal, el diámetro del círculo de Mohr aumenta hasta alcanzar la curva de rotura. En ese momento la pantalla ha alcanzado un estado permanente conocido como estado activo.

El factor que relaciona los esfuerzos horizontal y vertical en este estado, se llama coeficiente de empuje horizontal activo y según Rankine vale:

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi} \quad (2.5)$$

Si se representa τ - σ , se obtienen dos rectas de deslizamiento que forman un ángulo de $\pm\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$ con la horizontal.

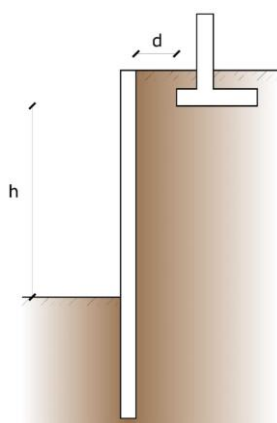
El esfuerzo horizontal efectivo a una profundidad z está dado por $\sigma'_{a,h} = k_a \cdot \sigma'_v$. Integrando la expresión anterior, respecto a la profundidad, para terrenos granulares y sin sobrecarga en superficie, se obtiene el empuje ejercido por el suelo en estado activo (E_a) cuyo valor es:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_a \quad (2.6)$$

En caso de existir cohesión en el interior del terreno ésta disminuye el empuje activo, mientras que una sobrecarga externa (q_{ext}) en el trasdós de la pantalla lo aumenta. Teniendo en cuenta ambas condiciones, el empuje activo se rige, de forma general, por la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_a} + q_{ext} \cdot k_a \quad (2.7)$$

En caso de existir edificaciones próximas a la coronación de la pantalla y cuyos cimientos se encuentren a poca profundidad, se recomienda diseñar el muro pantalla por procedimientos de equilibrio límite con los coeficientes de empuje que se indican en la misma Figura 2.2 (García de la Oliva, 2002).



Relación d/h	Coefficiente de empuje horizontal, k, recomendado
$d \leq 0.5 \cdot h$	k_0
$0.5 \cdot h < d \leq h$	$0.5 \cdot (k_0 + k_a)$

Figura 2.2. Esquema de cimiento próximo a coronación de pantalla y coeficiente de empuje recomendado.

2.5.1.3. Empuje pasivo

En este caso la pantalla es empujada hacia la masa de suelo, por tanto el círculo de Mohr aumentará su diámetro hacia la derecha del esfuerzo vertical σ_v , tal que éste pasará a ser el esfuerzo vertical menor. El empuje máximo contra el muro se produce cuando se alcanza la rotura por corte, situación que se denomina estado pasivo. El factor que relaciona los esfuerzos horizontal y vertical en este estado, se llama coeficiente de empuje horizontal pasivo y, según Rankine, se define como:

$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} \quad (2.8)$$

Si se representa τ - σ , se obtienen dos rectas de deslizamiento que forman un ángulo de $\pm\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$ con la horizontal.

En caso de existir cohesión en el interior del terreno y sobrecarga externa (q_{ext}), el empuje pasivo se incrementa tomando el siguiente valor:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k_p + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_p} + q_{ext} \cdot k_p \quad (2.9)$$

2.5.2. Teoría de Coulomb

Propuesta en 1776 y siguiendo la nomenclatura de la figura 2.4, tenía en cuenta el rozamiento estructura-terreno (δ), consideraba además una superficie de deslizamiento plana y se podía aplicar a muros de contención con cualquier inclinación en su trasdós, es decir no sólo paramentos verticales (α) y también con inclinación de tierras (β) en el trasdós. Coulomb limitó la aplicación para el caso de presión de tierras activo a una superficie de rotura plana. Esta hipótesis fue aceptada para presiones activas de tierras, pero para el caso de presión pasiva del terreno era cuestionable.

Se han propuesto muchas formas de rotura como forma de modelar la superficie de rotura que proporcione la mínima resistencia pasiva que se obtiene con una superficie plana (arcos de circunferencia, espirales logarítmicas, superficies planas y combinaciones entre ellas). El método desarrollado por Ohde (1938), que combina una superficie de rotura plana con una de espiral logarítmica, es considerado por la bibliografía técnica como de el más aceptado de todos los propuestos (ver figura 2.3).

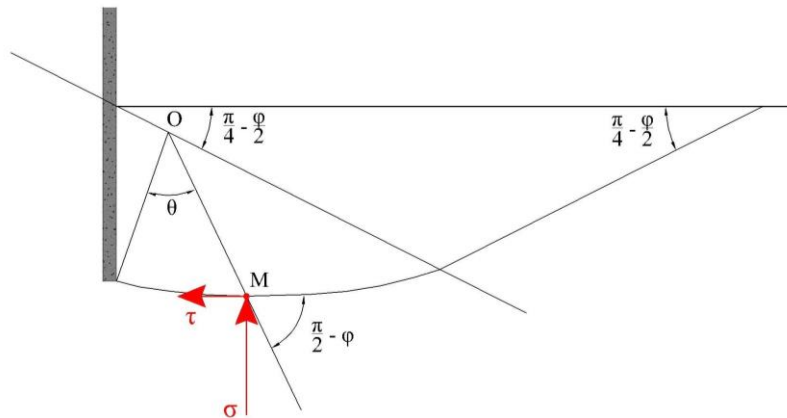


Figura 2.3. Modelo superficie de rotura, caso pasivo: espiral logarítmica y superficie plana.

Siguiendo la nomenclatura gráfica de la Figura 2.4, el coeficiente de empuje horizontal activo viene dado, según Coulomb, por la siguiente expresión:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.10)$$

Del mismo modo el coeficiente de empuje horizontal pasivo:

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \varphi)}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.11)$$

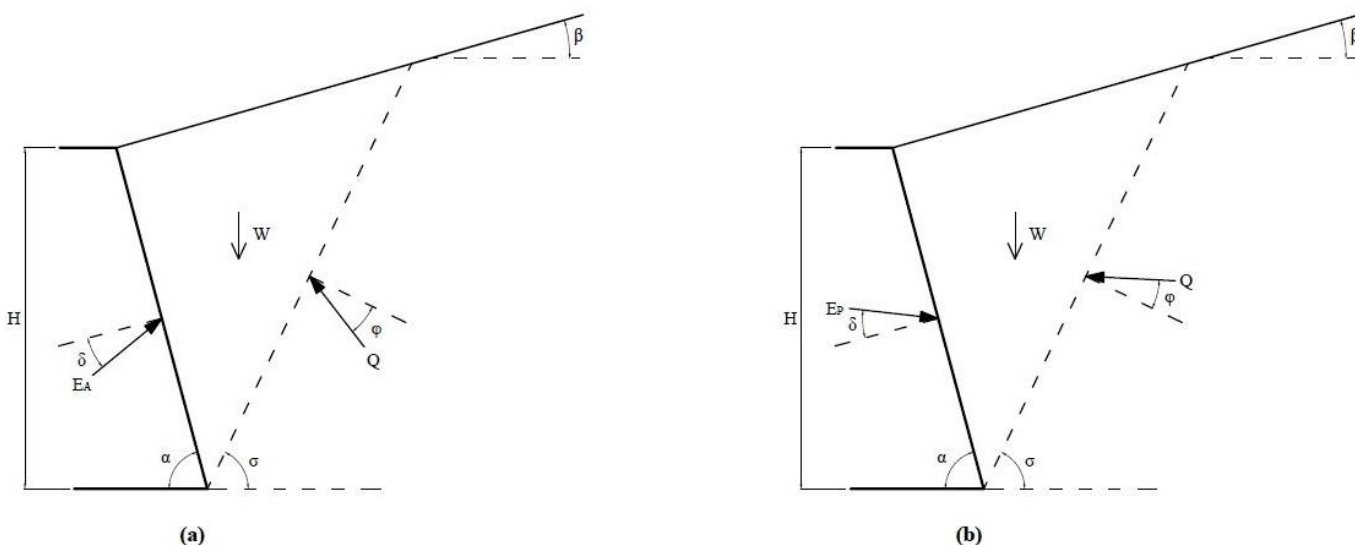


Figura 2.4. Ángulos que intervienen en el cálculo de empujes sobre muros en la teoría de Coulomb.

Sea cual sea la teoría de empujes que se emplee en el cálculo del empuje pasivo, es de práctica habitual aplicar un factor de seguridad al coeficiente de empuje horizontal, entre 1.5-2.0 o bien dividir la cohesión y la tangente del ángulo de rozamiento interno del suelo por un adecuado coeficiente de seguridad. Algunos autores recomiendan no utilizar dicha minoración del empuje pasivo al emplear la teoría de Rankine, debido a que es demasiado conservadora (Calavera, 2001).

Otros autores recomiendan considerar los valores de k_a y k_p como función de la oblicuidad δ de los esfuerzos sobre la pantalla. De este modo habría que considerar para el empuje activo $\delta = +\phi$ y para el empuje pasivo $\delta = -\phi$. Pero también sugieren considerar $\delta = 0$ en el caso pasivo, quedándose de este modo del lado de la seguridad, o bien $\delta = -0.7\cdot\phi$

Ante la incertidumbre de conocer el valor de δ , se suele trabajar con $\delta=0$, ello implica que los movimientos necesarios para alcanzar el equilibrio plástico son más limitados, quedándose el cálculo del lado de la seguridad.

2.6. GENERALIDADES SOBRE EL CÁLCULO DE PANTALLAS

Ya se ha dicho que las pantallas trabajan fundamentalmente a flexión. Sobre esta idea hay que añadir que el peso propio de la pantalla suele ser un factor de influencia muy escasa o nula en el proceso de cálculo. Sin embargo son por un lado la longitud a introducir por debajo de la excavación (denominada empotramiento) y por otro lado el apoyo mediante anclajes o puntales, unas de las principales variables para el cálculo del equilibrio total de la pantalla.

El empotramiento tiene en principio una longitud tal que la reacción o empuje pasivo del terreno en el intradós sea grande, al menos comparable al empuje activo que recibe en el trasdós. Si la longitud de empotramiento es tal que el conjunto suelo-pantalla está en equilibrio (con seguridad) la pantalla podrá quedar en voladizo. Esto es bastante difícil lograrlo con excavaciones de más de 5-6 metros y espesores de pantalla y empotramientos lógicos, debiendo recurrirse entonces a apoyarla.

El apoyo de una pantalla puede lograrse de varias formas. Normalmente se recurre a anclajes activos (cables postesados anclados al terreno y a la estructura) o pasivos metálicos (habitualmente vigas o celosías metálicas); en cualquiera de los casos, éstos elementos se distribuyen en una o varias filas de la altura libre de la pantalla. Estos anclajes van a producir la reacción necesaria para poder soportar el empuje activo del trasdós. Los anclajes además dan estabilidad a la pantalla permitiendo controlar sus deformaciones; también al limitar la flexión de la pantalla, hacen que el canto o espesor de la misma sea menor y en consecuencia su coste de ejecución material.

También existen otros procedimientos de sujeción o apoyo de las pantallas entre los que cabe destacar:

- ◆ apuntalamiento al fondo de la excavación,
- ◆ apuntalamiento recíproco contra otras pantallas próximas, que limitan la excavación, bien sean en paralelo o en ángulo,
- ◆ mediante forjado de la propia edificación, que refieren los empujes horizontales a pantallas opuestas o a los pilares en que se apoyan,
- ◆ mediante anclajes a otras estructuras de contención paralelas, como pantallas, muros, macizos de hormigón, mampostería, etc,
- ◆ combinaciones de los anteriores dentro de una misma obra.

2.6.1. Comprobaciones en el cálculo de pantallas continuas y de pilotes

Cuando se proyecta una pantalla deben realizarse una serie de comprobaciones en la situación pésima para cada una de las fases del proceso constructivo. Sólo cuando la comprobación en una determinada fase implique necesariamente el cumplimiento de otras con un mayor grado de seguridad, podrá prescindirse de las comprobaciones correspondientes a éstas.

Las comprobaciones de cada fase deben comprender al menos la verificación de los siguientes ELU (estados límite últimos) (Uriel, 1996):

- ◆ Geotécnicos:
 - ◆ Estabilidad general, ante un posible deslizamiento profundo.
 - ◆ Estabilidad del fondo de la excavación ante posibles fenómenos de sifonamiento, subpresión o erosión interna.
 - ◆ Estabilidad de las zanjas.
 - ◆ Rotura de la pantalla por hundimiento.
 - ◆ Rotura combinada del terreno y del elemento estructural.
- ◆ Estructurales:
 - ◆ Rotura de la pantalla como elemento estructural
 - ◆ Estabilidad de los elementos de sujeción (anclajes o apuntalamientos).

- ◆ Estabilidad o movimientos inadmisibles de las edificaciones o servicios próximos.

Es importante mencionar, que un criterio de peligrosidad empleado para determinar los movimientos del terreno, está basado en la distorsión angular, cuyo valor límite es del orden de (Rodríguez Ortiz, 2002):

$$\frac{(\Delta s)}{L} \leq \frac{1}{1000} \quad (2.12)$$

Donde Δs corresponde al asiento en superficie y L a la longitud de la pantalla. El CTE recomienda un valor límite de la distorsión angular para estructuras de contención equivalente a $1/300$.

2.7. MODELOS DE ANÁLISIS DE PANTALLAS

2.7.1. Métodos clásicos de cálculo para pantallas continuas

Los métodos actualmente existentes para el cálculo de pantallas se pueden clasificar en dos grandes grupos:

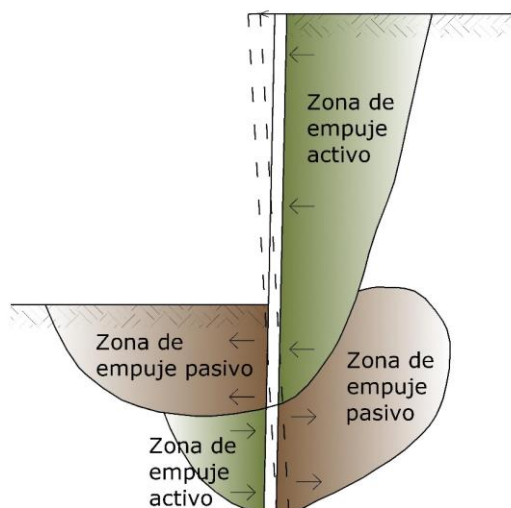
- ◆ Métodos clásicos:
 - ◆ Métodos de estado límite: se basan en las condiciones del equilibrio límite del terreno, en los que se suponen empujes de tierras en dicho estado, e independientes de la deformación.
 - ◆ Métodos semiempíricos: se les considera como de equilibrio límite pero con modificaciones empíricas deducidas de estudios experimentales o de medidas reales.
 - ◆ Métodos "tensión-deformación": se basan en la interacción suelo-estructura y suponen que la reacción del suelo en un punto de la pantalla depende sólo del desplazamiento de dicho punto.

◆ Métodos numéricos: son los que reflejan mejor la realidad, sin embargo requieren de unos parámetros de cálculo precisos, lo que conlleva investigaciones de campo costosas, así como una modelización numérica del problema.

Para el cálculo de pantallas es necesario tener en cuenta un elevado número de parámetros relativos al comportamiento del suelo, respecto a la relajación que se produce cuando se realiza la excavación y a su relación con el elemento estructural que se ha introducido. Además cuando aumenta la profundidad de excavación, el

número de estratos de suelo diferentes, el número de niveles de anclaje y la importancia de la obra, el proceso de cálculo resulta inabordable de forma manual para unos costes competitivos de mercado. En la Figura 2.5 se puede apreciar en croquis una primera distribución de sectores afectados por empujes activos y pasivos en el intradós y trasdós de una pantalla sin apoyos.

En los siguientes epígrafes se pasa a describir de forma breve los métodos que han tenido mayor uso o difusión históricamente y que se han venido empleando hasta la actualidad, destacando sus ventajas e inconvenientes. La exposición seguirá un



orden cronológico para poner de manifiesto las innovaciones que, respecto a los modelos anteriores, los nuevos estudios presentaron en el momento de su aparición.

Figura 2.5. Croquis de zonas de empujes activos y pasivos en trasdós e intradós y sentido de los mismos para una pantalla sin apoyos (Madrid A., 2004).

2.7.1.1. Métodos de estado límite

Se desarrollaron sobretodo a partir de 1925 y proporcionan resultados, en general, bastante aproximados del máximo momento flector y de los esfuerzos en los anclajes. Consideran que el empuje que desarrolla el terreno sobre la pantalla es el correspondiente a un estado límite de resistencia, es decir unas zonas desarrollan empuje pasivo y otras activo, por lo que implícitamente consideran que los movimientos han sido lo suficientemente grandes. En la figura 2.6 se recoge un esquema de lo que supone asumir dicha hipótesis.

Numerosos investigadores han proporcionado desde entonces expresiones matemáticas que relacionaran de forma eficaz las tensiones horizontales y los movimientos de la pantalla, sin embargo se recoge la expresión de Masrouri y Kastner (1993) por ser la que lo define de una forma clara y directa.

$$P = P_0 + k_H \cdot (\delta_H + \upsilon) \quad (2.13)$$

donde

P_0 , tensión en estado en reposo a una profundidad z

k_H , constante de balasto horizontal del terreno

δ_H , desplazamiento horizontal a la profundidad z

υ , factor de histéresis

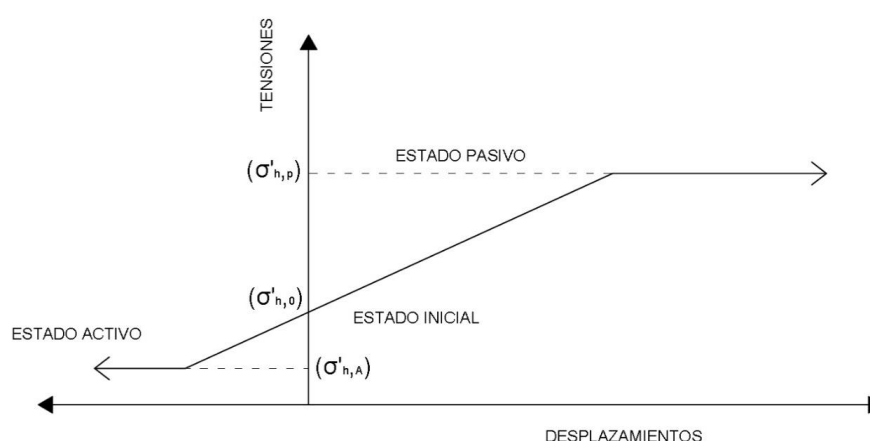


Figura 2.6. Esquema de la relación tensiones horizontales y movimientos.

Para alcanzar los estados activo y pasivo a partir del estado inicial o en reposo del terreno, es necesario que la pantalla se mueva, siendo los movimientos necesarios para alcanzar el estado pasivo mayores que los necesarios para alcanzar el estado activo.

Rodríguez Ortiz (1995) recomendó unos desplazamientos para considerar que se alcanzan los estados activo y pasivo. En el año 2006 el CTE también incluyó los movimientos horizontales de la cabeza de la pantalla, suponiendo que esta gira a nivel de fondo de una excavación de profundidad H , para alcanzar los estados de plastificación activo y pasivo en diferentes tipos de suelos (ver Figura 2.7).

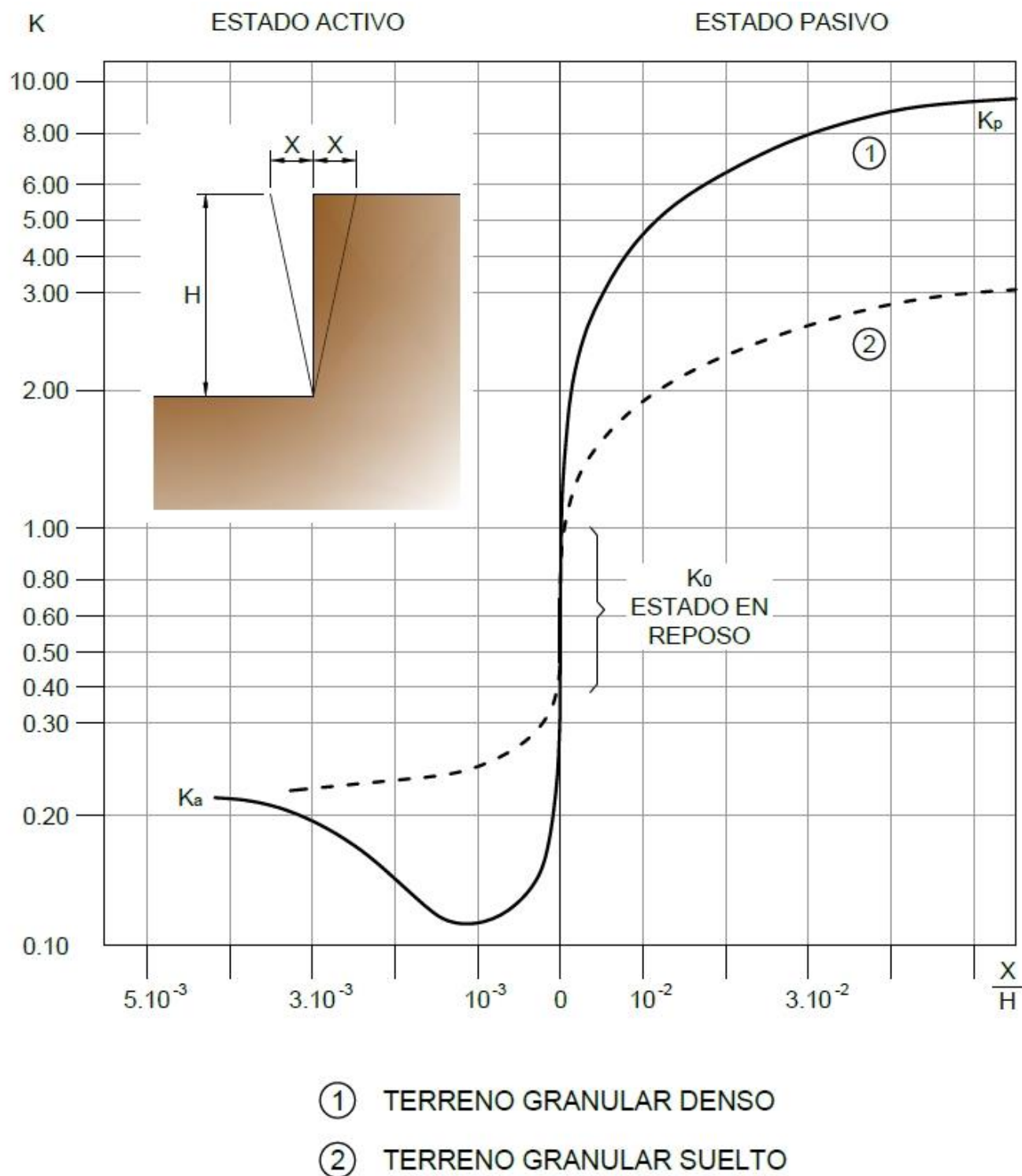


Figura 2.7. Relación entre el coeficiente de empuje del terreno y los movimientos necesarios para su desarrollo en suelos granulares (CTE, 2006).

En estos métodos de equilibrio límite, para que el diseño se quede del lado de la seguridad, se introducen márgenes adecuados a los parámetros del terreno y se incrementa la longitud de empotramiento de la pantalla obtenida en el cálculo.

En ellos se supone el equilibrio límite a lo largo de ciertas líneas de deslizamiento (ver figura 2.8), las cuales limitan la superficie de rotura sobre la que se produce el movimiento de la masa potencial de deslizamiento. Se supone que el terreno se encuentra en estado plástico y por tanto que el empuje es independiente de la deformación.

Como métodos de cálculo de equilibrio límite destacan el método de Blum para pantallas en voladizo, el método de base libre o método americano y el método de base empotrada o método europeo.

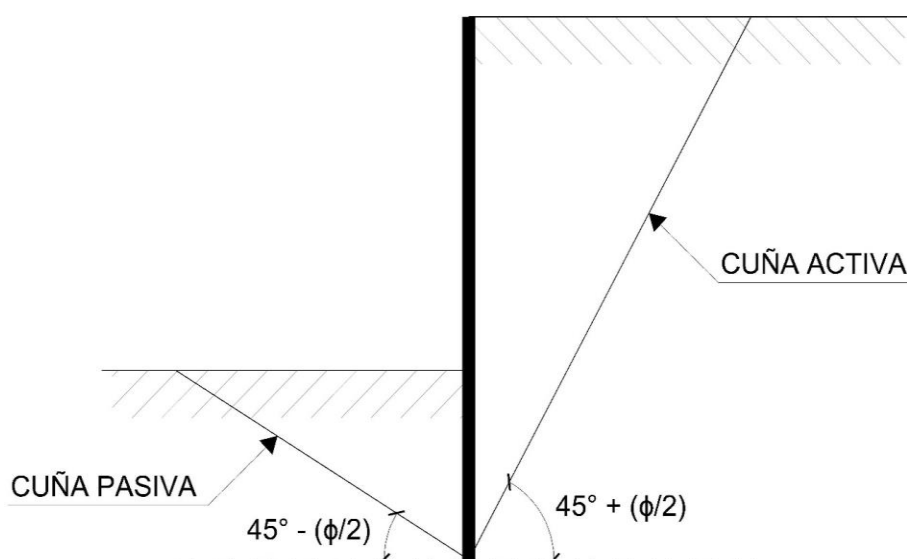


Figura 2.8. Esquema del modelo de superficies de rotura para métodos de equilibrio límite en cálculo de pantallas.

Método de Blum para pantallas en voladizo

Las pantallas en voladizo son aquellas que resisten el empuje de tierras por el empotramiento de las mismas en el fondo de la excavación. Así el equilibrio estático se verifica contrarrestando los empujes pasivos con los activos.

Para el cálculo de pantallas en voladizo se considera que la pantalla pivota alrededor de un punto situado ligeramente sobre su extremo inferior (profundidad t medida desde el final de la excavación en la figura 2.9). Si el movimiento de la pantalla es importante, se generan por encima del punto de giro, dos zonas plásticas que corresponden al estado activo (trasdós) que tiende a hacerla volcar y al pasivo

(intradós) que tiende a estabilizarla, mientras que por debajo del punto de rotación se genera, por una parte, una fuerza de contraempuje pasivo en el trasdós por lo que las tensiones aumentan fuertemente, y por otra parte, el terreno en el intradós se descomprime, con lo que las tensiones en ese lado de la pantalla tienden a cero, tal y como se intenta reflejar en la figura 2.9.

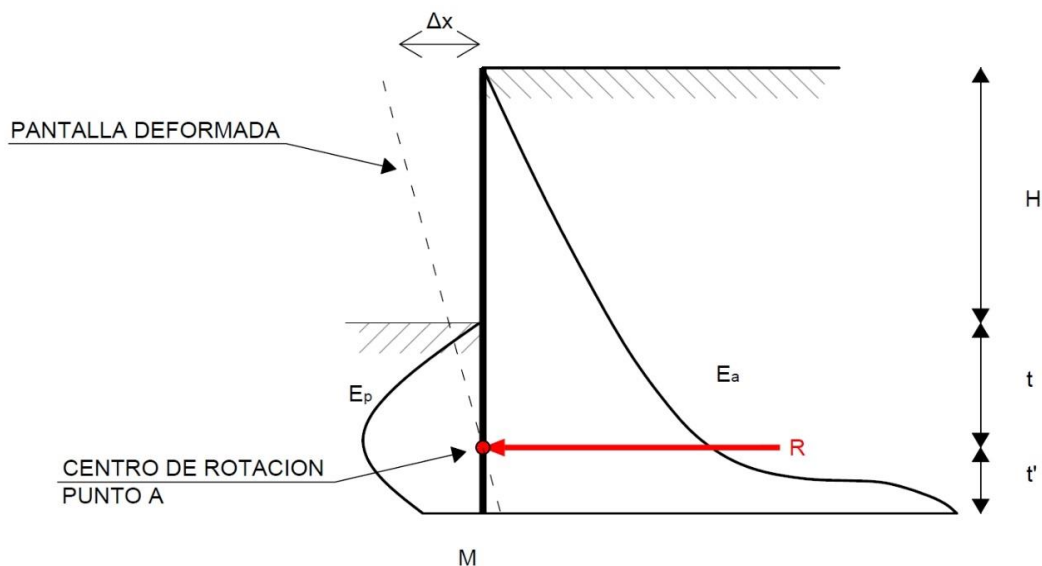
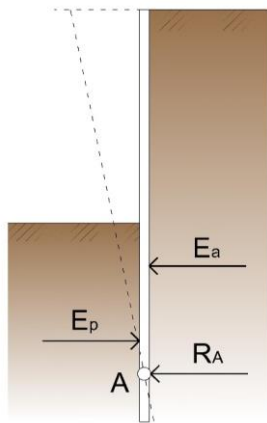


Figura 2.9. Distribución de cargas, deformada y distancias a considerar el para cálculo de pantalla en voladizo.

Para simplificar el cálculo, y dado que el punto A se encuentra muy cerca del extremo inferior de la pantalla, se procede por una parte a reemplazar la diferencia entre el empuje activo y pasivo generado bajo el punto A, por una única fuerza R_A que actúa en el centro del tramo comprendido entre los puntos A y M, es decir a una distancia $t'/2$ del punto A; además para calcular dicha fuerza de reacción R_A se acaba considerando que está aplicada en el punto A y no a $t'/2$ de A.

Este cálculo está basado en la hipótesis de Blum (1931) que consiste en admitir que el momento flector de las fuerzas que actúan sobre la pantalla con respecto al punto de giro o centro de rotación de la misma, es nulo. Con ello se elimina el valor de la fuerza R_A y queda como incógnita determinar la profundidad de empotramiento. Una vez conocida ésta, se pueden determinar los empujes activo y pasivo, cuya diferencia proporcionará la fuerza de contraempuje o R_A . Imponiendo el equilibrio de fuerzas horizontales, se supone la existencia de una reacción R_A contraria al empuje pasivo en el punto A (punto de momento nulo). En la figura 2.10 se muestra un simple esquema de dicho equilibrio de fuerzas.



E_a , resultante empuje activo.

E_p , resultante empuje pasivo.

R_A , reacción de contraempuje pasivo.

Figura 2.10. Esquema de fuerzas horizontales a considerar en el cálculo de una pantalla en voladizo, método de Blum.

Una vez impuesto el equilibrio de fuerzas horizontales, se impone el equilibrio de momentos respecto al punto A, y se obtienen los valores del momento flector máximo y de los esfuerzos de corte, con sus respectivas ubicaciones.

Para hallar el empotramiento mínimo, se calcula el punto respecto al cual el conjunto de fuerzas de empuje activo y empuje pasivo que actúan por encima del mismo dan un momento flector nulo. Este punto se corresponde aproximadamente con el centro de rotación de la pantalla (punto A), y se encuentra situado a una profundidad t por debajo del fondo de la excavación tal y como se indica en la figura 2.11.

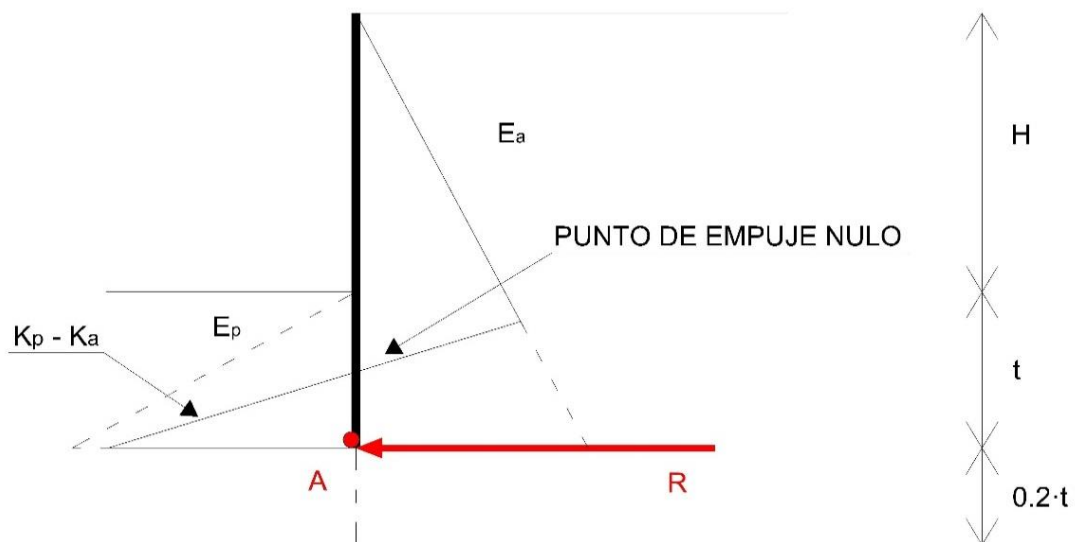


Figura 2.11. Esquema resultante de cargas horizontales para el cálculo de una pantalla en voladizo, longitud de empotramiento " t " y mayoración de la misma ($t+0.2\cdot t$) (terreno homogéneo).

El empotramiento mínimo se obtiene prolongando la pantalla más allá del punto de momentos nulo (profundidad t) una longitud $0.2 \cdot t$. Como el cortante máximo en el método de Blum se produce en la base de la pantalla, esta prolongación resulta adecuada para conseguir una reducción de este cortante máximo, sin apenas aumentar el momento flector máximo. Hay que tener en cuenta que el valor del cortante máximo suele determinar el espesor en el caso de pantallas en voladizo.

Si se supone terreno homogéneo, rozamiento entre el terreno y la pantalla nulo y los empujes calculados por la teoría de Rankine, Oteo y Rodríguez Ortiz (1980) recogieron la longitud de empotramiento mínima, profundidad del máximo momento flector y su valor así como el de los máximos esfuerzos cortantes referidas a las proporciones geométricas representadas en la figura 2.11.

Método de base libre o método americano

También conocida como pantalla articulada, se le atribuye a Krey (1926) y se aplica en los casos en que la longitud enterrada de la pantalla es lo suficientemente reducida para permitir una cierta libertad de movimientos a la pantalla en la zona enterrada y la rigidez de la pantalla es grande.

Considera que las deformaciones de la pantalla en la zona empotrada son suficientes para movilizar los empujes activo y pasivo en trasdós e intradós, respectivamente. De forma implícita, se supone la existencia de un anclaje o puntal en la pantalla en la parte más alta de la misma, cuya fuerza (F) también se supone que se moviliza, y que la longitud de empotramiento (t) es lo suficientemente reducida para que no se produzca un punto de inflexión en la deformada de dicha zona (ver figura 2.12).

Se asume por tanto, que el movimiento de la pantalla en la parte empotrada tiene el mismo sentido y dirección de movimiento, hacia el lado de la excavación, que en la zona excavada.

Se considera que no existe ninguna reacción en la base y que los mayores desplazamientos se producen en el fondo de la excavación.

En la figura 2.12 se observa también la deformada a estima de la pantalla y la distribución esquemática de los empujes del terreno sobre la misma (E_a , presión activa del terreno; E_p , presión pasiva del terreno).

Para estudiar la profundidad de empotramiento, el valor de la fuerza F , el máximo momento flector y los esfuerzos de corte, se puede simplificar el modelo de cálculo al esquema de la figura 2.13 aplicando las fuerzas activas y pasivas en sus centros de gravedad de los lugares geométricos definidos por distribuciones triangulares.

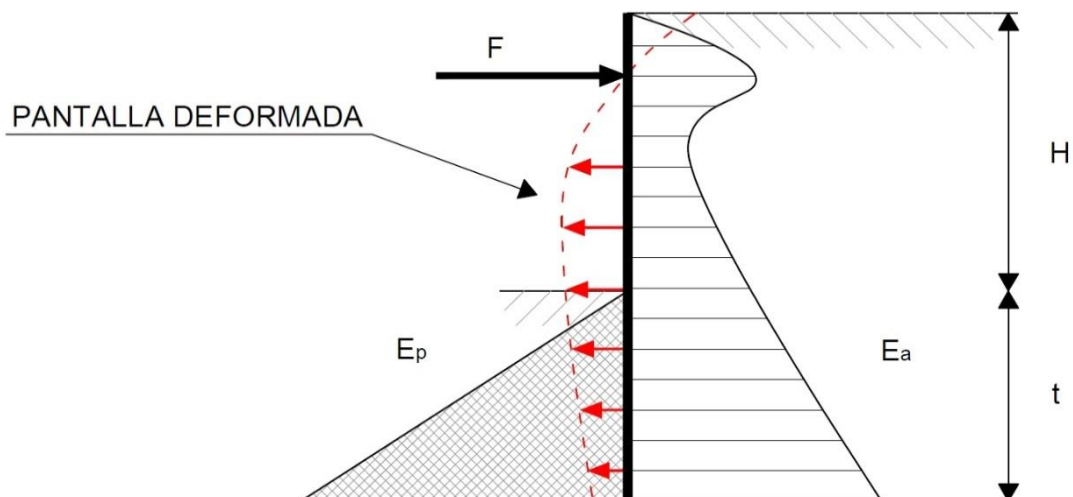


Figura 2.12. Distribución de empujes y deformada, en pantalla articulada.

La profundidad de empotramiento vendrá dada por el equilibrio entre los empujes activo, pasivo y la tracción que se ejerce en el anclaje. Si se supone terreno homogéneo, rozamiento entre terreno-pantalla nulo y los empujes calculados por la teoría de Rankine, se pueden establecer la longitud de empotramiento mínima, la fuerza en el apoyo, la profundidad del máximo momento flector y su valor, así como el de los esfuerzos cortantes, tal y como desarrollaron Oteo y Rodríguez Ortiz (1980), referidas a las proporciones geométricas representadas en la figura 2.13.

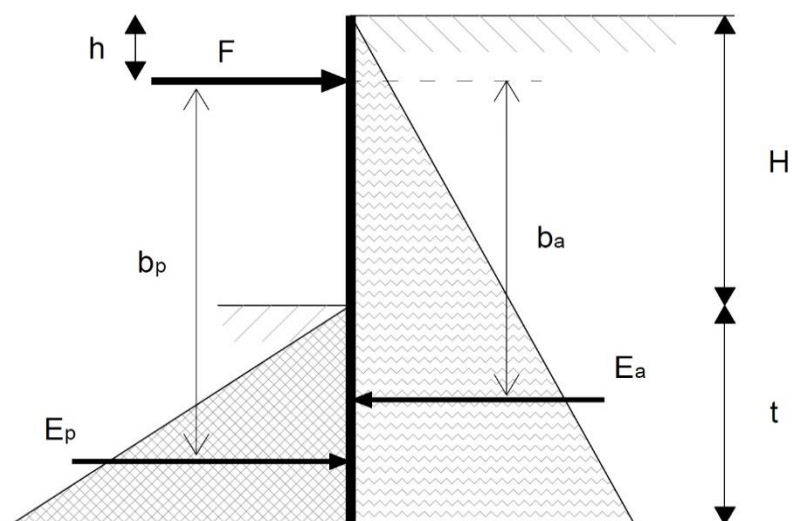


Figura 2.13. Esquema de cargas y distancias para pantalla articulada (terreno homogéneo).

Método de pantalla empotrada o de base fija

El cálculo se basa en las mismas hipótesis que plantea Blum para el cálculo de una pantalla en voladizo, debido a que la parte inferior de la pantalla se desplaza hacia el trasdós en lugar de ir hacia la excavación y moviliza una fuerza de contraempuje. Se produce así un punto de momento nulo que coincide aproximadamente con el punto de empuje nulo, apareciendo la fuerza de contraempuje R , que se desarrollará al incrementar en un 20% la profundidad de empotramiento obtenida por cálculo.

Para este caso la pantalla no alcanza el equilibrio límite, dado que se encuentra fija en dos puntos, por lo que no se puede alcanzar el estado activo en el trasdós ni el pasivo en el intradós. El cálculo que se deriva es hiperestático, siendo las incógnitas la profundidad de empotramiento (t), la reacción en el punto de apoyo (F) y la fuerza de contraempuje (R) (ver figura 2.14). Para poder resolverlo es necesario plantear una hipótesis auxiliar.

Esta hipótesis consiste en suponer que el momento flector de la pantalla en el punto de empuje nulo, es nulo (punto O de la figura 2.15). En la figura 2.15 se muestra cómo se puede simplificar la ley de empujes y descomponer la pantalla en dos vigas biapoyadas con el objeto de determinar las incógnitas del problema.

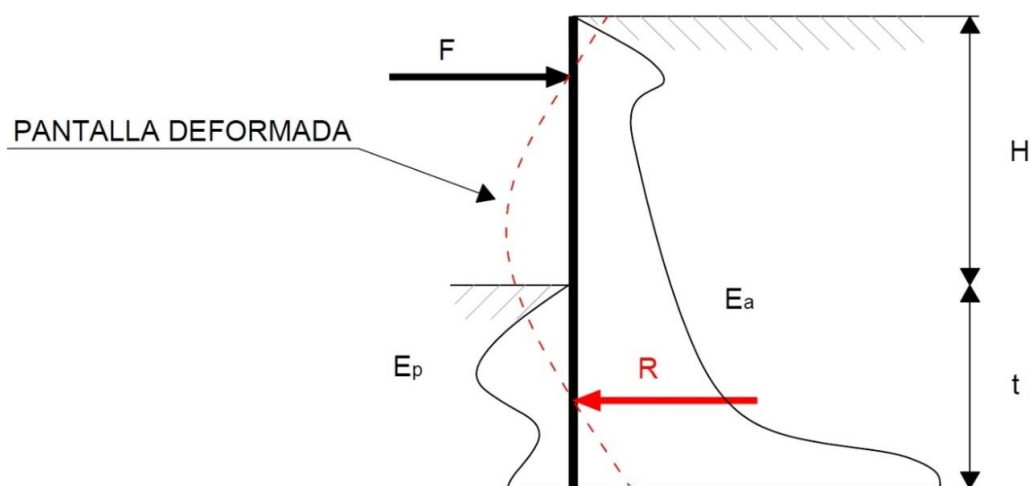


Figura 2.14. Distribución de cargas y deformada en pantalla empotrada.

De igual forma que en los métodos anteriores, Oteo y Rodríguez Ortiz (1980) desarrollaron las ecuaciones de equilibrio para la viga superior e inferior, a partir de las cuales se pueden encontrar los valores de cada una de las incógnitas del cálculo según la figura 2.15.

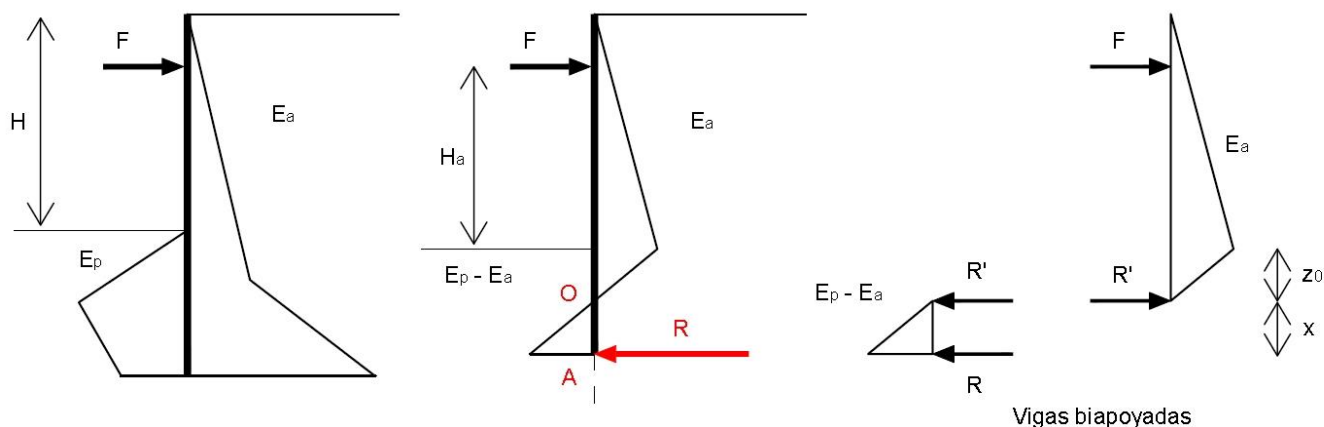


Figura 2.15. Esquema de empujes y descomposición de la estructura en dos vigas equivalentes para el cálculo de una pantalla empotrada (terreno homogéneo).

La hipótesis adicional impuesta que supone que el punto de momento nulo coincide con el punto de empuje nulo, se verifica en terrenos granulares, no en los cohesivos, y homogéneos en trasdós e intradós de la pantalla.

Método de cálculo para pantallas con más de un anclaje

Si la pantalla tiene varios puntos de anclaje distribuidos de forma uniforme a lo largo de toda su altura, sigue siendo necesario dotarla de un empotramiento para asegurar su estabilidad por rotura del fondo de la excavación. Si los apoyos no son rígidos, se puede suponer que en toda la altura del trasdós se movilizan los empujes activos y en el intradós los pasivos.

En la figura 2.16 se sintetiza la hipótesis planteada, como puede verse, a una determinada profundidad, el empuje pasivo anula al empuje activo del trasdós, produciéndose una movilización generalizada del empuje pasivo a partir de ella.

Si se considera la pantalla como si fuera una viga, conocidos los empujes que actúan sobre el muro, se pueden determinar las reacciones en los distintos apoyos y las leyes de esfuerzos en cada tramo. El cálculo se puede realizar en condiciones isostáticas o hiperestáticas, según el número de apoyos que tenga la pantalla. En el caso de que la estructura sea hiperestática, se deberán imponer en los apoyos, condiciones de carga-desplazamiento para poder resolverla.

El Manual Canadiense de Cimentaciones recomienda calcular este caso en sucesivas etapas. La primera etapa considera la excavación hasta el segundo apoyo y sólo actuando el primero; se determina la carga en el anclaje suponiendo que sólo actúa una parte de la pantalla (sometida a empujes activos y pasivos) tal que haya equilibrio de fuerzas y momentos entre la reacción en el apoyo y dichos empujes. En

la siguiente etapa se supone ya conocida la reacción en el primer apoyo y se procede a determinar, de igual modo, la del segundo apoyo y así sucesivamente.

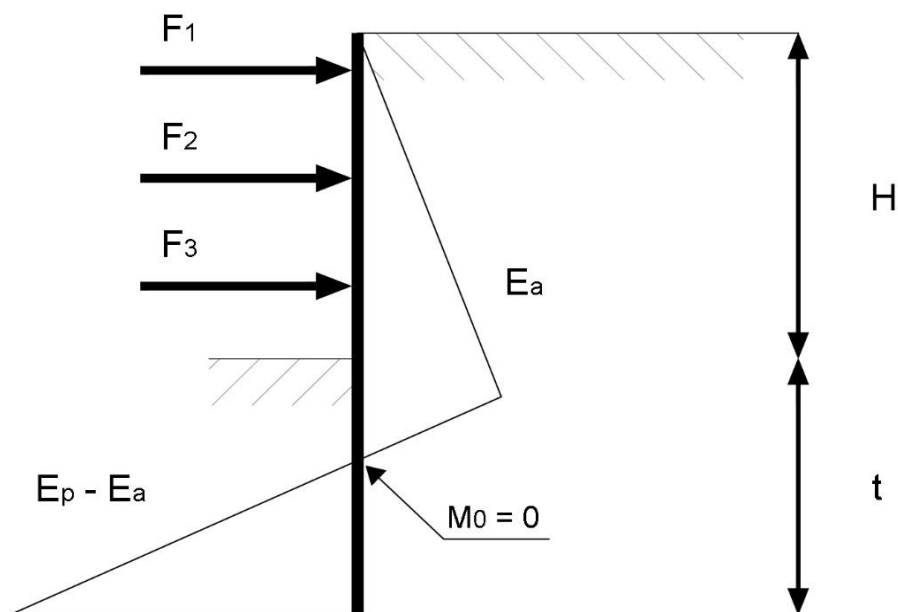


Figura 2.16. Esquema de cargas resultantes para pantalla con varios apoyos (terreno homogéneo).

2.7.1.2. Métodos semiempíricos

Estos métodos de cálculo de pantallas, son válidos si la distribución real de tensiones no varía de forma importante respecto a la considerada para su cálculo. Por las discrepancias entre la ejecución de obra tanto en la distribución de empujes (que los métodos de equilibrio límite consideran lineal), como en el valor de los esfuerzos y reacciones de los apoyos, respecto de los calculados por las teorías de equilibrio límite, algunos autores desarrollaron investigaciones de carácter experimental, partiendo de los conceptos teóricos presentados en el modelos de equilibrio límite. Dicha forma de proceder en el diseño y cálculo de las pantallas es lo que se conoce, dentro de la práctica profesional, como métodos semiempíricos.

Es decir, los métodos semiempíricos se fundamentan en el equilibrio límite pero introducen modificaciones basadas en ensayos en modelo reducido, en instrumentación de casos reales o en la experiencia práctica.

Como métodos de cálculo destacan método de Blum o de la viga equivalente (1931), Método de Tschebotarioff (1949), Métodos de Rowe (1952, 1954), Peck (1969) y Moratto (1972), Verdecen *et al.* (1972). Por los conceptos que introduce y su

carácter precursor a lo que años más tarde han demostrado los modelos numéricos, sólo se desarrolla brevemente el método de Rowe.

Método de Rowe (1952)

Una de las mayores dificultades en el estudio teórico de una pantalla es lograr establecer una correcta relación entre la deformación de la pantalla y la distribución de tensiones cuando el terreno se encuentra en equilibrio límite.

En realidad el método propuesto por Rowe nació a partir del modelo de cálculo de base libre, modificándolo para tener en cuenta la movilización que generaba el cortante en la base de la pantalla.

Concretamente en 1952 Rowe publicó los resultados de una serie de ensayos en modelo reducido, empleando materiales granulares con distintas densidades relativas, a partir de los cuales logró analizar con mayor detalle el caso de las estructuras flexibles con un nivel de apoyo. Su objetivo era determinar el empotramiento necesario y la reacción en el apoyo, considerando nulo el rozamiento entre la pantalla y el terreno, y disminuyendo el empuje pasivo de Rankine a $2/3$ de su valor.

En sus ensayos en modelo reducido utilizaba placas metálicas de altura $H=50-90$ cm para reproducir las pantallas. El nivel de excavación estaba situado a una profundidad $\alpha \cdot H$ de la superficie del terreno y el único anclaje existente lo situó a una distancia $\beta \cdot H$. Los ensayos fueron realizados con cuatro materiales diferentes arena gruesa limpia, roca molida, grava, cenizas.

En la primera serie de ensayos los materiales fueron colocados en condiciones flojas y en la segunda serie de ensayos fueron colocados en condiciones densas. Las medidas de deformaciones se realizaron con bandas extensiométricas colocadas en diferentes puntos. Los ensayos se realizaron para diferentes profundidades de excavación, diferentes posiciones de anclaje, sobrecargas, módulo de deformación de la pantalla y momento de inercia de la sección.

Rowe demostró que para profundidades de empotramiento de aproximadamente un 30% de la altura total de pantalla, la reducción en las tensiones (momento máximo y reacción del apoyo), dependía, básicamente, de la flexibilidad de la pantalla y de la densidad relativa del suelo, y no de otras variables consideradas en sus análisis, tales como el ángulo de fricción, la densidad del terreno, las sobrecargas en superficie y la posición relativa del apoyo situado cerca de la cabeza de la pantalla (Sanhueza, 2008).

Por ello dedujo que era necesario incluir la rigidez de las pantallas en el cálculo, pues los momentos máximos podían ser menores que los que obtenían aplicando las teorías de equilibrio límite. Para ello publicó una serie de ábacos en los que podía obtenerse, en función de la flexibilidad, el factor de reducción del momento que dependía, además, del estado de compacidad del suelo. Las reducciones podían llegar hasta el 70% tal y como se indica en la figura 2.17.

M , momento real.

$M_{máx}$, momento máximo esperado con las teorías clásicas.

H , altura de la pantalla.

E , módulo de la deformación de la pantalla.

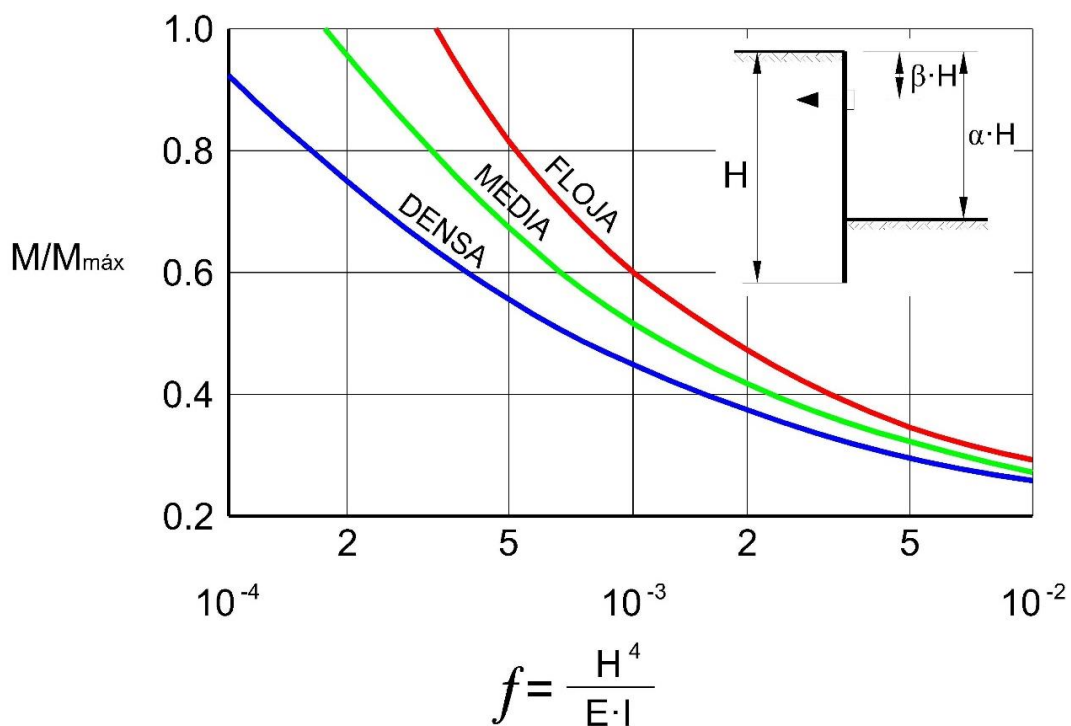


Figura 2.17. Factor de reducción del momento flector en el método semiempírico de Rowe (1952).

Otra aportación interesante de Rowe fue el señalar la influencia que este mismo parámetro (la flexibilidad de la pantalla) tiene en las fuerzas de anclaje. Para la obtención de estas fuerzas también dio una serie de ábacos que nacieron de los resultados obtenidos en los ensayos en modelo reducido.

En la figura 2.18 se puede ver la reducción de las fuerzas de anclaje en función de la flexibilidad de la pantalla.

A_p , incremento de tensión real

$A_{p_{máx}}$, incremento tensión máxima en base a las teorías clásicas

E , módulo de la deformación de la pantalla

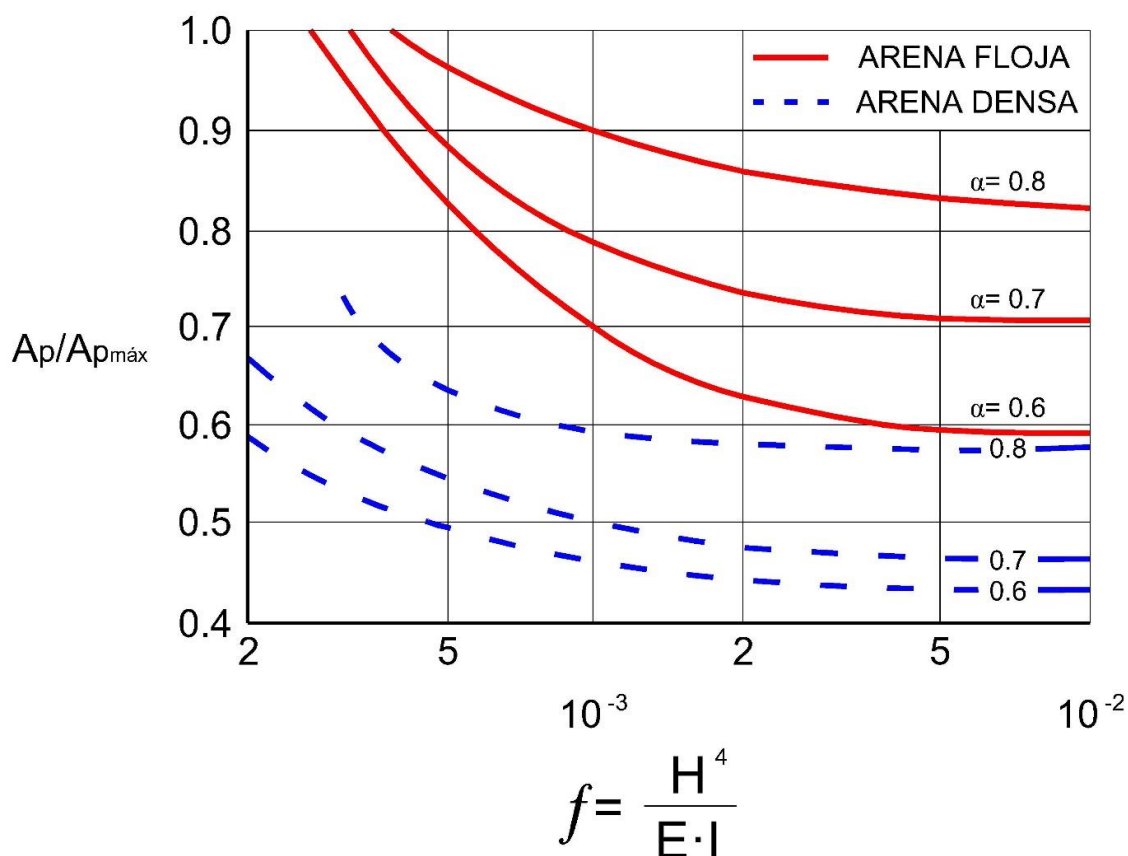


Figura 2.18. Reducción de las fuerzas de anclaje en el método semiempírico de Rowe (1952).

Rowe comenta que la principal causa de reducción de las cargas de anclaje reales respecto a las teóricas de los métodos de equilibrio límite, es la diferencia tan grande que existe entre los empujes que se producen en la zona empotrada y los que las teorías clásicas suponen en dicho ámbito.

El proceso de cálculo de este método se puede sintetizar tal y como sigue (Sanhueza, 2008):

- ◆ Determinar la profundidad de empotramiento por cualquiera de los métodos de equilibrio límite, incorporando un adecuado factor de seguridad respecto a la rotura general del conjunto.

- ◊ Calcular el momento flector máximo y la reacción del apoyo por el método de la pantalla de base libre.
- ◊ Aplicar un coeficiente de reducción obtenido en función del grado de flexibilidad de la pantalla y la compacidad del terreno.

Aunque Rowe realizó sus ensayos en los materiales más arriba citados, posteriormente fue extrapolando los resultados obtenidos a otros suelos.

Los resultados de sus modelos, han tenido una gran influencia en la forma de proyectar las pantallas en los años posteriores. Su principal contribución fue considerar la rigidez de la pantallas, lo que supuso un cambio completo en la mentalidad de la época, iniciando una nueva era en el cálculo de pantallas, dado que hasta ese momento la estructura no había sido considerada como una posible causa capaz de modificar los empujes, siendo por tanto pionero de la importancia, en estructuras flexibles, de la interacción suelo-estructura. Es por ello que incipientemente, este método se puede considerar como precursor de los métodos "tensión-deformación".

2.7.1.3. Métodos "tensión-deformación"

A diferencia de los métodos de equilibrio límite los métodos de "tensión-deformación" tienen en cuenta las propiedades de deformación del terreno, la influencia de la deformabilidad de la pantalla y sus movimientos. La forma en que lo tienen en cuenta es de una forma científica y analítica, y no empírica, como pasaba con los métodos semiempíricos.

Las soluciones más ampliamente empleadas en estos métodos son las basadas en la reacción del terreno donde, mediante muelles, se simula dicha reacción.

Las primeras aplicaciones en ingeniería civil con métodos que tuvieran en cuenta la reacción del terreno, las realizó Zimmermann en 1888 quien empleó un modelo de muelles para calcular las tensiones que producían las obras ferroviarias en el terreno. Posteriormente estos métodos se emplearon en losas de cimentación y cimentaciones en general, y en 1935, Riffat por una parte y Baumann por otra, introdujeron estos modelos de cálculo en el campo de las estructuras de contención.

Sin embargo este método no tenía una fácil aplicación práctica, lo que llevó a algunos autores a proponer diferentes aproximaciones, tales como Blum en 1951 y Richard en 1957. De este modo, por ejemplo Riffat y Blum restringieron el método al cálculo de empuje pasivo del terreno, tomando una ley tensión-deformación que

considerase la presión normal σ_p en función de la profundidad z , el desplazamiento normal de la pantalla w y las constantes C y n del suelo, cuya expresión general era:

$$\sigma_p = C \cdot z \cdot w^n \quad (2.14)$$

El mayor inconveniente de dichos métodos era entonces, la resolución matemática de las ecuaciones diferenciales de cuarto orden que se generaban, pero con el desarrollo de la informática a partir de 1960, se solventaron dichos problemas.

A partir de los años 70' del siglo XX, Boudier en 1970, Fages y Bouyat en 1971 y Rosignol y Genin en 1973, desarrollaron programas de cálculo por ordenador para el diseño de estructuras de contención usando los modelos basados en el coeficiente de reacción del terreno (Delattre, 2000).

Todos los métodos tensión-deformación tienen en cuenta que los empujes que actúan sobre la pantalla son una consecuencia de las deformaciones que ésta experimenta. Dentro de estos métodos puede hacerse la siguiente distinción:

- ◆ Métodos elásticos.
- ◆ Métodos elasto-plásticos.
- ◆ Métodos de elementos finitos y diferencias finitas.

En los métodos elásticos y elasto-plásticos, se define una ley tensión-deformación del terreno. El principal problema reside en la elección del tipo de ley más adecuada para cada terreno. La pantalla se modeliza como una viga flotante sobre apoyos elásticos o elasto-plásticos (modelo de Winkler).

Dentro de los métodos "tensión-deformación" (elásticos y elasto-plásticos), se pueden citar los desarrollados por Riffat (1935), Bretting (1948), Turabi y Balla (1968), Halliburton (1968), Boudier J., Colin C., Mastikian L. (1970), Castillo Ron (1973), Rodríguez Liñán (1985).

En los métodos "tensión-deformación" tratados mediante elementos finitos o diferencias finitas, pese a tener un origen común con los modelos de muelles, se discretiza la pantalla y el suelo que la rodea, obteniendo movimientos, deformaciones y tensiones en todos los puntos del modelo. Se trata de modelos numéricos en los que se puede suponer un comportamiento elástico o elasto-plástico del terreno. La dificultad de estos modelos estriba en definir los parámetros del terreno y en establecer una ley de fluencia adecuada para los materiales reales.

Los métodos de cálculo de Castillo Ron y Rodríguez Liñán se pueden considerar, dentro de los métodos "tensión-deformación", a caballo entre los métodos elásticos o elasto-plásticos y los métodos de elementos finitos, dado que dichos autores partiendo de los primeros, finalizan en los métodos numéricos mediante elementos finitos.

Métodos basados en el modelo de Winkler

Winkler en 1867 propuso un modelo matemático que implicaba la interacción entre un elemento estructural y la masa de suelo. Su teoría supone que la deformación producida en el terreno es proporcional a la presión aplicada por el elemento estructural en dicho punto y es independiente de las presiones aplicadas en el resto de puntos. Esta relación está condicionada por un factor de proporcionalidad K, que se denomina coeficiente de balasto.

El terreno se representa por un conjunto de muelles elásticos (ver figura 2.19), independientes entre sí (no existe interacción entre muelles contiguos), unidos a través de la pantalla que se diseña como una viga elástica.

La ecuación que modeliza este caso es la que rige la flexión de una viga sostenida por el terreno y viene dada por la siguiente ecuación diferencial:

$$E \cdot I \frac{d^4 x}{dz^4} = f(x, z) \quad (2.15)$$

Donde:

E, módulo de elasticidad de la pantalla

I, momento de inercia de la pantalla

x, desplazamiento horizontal en un punto de la pantalla

z, la profundidad de dicho punto

Discretizando para cada muelle situado a una determinada profundidad z, existe una relación entre la deformación horizontal x, y la tensión aplicada q, dada por:

$$f(x, z) = q = -k \cdot x \quad (2.16)$$

El signo negativo es porque la reacción del suelo tiene dirección opuesta al movimiento de la pantalla.

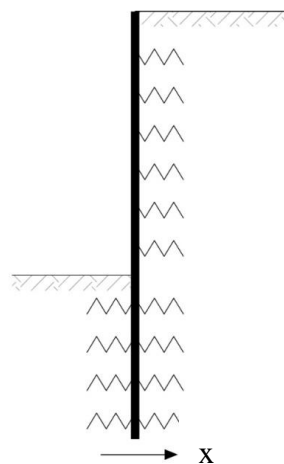


Figura 2.19. Esquema del modelo de Winkler adaptado a una pantalla.

La ecuación 2.34 tiene soluciones tipo del carácter $x=e^{az}$, donde si se sustituyen las funciones exponenciales por trigonométricas se obtienen las funciones solución que permiten obtener el desplazamiento, giro, momentos flectores, cortante, presión de contacto pantalla/terreno. Para obtener soluciones discretas a lo largo de la pantalla hay que imponer algunas condiciones de contorno en la cabeza de la pantalla y/o en el pie de la misma. De las ocho posibles condiciones de contorno, hace falta imponer con un valor discreto cuatro. Este modo de proceder permite transformar el problema en un sistema de ecuaciones algebraico cuya resolución proporciona el valor de las constantes de integración y a partir de éstas se obtienen los resultados que particularizan la solución de la ecuación diferencial para las condiciones de contorno impuestas. El desarrollo analítico de su resolución se realiza mediante cálculo matricial. Conocidas las constantes de integración, queda resuelto el problema mediante su combinación lineal con las funciones solución de la ecuación diferencial.

La realidad es que el problema es algo más complejo dado que el factor k , conocido como coeficiente de balasto, es un valor de proporcionalidad que depende del nivel de presiones alcanzado y de las dimensiones del área cargada. No es, por lo tanto, un parámetro intrínseco del material, por lo que los cálculos realizados con estos métodos tienen la desventaja de que las deformaciones obtenidas dependen de la carga aplicada y de la profundidad (Sanhueza, 2008).

A lo largo del siglo XX diversos ingenieros idearon distintos métodos, en base a la teoría del modelo de Winkler, para tener en cuenta las deformaciones en el cálculo de las pantallas. Uno de los más destacados por sus aciertos fue Rowe (1954) que puso en evidencia que tanto la reacción del terreno movilizado en un punto sobre la superficie de la pantalla (ecuación 2.50) como el coeficiente de reacción del terreno (ecuación 2.51) eran una función lineal de la profundidad.

$$p = m \cdot \frac{z}{D} \cdot x \quad (2.17)$$

Donde:

m , coeficiente de rigidez del suelo que no depende de las dimensiones de la estructura

D , profundidad de empotramiento de la pantalla

z , profundidad del punto analizado

x , desplazamiento del punto analizado

$$k_h = m \cdot \frac{z}{D} \quad (2.18)$$

Existen en la actualidad en el mercado varios códigos de cálculo basados en comportamientos "hookeanos" (modelos del coeficiente de balasto). De entre ellos cabe destacar por la amplia difusión y buenos resultados en el diseño, el programa WALLAP (1998) en el Reino Unido y el programa RIDO (1974) en Francia.

El concepto de módulo de balasto es muy útil a efectos del cálculo de estructuras pero no goza de buen predicamento entre los ingenieros geotécnicos por las dificultades que plantea su cuantificación y por las limitaciones teóricas del modelo en el que se basa. Téngase en cuenta que el módulo de balasto, desde un punto de vista riguroso, representa dentro de un modelo elástico, aquel que reproduce el comportamiento del terreno, bajo las hipótesis de un suelo cuyo módulo de elasticidad crece linealmente con la profundidad.

El llamado módulo de balasto o de Winkler representa precisamente la pendiente del módulo de elasticidad con la profundidad. Dicho módulo tiene unidades de peso específico y no es un factor intrínseco del terreno (el suelo no tiene un valor único del módulo de balasto) y depende de las dimensiones geométricas de la estructura (en este caso de la pantalla) por lo que exige un conocimiento previo de la misma para poderlo definir. Dada su utilidad se suele necesitar para poder dimensionar correctamente las pantallas.

Método de Turabi y Balla (1968)

En 1968 estos autores presentaron un nuevo método de cálculo que permitía tener en cuenta la deformabilidad de la pantalla y la variación de los empujes con las deformaciones ocurridas en el suelo, mediante la modelización de una viga apoyada

sobre una serie de muelles elásticos, equidistantes unos de otros, y solicitada por una serie de fuerzas exteriores y momentos, suponiendo para los muelles un módulo de reacción creciente con la profundidad (figura 2.20).

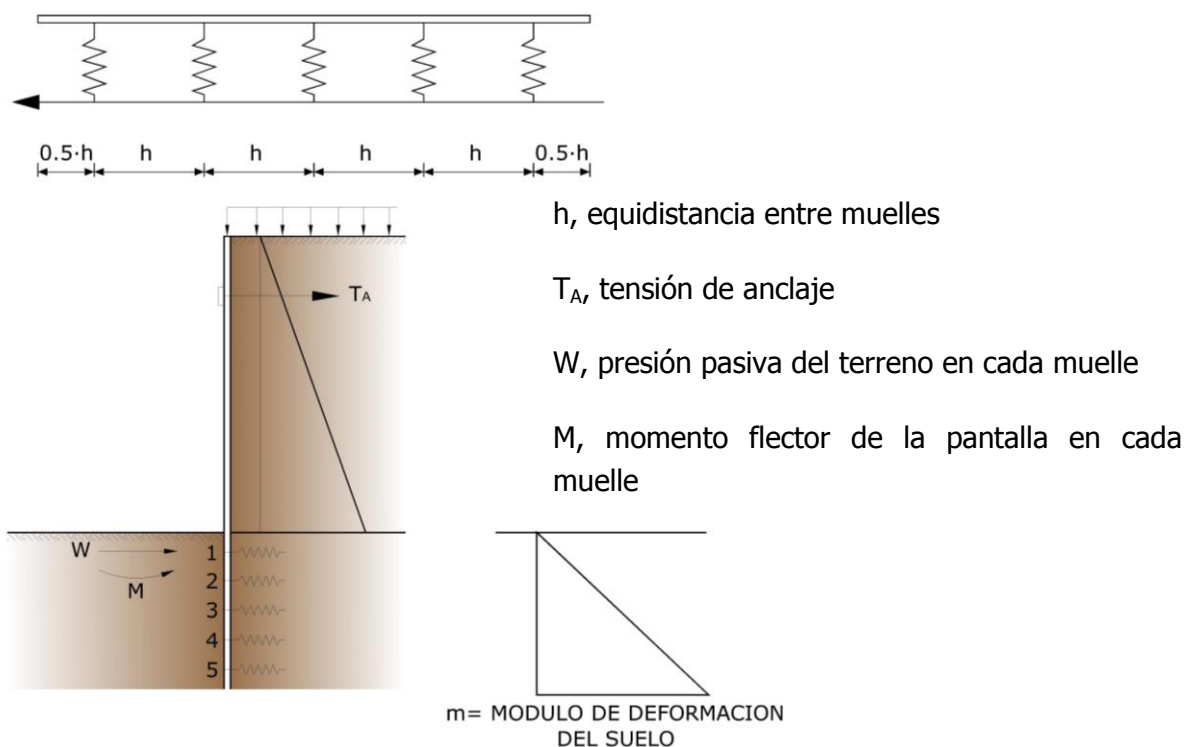


Figura 2.20. Esquema de cálculo del método de Turabi y Balla (Madrid A., 2004).

Una vez resuelto el problema matemático, lo aplicaron al caso de una pantalla con un anclaje, donde los muelles representan la reacción del suelo en esos puntos de la pantalla, hallando las leyes de empujes, momentos flectores y deformaciones de la pantalla para distintas hipótesis tanto de carga en el anclaje, como de valores de empotramiento relativo y de flexibilidad de la pantalla. En este método la única condición de deformación que se impone es la de movimiento nulo en el punto de apoyo o anclaje.

Supuso una gran aportación en el campo del cálculo de pantallas, pues fue uno de los primeros en suponer que el empuje que actúa sobre la pantalla era una consecuencia de la deformación que ésta experimentaba. Entre sus inconvenientes supone que el empuje crece indefinidamente con la deformación, impone la condición de deformación nula en el anclaje y, finalmente, no considera adecuadamente la rotura activa y pasiva del terreno, dado que en intentos previos para modelar el problema la presión del suelo que actúa sobre la pantalla se consideraba simplemente por medio de una función lineal del desplazamiento, pero no estaba limitada por las presiones activa y pasiva en el momento de la rotura.

Método de Halliburton (1968)

También en 1968 Halliburton estudió el comportamiento de las pantallas y presentó un método en el que consideraba que el empuje del terreno era una función del desplazamiento de la pantalla. La ley empuje-deformación se presenta en la figura 2.21.

En ella se puede ver un modelo de comportamiento no lineal del terreno, en el cual se incluyen los límites de los estados activo y pasivo en el momento de la rotura. En realidad la ley real (curva discontinua de la figura 2.21) se simplifica mediante tramos rectos (recta de trazo continuo de la figura 2.21), y se considera que la pendiente de la rama de empuje activo es igual a la de empuje pasivo; es decir que el módulo de balasto del terreno es igual en carga que en descarga.

Así partiendo desde el estado activo, pasando a través del empuje en reposo, hasta el estado pasivo, una vez alcanzados los estados límites, el empuje no sufre ninguna variación. Con esta hipótesis de trabajo se pueden relacionar los métodos de equilibrio límite con los métodos tensión-deformación (o métodos del coeficiente de balasto), puesto que más allá de un desplazamiento límite, se supone que se alcanza una situación de plastificación.

El método de Halliburton resuelve una ecuación diferencial de una viga elástica apoyada en una serie de muelles que representan la reacción del terreno. Este problema lo resuelve en diferencias finitas mediante un proceso iterativo, pues en principio se desconoce en qué rama de la curva empuje-deformación se encuentra cada punto. El inconveniente es que la resolución se lleva a cabo mediante intervalos iguales de diferencias finitas, circunstancia que representa un inconveniente para terrenos no homogéneos o con cambios de rigidez. Sin embargo, dicho inconveniente puede paliarse si se consideran intervalos de diferencias finitas muy pequeños.

El método no impone ninguna condición arbitraria de empotramiento perfecto o movimiento nulo en ningún punto, salvo en el punto de apoyo o anclaje, que se considera inmóvil. Una limitación de este método es que supone una relación única entre empuje y deformación para cada punto del terreno, no teniendo en cuenta el proceso de carga o descarga que haya sufrido el mismo en fases constructivas anteriores.

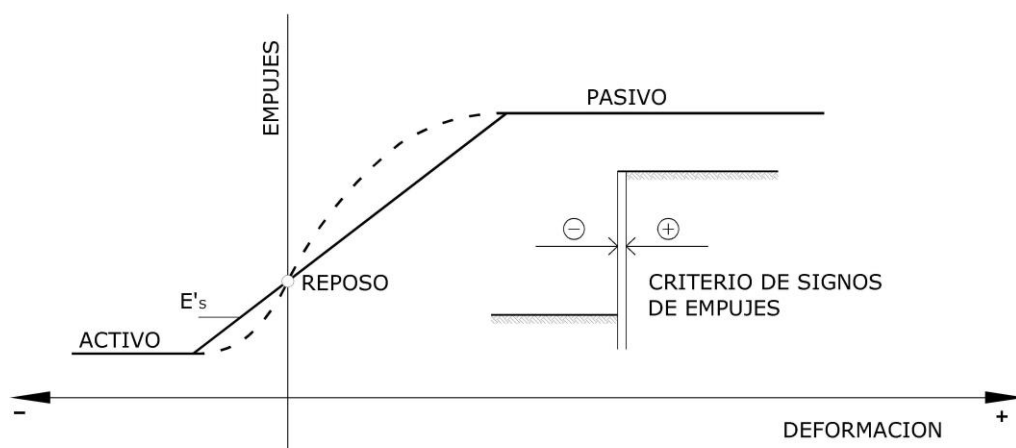


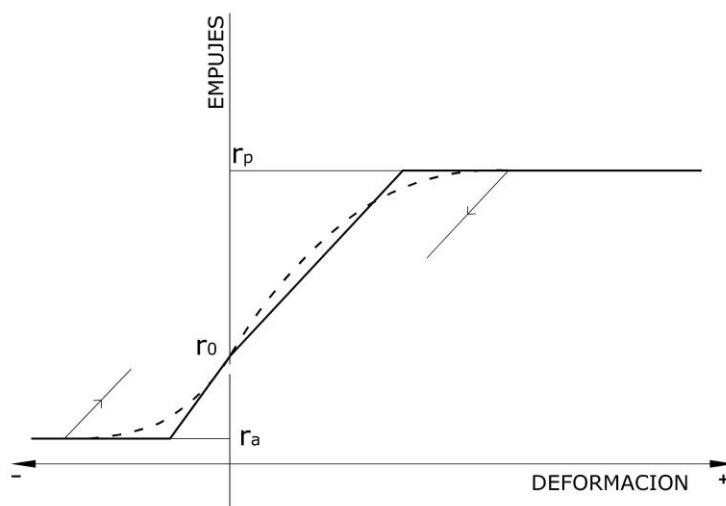
Figura 2.21. Ley empuje-deformación (E'_s), método de Halliburton (Madrid A., 2004).

Método de Castillo Ron (1973)

El análisis de los métodos de cálculo de pantallas más usados hasta 1973 revelaba que había una serie de factores que, a pesar de su tremenda influencia, no se tenían en cuenta en los cálculos como eran la rigidez de la pantalla, la rigidez de los anclajes o puntales, la influencia de las deformaciones en los empujes movilizados, el proceso constructivo y de excavación del terreno adyacente a la pantalla, el efecto del tiempo, el estado inicial del terreno, las deformaciones remanentes, la variación del rozamiento tierras-muro con la deformación. Algunos de los métodos más arriba descritos sí supusieron un avance en alguno de dichos aspectos, pero no en el conjunto de los mismos.

En 1973 Castillo Ron publicó su tesis doctoral. Su aportación supuso un gran avance en los procedimientos del cálculo con la interacción pantalla-terreno al proponer leyes empujes-deformaciones acordes a la realidad de las pantallas y un método de elementos finitos que permitiría incluir cualquiera de las variables anteriores.

Castillo Ron calcula la pantalla estableciendo las condiciones de equilibrio elástico de una serie de elementos finitos en cuyos nodos se supone concentrada la acción del terreno. Así el terreno se representa por unos apoyos puntuales semejantes a muelles cuyo comportamiento viene definido por la ley empuje-deformación adoptada para el suelo. Concretamente este modelo matemático estaba basado en suponer para el terreno una ley de empujes-deformaciones compuesta de cuatro tramos, dos de los cuales, los que representan los estados límites activo y pasivo, son horizontales.



r_p , estado límite pasivo; r_a , estado límite activo; r_0 , estado en reposo

Figura 2.22. Ley de empuje-deformación. Método de Castillo Ron (1973).

En el modelo se introducen las características de deformabilidad del terreno simultáneamente a las de la pantalla. Las conclusiones que se extraen del modelo matemático que Castillo Ron propuso son:

- ◆ La rigidez de la pantalla influye considerablemente en las deformaciones, siempre que esta no esté suficientemente apuntalada o anclada, en cuyo caso serán los anclajes o puntales los que determinarán dicha rigidez.

- ◆ Tanto si la pantalla tiene libertad de movimientos como si está fuertemente apuntalada o anclada, las leyes de empujes que actúan sobre ella no quedan apenas afectadas por su rigidez, mientras que en el caso intermedio es decir si la pantalla no tiene libertad de movimientos total (es decir no está totalmente "suelta" o "libre") como si no está totalmente anclada (es decir no está totalmente "fija" o "anclada") las leyes de empujes que actúan sobre ella pueden quedar notablemente afectadas por la rigidez de la pantalla.

- ◆ El ajuste de la tensión en los anclajes o puntales flexibles es muy importante si quieren evitarse deformaciones excesivas.

- ◆ El aumento de tensión en los anclajes o puntales rígidos con las modificaciones en la geometría de conjunto suelo-pantalla, posteriores a su instalación, puede ser muy importante, hasta el punto de que puede conducir a su rotura o a su plastificación. Por ello se recomienda el uso de coeficientes de seguridad elevados.

- ◆ La influencia del proceso constructivo, de excavación y de colocación de los anclajes o puntales es muy grande.

- ◆ La existencia de deformaciones remanentes es un hecho innegable y tiene una importancia grande en el proceso tenso-deformacional de la pantalla.
- ◆ Los desplazamientos horizontales se pueden minimizar mediante un pretensado vertical de la pantalla.
- ◆ El pretensado vertical de la pantalla cuando existe un empotramiento medio o alto es un método satisfactorio para reducir desplazamientos.
- ◆ El pretensado vertical reduce las flechas y mejora indirectamente las condiciones de trabajo del hormigón de la pantalla, ya que además de aparecer una compresión, los esfuerzos del pretensado son contrarios a los producidos por los empujes.
- ◆ El pretensado no puede sustituir a los anclajes sobretodo para empotramientos reducidos, dado que se hace necesaria la colaboración de los anclajes o puntales para lograr la estabilidad de la pantalla.
- ◆ Los ensayos en modelo reducido muestran que el relleno posterior a la excavación puede conducir a reducciones en los momentos flectores mucho menores de las que cabe esperar y en algunos casos conducir a un aumento de los mismos en ciertas zonas de la misma.
- ◆ El problema de las deformaciones en el tiempo, tiene como causa principal la consolidación horizontal en la zona empotrada (originada por la disipación de presiones intersticiales) y la fluencia del hormigón de la pantalla.
- ◆ El efecto de la fluencia del hormigón de la pantalla puede afectar todavía más a los asientos del terreno originados por el incremento de los desplazamientos horizontales, lo que puede ocasionar daños en las estructuras vecinas debido a asientos diferenciales.

Método de Rodríguez Liñán (1985)

En 1985 Rodríguez Liñán en su tesis doctoral propone un método tensión-deformación de cálculo de pantallas. El método se basa en la modelización del terreno como un sistema de resortes, con una ley empuje-deformación elasto-plástica. Las principales características de este método son las siguientes:

- ◆ Ley de empuje-deformación elasto-plástica, como la que se muestra en la figura 2.23. En los tramos curvos pueden utilizarse leyes rectilíneas o ajustarse parábolas u otro tipo de curvas que se adapten mejor al comportamiento del terreno.

♦ Como coeficientes de empuje, se adoptan los correspondientes a la teoría de Rankine. Estos valores proporcionan la situación de los dos tramos horizontales de la curva anterior.

♦ El modelo matemático que se emplea consiste en una viga continua con una serie de apoyos puntuales que funcionan como muelles de comportamiento no elástico y no lineal (ver figura 2.24).

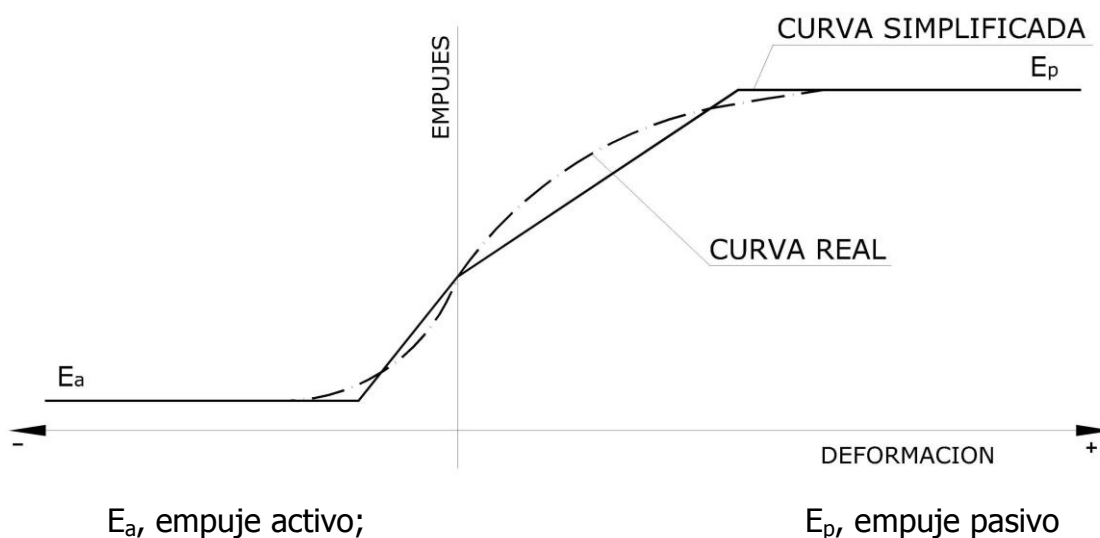


Figura 2.23. Ley empujes deformación elastoplástica. Método Rodríguez Liñán, 1985 (Madrid A., 2004).

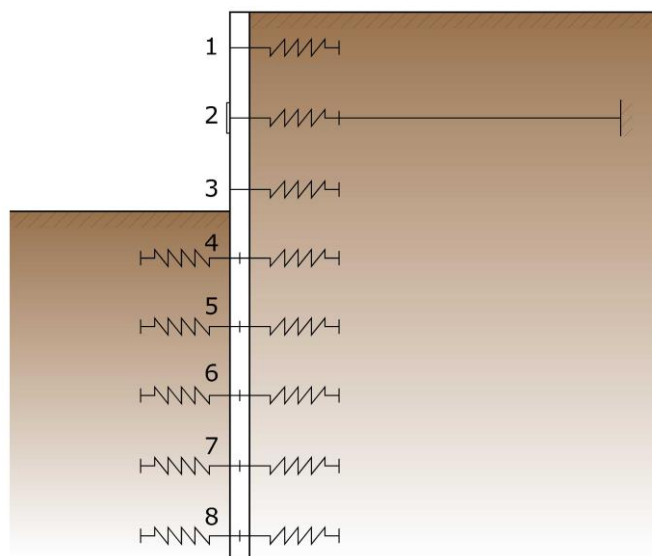
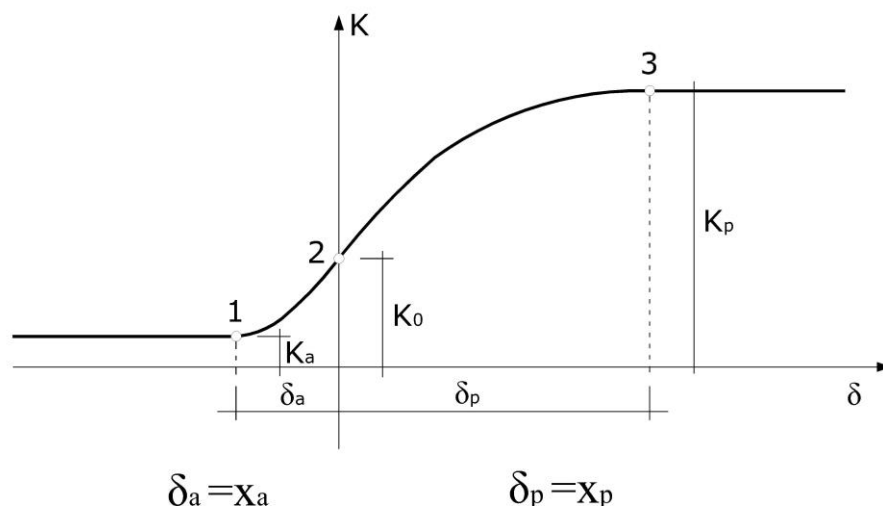


Figura 2.24. Esquema gráfico del modelo de cálculo del método de Rodríguez Liñán.

◆ Para describir el comportamiento de estos muelles, hay que tener en cuenta que el coeficiente de empuje del terreno varía con el desplazamiento de la pantalla de acuerdo con una curva como la representada en la figura 2.25.



δ_a = Deformación activa en trasdós; δ_p = Deformación pasiva en intradós.

Figura 2.25. Ley empuje-desplazamiento no lineal. Método de Rodríguez Liñán, 1985 (Madrid A., 2004).

Como se observa, se trata de una ley empujes-desplazamientos no lineal que, además, no pasa por el origen (a un desplazamiento nulo no le corresponde un empuje nulo, sino el empuje en reposo).

◆ Para un punto de la pantalla situado por debajo de la zona excavada se tendrían leyes diferentes para el intradós y el trasdós, de acuerdo con la figura 2.26.

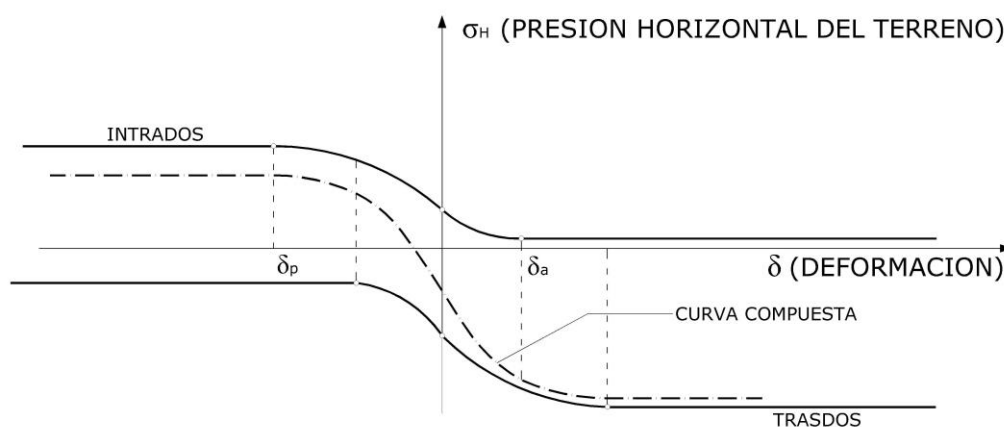


Figura 2.26. Ley empujes-desplazamientos para puntos situados bajo el nivel de excavación. Método de Rodríguez Liñán, 1985 (Madrid A., 2004).

En esta zona se trabajaría con la curva resultante de ambas.

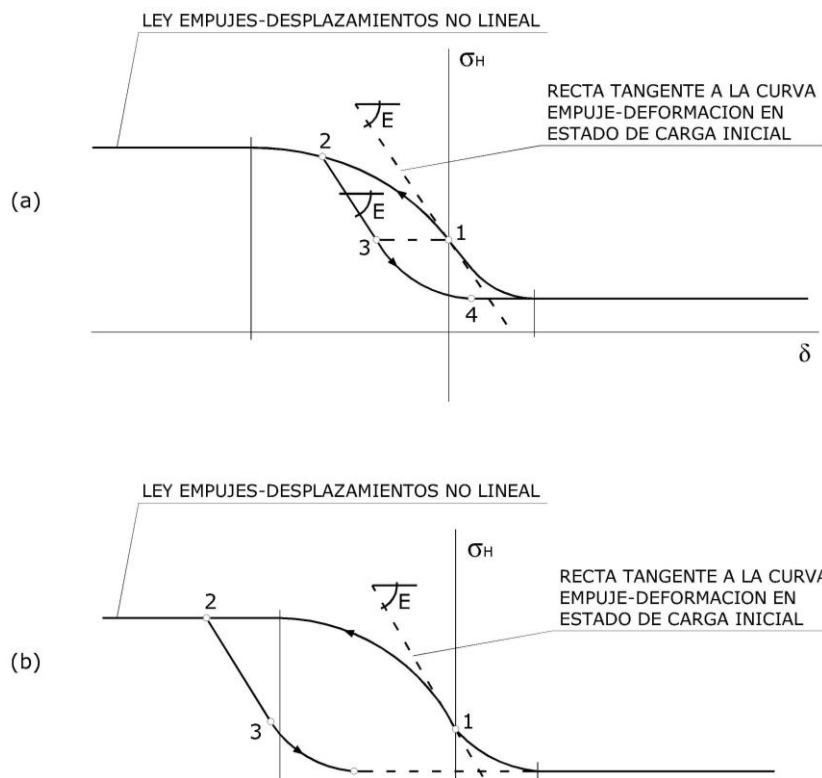
◆ Las curvas anteriores representan el comportamiento del terreno para cargas nodales a partir del empuje al reposo. Para estados de carga y descarga sucesivos, es preciso definir el comportamiento plástico del terreno. A modo ilustrativo se incluyen en la figura 2.27 una serie de curvas de empuje-deformación para distintas hipótesis de carga y descarga.

◆ El modelo propuesto permite tener en cuenta todas las fases constructivas de la pantalla teniendo en cuenta la situación en la que va quedando el terreno al final de cada fase, "recordando" el punto de la curva empuje-deformación, para arrancar de ahí los cálculos de la siguiente fase.

◆ En el modelo que se pueden tener en cuenta la presencia de anclajes o puntales y considerar fuerzas exteriores a la pantalla.

◆ Para terrenos cohesivos, permite el cálculo a corto, medio y largo plazo.

◆ Es posible considerar una ley de presiones de agua cualesquiera, definiendo la ley en cada fase de excavación para el trasdós y el intradós de la pantalla.



1-2-3-4= Trayectoria de ciclo de carga-descarga.

Figura 2.27. Curvas empuje-deformación para distintas hipótesis de carga-descarga. Método de Rodríguez Liñán, 1985 (Madrid A., 2004).

Determinación del coeficiente de reacción del terreno

En los métodos "tensión-deformación" el coeficiente de reacción del terreno es diferente según se aplique a las estructuras de contención o a las cimentaciones dado que en el primer caso el suelo proporciona una carga mientras que en el segundo caso la carga que transmite un cimiento al terreno es independiente del suelo. Para aplicar métodos que usen el coeficiente de reacción del terreno al caso del cálculo de pantallas, se deben resolver de forma independiente:

- ◆ La definición del terreno por medio de su coeficiente de reacción y de los límites que se corresponden con los estados de rotura activo y pasivo.
- ◆ El cálculo de la carga aplicada a la pantalla en cada una de las etapas del proceso constructivo, asumiendo que la deformación en cada caso sea cero.

Así el problema del cálculo de la carga aplicada sobre una pantalla, es un problema que depende directamente de la compresión y descompresión del terreno.

Al aplicar los métodos de cálculo clásicos de pantallas es necesario seleccionar un diagrama de tensiones para la estructura que obliga a considerar las deformaciones a las que estará sometido el suelo en función del tipo de estructura, de su rigidez, de la rigidez de los apoyos, de la naturaleza del suelo y del proceso constructivo. Esto conlleva establecer la hipótesis de que el terreno contenido permanecerá casi en un estado de reposo, mientras que la zona que sufre descompresión se aproximará al estado activo (Sanhueza, 2008).

Sin embargo para los métodos de cálculo basados en el coeficiente de reacción del terreno, las hipótesis no están relacionadas con las deformaciones, sino con la distribución de tensiones, que se incluyen en el cálculo para determinar el equilibrio. Por ello las hipótesis deben elaborarse siguiendo la distribución del coeficiente de reacción que actúa en la pantalla, la rigidez de los apoyos y la rigidez de la pantalla.

Terzaghi (1955) para estructuras de contención empotradas en terrenos arenosos, estableció un coeficiente de reacción que aumentaba linealmente con la profundidad, mientras que para pantallas empotradas en arcillas duras, indicó que el coeficiente de reacción era constante.

Por otro lado en la Figura 2.28 se presenta el ábaco publicado por Chaidesson fruto de los trabajos que este ingeniero realizó para la creación de un programa de cálculo de pantallas en la década de los '60 del siglo XX en Francia. En él, en función de la cohesión y el ángulo de rozamiento interno del terreno, el autor propone un coeficiente de reacción horizontal del suelo.

Repnikov (1967) tras combinar el modelo elástico con el de Winkler, propuso la relación lineal:

$$E \cdot I \frac{d^4 w(x)}{dx^4} = p(x) - K_H \cdot w(x) \quad (2.19)$$

Donde,

E , módulo elástico de la pantalla.

I , momento de inercia de una banda de ancho unitario.

K_H , coeficiente de reacción horizontal del terreno.

w , desplazamiento horizontal de la pantalla a la profundidad z .

Integrando esta expresión, se obtiene la deformada $w(x)=f [p(x)]$

Vesic, Barden y otros autores (Rodríguez Ortiz, 1982), propusieron una relación que consideraba los parámetros elásticos del terreno (módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson), aplicable a zapatas corridas suficientemente largas ($L/B > 10$, donde L era la longitud de la zapata corrida y B su anchura), por lo que se podría extender al caso de pantallas. La expresión era la siguiente:

$$K = \frac{0.65 \cdot E_s}{B \cdot (1 - \nu_s^2)} \quad (2.20)$$

El problema, como se puede ver, no es sencillo pues para estimar con cierto grado de certeza un valor adecuado de la constante de reacción K , hay que tener en cuenta que ésta no sólo depende de la rigidez relativa de la pantalla-terreno, sino también de la deformación que se produce y de la geometría que se considere (Sanhueza, 2008). Por ello Becci y Nova en 1987 (Carruba y Colonna, 2000) propusieron una formulación para K , y diversos autores han propuesto métodos donde K se calcula considerando que la masa de suelo se comporta de manera elástica y limitada por los estados activo y pasivo (Delattre, 2001).

La investigación de este tema sigue completamente abierta. Así cabe destacar la reciente investigación de Arozamena (2012) donde se establecen los valores numéricos del coeficiente de balasto horizontal más adecuados para el cálculo de pantallas en los suelos de Sevilla, a raíz del estudio de las obras de la Línea 1 del Metro de Sevilla (2003-2009). Se trata pues de un tema muy complejo, marcado por la imposibilidad de obtener unas ecuaciones constitutivas genéricas para todos los suelos.

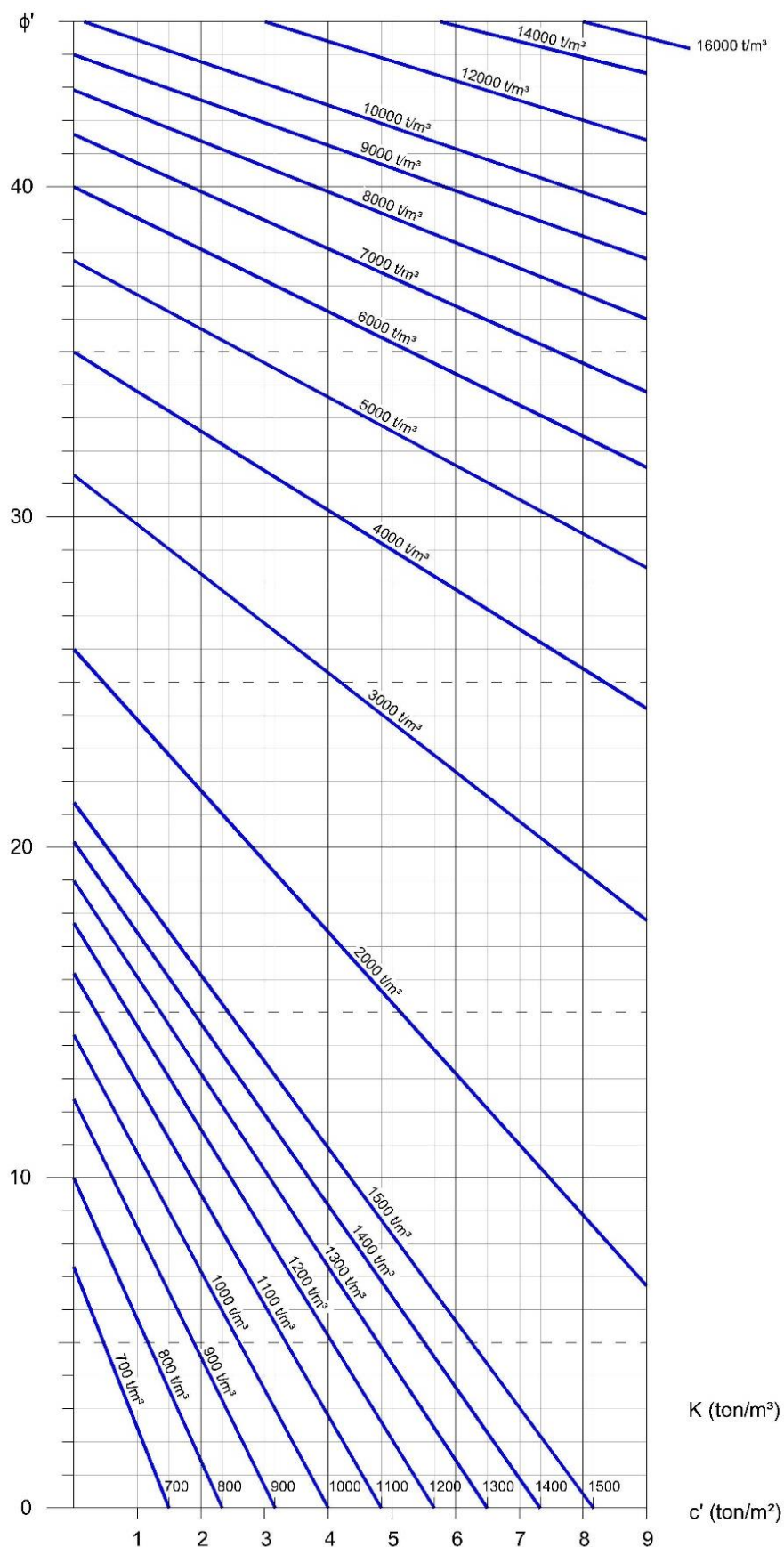


Figura 2.28. Coeficiente de reacción del terreno, ábaco de Chadeisson.

2.7.2. Normativa española para pantallas continuas

En la Normativa que se ha elaborado en España, se sigue contemplando la posibilidad de utilizar los métodos de estado límite. Así en el CTE (2006) se permite el uso de estos métodos, indicándose que los cálculos se efectuarán considerando los valores representativos de las acciones y los valores característicos de los parámetros del terreno. Se dice también que se considerará un factor de reducción del empuje pasivo $\gamma_{R, \text{pasivo}} \geq 1.5$. Salvo justificación en contra, se plantean los siguientes métodos de cálculo de la estabilidad de la pantalla por métodos de equilibrio límite:

- ◆ pantalla en voladizo: método de Blum,
- ◆ pantalla con un punto de sujeción próximo a coronación:
 - ◆ método de base libre (método americano),
 - ◆ método de base empotrada (método europeo).
- ◆ pantalla con más de un punto de sujeción: el empleo de métodos de equilibrio límite exige adoptar hipótesis complementarias. En este caso, el CTE aconseja efectuar cálculos considerando la deformabilidad (métodos tensión-deformación, bien basados en el modelo de Winkler, bien utilizando los elementos finitos o diferencias finitas).

Junto a esta propuesta, se plantean los siguientes criterios para la definición de los empujes en el estado límite último de la pantalla por métodos de equilibrio límite:

- ◆ Se considerará empuje activo en el trasdós, salvo en aquellos casos en los que, debido a la rigidez del muro, a las restricciones impuestas a su deformación (anclajes, apuntalamientos, etc), al proceso de puesta en obra del relleno o por la sensibilidad a las deformaciones de edificaciones o servicios situados en las proximidades de la coronación del muro, no se puedan producir los movimientos mínimos necesarios para movilizarlo.
- ◆ La construcción de muros en las proximidades de edificaciones requiere el limitar los movimientos asociados a estos. Al limitar los movimientos horizontales de los muros, deberá considerarse un incremento en los empujes del terreno debido a que no se permite que éste desarrolle completamente su capacidad resistente.
- ◆ Si existen edificaciones o servicios sensibles a los movimientos situados a poca profundidad, se considerará el empuje al reposo, k_0 en el dimensionamiento del muro por procedimientos de equilibrio límite. Si la distancia está comprendida

entre la mitad de la altura de la cota de asiento de la cimentación del edificio colindante al fondo de la excavación y la altura de asiento al fondo de la excavación, debe considerarse al menos un coeficiente $k=(k_0+K_a)/2$. Estos valores podrán modificarse si se efectúa un estudio de detalle para el cálculo de los movimientos y el análisis de los estado límite de servicio

◆ No se considerará la cohesión salvo justificación, debiendo considerarse su comportamiento a largo plazo, así como la posible presencia de fisuras. Para obras de carácter permanente en arenas y arcillas poco compresibles, los muros deben estudiarse considerando el ángulo de rozamiento interno en tensiones efectivas y despreciando la cohesión. Para obras de carácter provisional en suelos arcillosos, el cálculo puede hacerse a partir de la resistencia al corte no drenada.

◆ En cualquier caso la presión considerada sobre el muro no será inferior a 0.25 veces la tensión efectiva vertical.

◆ Para la valoración de empujes estabilizadores en el intradós de la pantalla, se considerará un coeficiente de seguridad no inferior a 1.5 frente al empuje pasivo.

◆ En estructuras de contención apuntaladas, el grado de deformación permitido puede impedir el desarrollo del estado de empuje activo. Para el cálculo se utilizarán los diagramas de empuje semiempíricos de la figura 2.29 (donde H es la profundidad de excavación) con los criterios que se definen en el CTE. Para profundidades superiores a 12 metros deberán hacerse comprobaciones de la aplicabilidad de dichos diagramas.

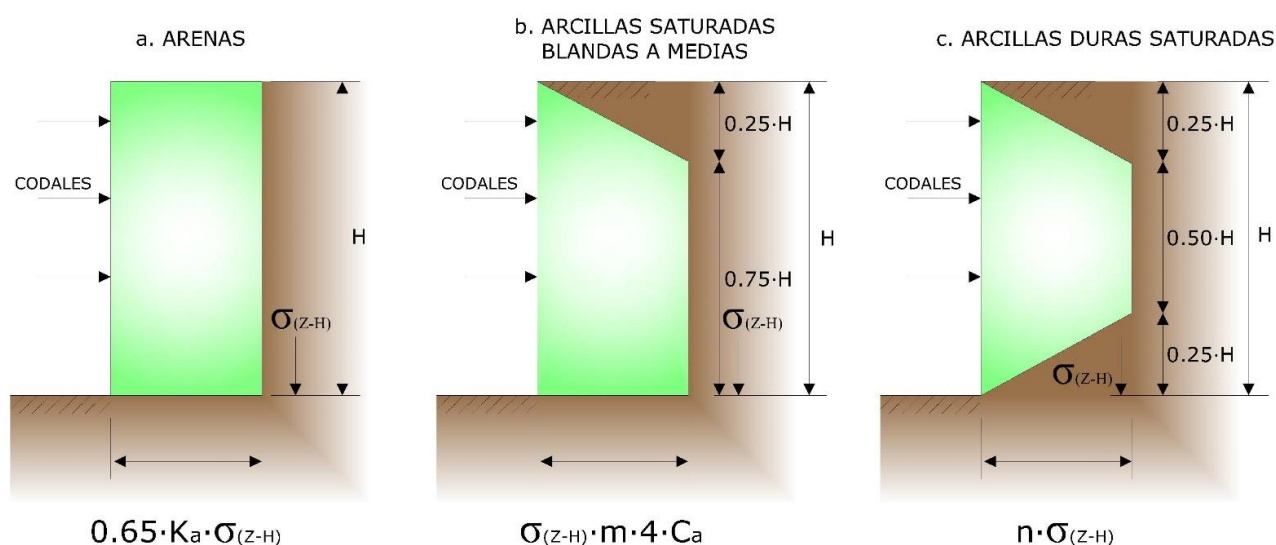


Figura 2.29. Diagramas de empuje semiempíricos en distintos tipos de terreno para evaluar empujes en codales según CTE 2006.

2.7.3. Métodos de cálculo para pantallas de pilotes

En general, la mayor parte de los modelos de análisis utilizados en pantallas continuas, siempre que se efectúe un análisis bidimensional en deformación plana, serán válidos para las pantallas de pilotes. Solamente en el caso en el que se tuviese en cuenta el comportamiento tridimensional de la estructura, es decir se estudiase el funcionamiento de la pantalla como placa o lámina, los métodos para pantallas continuas no serían válidos para pantallas de pilotes, por no existir en los últimos, continuidad en la dirección horizontal.

Dado que las pantallas de pilotes se encuentran formadas por elementos singulares inicialmente aislados entre sí, hay que tener en cuenta para el cálculo de las pantallas de pilotes que un pilote vertical resiste cargas lateralmente movilizando la presión pasiva en el suelo que le rodea.

El grado de distribución de la reacción del suelo depende de la rigidez del pilote, la rigidez del suelo y la restricción de movimientos del pilote.

En cuanto a la clasificación de las pantallas de pilotes, en lo que se refiere a abordar su proceso de cálculo, se debe tener en cuenta su esbeltez, de tal forma que se deberá distinguir entre pilotes cortos o rígidos y pilotes largos o elásticos. Entre ellos existe una diferencia cuantitativa de entidad en la variación de la flexión o deformación, en la distribución del momento, en la distribución del esfuerzo cortante, según se considere un pilote corto o largo cargado lateralmente.

Además de ello a continuación se pasan a exponer las distintas soluciones disponibles en la actualidad, dentro de los métodos tensión-deformación, para el cálculo de pilotes cargados lateralmente, publicadas por diversos autores.

Un método general para determinar momentos y deformaciones por flexión en un pilote vertical hincado en un suelo granular y sometido a carga lateral y momento en la superficie del terreno fue dado en 1960 por Matlock y Reese (figura 2.30). De acuerdo con Winkler, un suelo es reemplazado por una serie de resortes elásticos independientes infinitamente cercanos entre sí, en base a esta hipótesis:

$$K = \frac{p' (kN / m^2)}{x(m)} \quad (2.21)$$

siendo:

K, módulo de reacción del subsuelo,

p' , presión sobre el suelo,

x , deformación debida a flexión.

Utilizando el modelo de Winkler se llega a calcular la deformación debida a la flexión, el giro, el momento flector, el cortante del pilote y la reacción del suelo todos ellos a cualquier profundidad. Concretamente, usando la teoría de vigas sobre cimentación elástica, se tiene:

$$E_p \cdot I_p \cdot \frac{d^4 x}{dz^4} = p' \quad (2.22)$$

De acuerdo con el modelo de Winkler:

$$p' = -K \cdot x \quad (2.23)$$

(negativo dado que la reacción del suelo tiene dirección opuesta a la deformación por flexión del pilote). Las soluciones particulares de la ecuación diferencial y los coeficientes de las mismas están perfectamente recogidos en Das, 2001.

Autores como Broms (1965), publicaron los resultados de resistencia por carga última $Q_{u(g)}$ en pilotes hincados cortos en un suelo granular y en un suelo cohesivo, tanto por rotura cortante del suelo como a flexión del pilote. Posteriormente Meyerhof (1995) abordó el mismo análisis para todo tipo de pilotes en cualquier tipo de terreno. La formulación desarrollada y/o la publicación de los ábacos de momento máximo que puede llegar a alcanzar un pilote cargado lateralmente se encuentran bien desarrollados en Das, 2001.

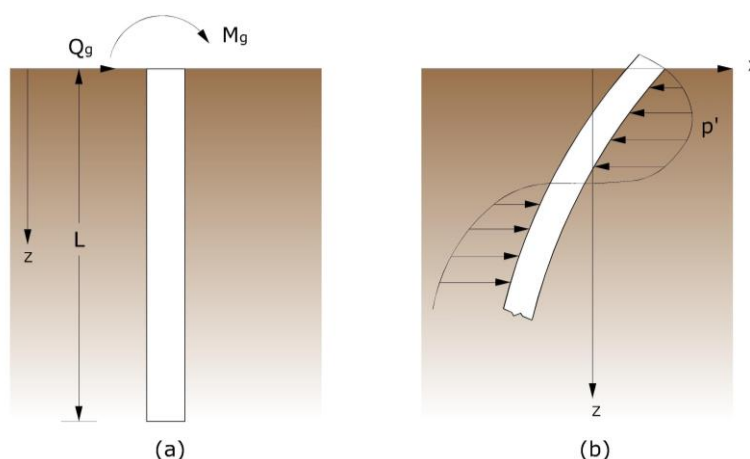


Figura 2.30. (a) Pilote cargado lateralmente; (b) resistencia del suelo sobre un pilote causada por carga lateral (Paz-Curbera 2004).

2.7.4. Modelos numéricos de cálculo

Los modelos de cálculo tipo Winkler, desarrollados con profusión entre 1960 y 1973, permitieron esclarecer algo más el comportamiento de los muros pantalla, dada la limitación de los modelos de cálculo de equilibrio límite. Estos modelos facilitaron el estudio de la influencia de determinadas variables que intervienen en el cálculo y diseño de dichas estructuras flexibles de contención y que no se podían tener en cuenta en los modelos de equilibrio límite. Pese a ello, rápidamente se fue consciente de las limitaciones que presentaban los modelos hookianos.

Contemporáneamente, años 60-70 del siglo XX, ya estaban desarrollados los ordenadores que permitían el uso de modelos de elementos finitos. Sin embargo el problema era conocer el modelo matemático que reprodujese fielmente el comportamiento del suelo, al menos en la influencia que las deformaciones del terreno tenían en el comportamiento de las pantallas.

Como ya se ha indicado más arriba fue en el año 1973 con la tesis doctoral de Castillo Ron, donde por primera vez se intentó tener en cuenta a la vez en el cálculo tensión-deformación, gran cantidad de variables y condiciones de contorno que intervienen en el problema.

Sin embargo no ha sido hasta las últimas décadas, a partir de 1985, cuando la modelización numérica de problemas geotécnicos en general, y de las pantallas en particular, se ha convertido en una práctica cada vez más habitual. Esto ha sido debido entre otras causas a:

- ◆ El aumento de la instrumentación para obras subterráneas, lo que ha permitido adquirir datos sobre tensiones y desplazamientos asociados a dichas obras. Por lo tanto, la comparación de datos numéricos con los datos de auscultación de las obras ha permitido realizar análisis retrospectivos ciertamente útiles para avanzar en el conocimiento del funcionamiento de las estructuras.
- ◆ El gran desarrollo de los medios informáticos que ha facilitado realizar cálculos complejos en plazos de tiempo razonables.
- ◆ La posibilidad de realizar predicciones y comprobaciones de múltiples opciones en el diseño de las obras subterráneas.

Existe un gran número de códigos (herramientas de cálculo) susceptibles de ser utilizados en la elaboración de modelos numéricos continuos para el cálculo de pantallas.

Estas herramientas se basan en la discretización espacial del dominio continuo en elementos, de manera que transforman las ecuaciones de continuidad y de equilibrio, normalmente ecuaciones en derivadas parciales, en sistemas de ecuaciones algebraicas discretas. La resolución numérica se puede realizar por medio de diferentes técnicas, entre las que destacan los métodos de elementos finitos y diferencias finitas. Habitualmente, este tipo de códigos permiten la utilización de diversos modelos constitutivos, desde modelos elásticos simples, hasta modelos elastoplásticos con diferentes grados de sofisticación. Entre los códigos de cálculo más utilizados en ingeniería geotécnica destacan FLAC3D y UDEC (ITASCA, 1997), SIGMA-W (GEO-SLOPE Internacional, 1992) y CRISP-90 (Britto y Gunn, 1987), si bien existen otros muchos programas, tanto comerciales como desarrollados por proyectos de investigación de centros públicos.

Los modelos numéricos de elementos finitos o de diferencias finitas aplicados al diseño de pantallas, permiten incluir una serie de variables que se sabe influyen en la magnitud de los empujes totales como el estado tensional inicial del terreno, el efecto del rozamiento tierras-muro y su variación con la deformación del muro, la rigidez de la pantalla, la rigidez de los anclajes o puntales, la influencia de las deformaciones en los empujes movilizados, la influencia del proceso constructivo, la influencia de la excavación del terreno adyacente a la pantalla, el efecto del tiempo y el comportamiento reológico de los materiales, las deformaciones remanentes (sobre todo en terrenos cohesivos), la influencia de las bermas y su retirada, etc.

La creación de un modelo matemático que reproduzca el comportamiento del conjunto suelo-pantalla es un problema muy complicado, debido no sólo a la cantidad de variables que intervienen sino también al desconocimiento de las ecuaciones de constitución del terreno.

En general en los modelos numéricos la pantalla se calcula estableciendo las condiciones de equilibrio según el modelo constitutivo del terreno de Mohr-Coulomb, de una serie de elementos finitos en cuyos nodos se supone concentrada la acción del terreno definida por la ley empuje-deformación propia de dicho terreno.

Los modelos proporcionan tensiones en la estructura, que se deberán integrar para poder obtener los esfuerzos, las deformaciones horizontales en la misma y los asentamientos en el trasdós.

La obtención de los movimientos horizontales y verticales del terreno y de la estructura ha sido uno de los mayores avances que han aportado los modelos numéricos. Al tratarse de estructuras de contención flexible, las deformaciones controlan la generación de esfuerzos; por tanto una buena determinación de los

movimientos de la pantalla redundará en una obtención de esfuerzos sobre la misma más reales que los que se obtienen con los modelos hookianos.

Así los principales factores que provocan las deformaciones, a saber, ancho de la excavación, profundidad de la excavación, rigidez de la pantalla, espaciado entre los apoyos, rigidez y pretensado de los elementos de sujeción, profundidad a la que se encuentra el terreno duro, características tenso-deformacionales de cada estrato involucrado en la excavación, trabajos de depresión del nivel freático, existencia de sobrecargas adyacentes a la pantalla, condiciones de fluencia de la estructura, condiciones de consolidación de suelos blandos, condiciones de ejecución de la obra, etc, hacen que los modelos tipo Winkler proporcionen una buena aproximación pero con frecuencia insuficiente y se acabe necesitando la modelización mediante modelos de elementos finitos resueltos por métodos de elementos finitos o por diferencias finitas.

A la vez, la complejidad de la realización de estos modelos matemáticos, calibrados con la instrumentación (si existe), en contraste con la facilidad de calcular con modelos hookianos, hace que sólo en función de la complejidad de la obra se acabe recurriendo a los modelos numéricos.

2.7.4.1. Tendencias de los trabajos de pantallas en los últimos años

En este apartado se sintetizan las principales aportaciones realizadas por la comunidad científico-técnica en el cálculo de pantallas entre los años 1975 y 2017. La casuística de muchos de los aspectos de estudio es muy amplia y reiterativa, dado que ninguno de los investigadores trata de cerrar o concluir los temas analizados, sino de ir arrojando cada vez más luz sobre ellos. Sí se puede afirmar que todo el desarrollo de los elementos finitos dirige las principales aportaciones en dichos años.

Numerosos autores han realizado recopilaciones e intentos de sistematización de los métodos clásicos de cálculo o de tensión-deformación como Schneebeli (1974), Xanthakos (1979), Jiménez Salas *et al.* (1980 y 1981), Das (2001), González Caballero (2001), Paz-Curbera (2004), Madrid (2004), Ayuso *et al.* (2010), o han profundizado en algún aspecto concreto como Paulos y Davis (1974), etc. Qué decir de los distintos organismos públicos de los países donde esta técnica constructiva se ha usado con frecuencia como Francia, Reino Unido, Dinamarca, Canadá, Holanda, Alemania, Estados Unidos, Japón, España, etc. La profusión de documentos recomendativos o normativos, es muy elevada y se sigue actualizando con el paso de los años. Se evita pues caer en una referenciación exhaustiva y tan solo se cita para dejar constancia de su existencia y, en general, de su fácil acceso.

Pese a que se comentarán más adelante algunos de los trabajos por donde se ha desarrollado el estado del conocimiento en este tipo de estructuras, la bibliografía sobre distintos aspectos particulares del cálculo de pantallas es amplísima, al intervenir gran cantidad de variables en la resolución del problema.

Por citar algún ejemplo, los intentos de Tschbotarioff (1948) de medir las tensiones producidas por la flexión de las pantallas, siguieron siendo tratados por Clayton y Bica (1995) mediante células de presión total, o dieron pie al estudio de los mecanismos de deformación y de la transferencia de cargas (Ng y Yan (1998)).

Se observa que numerosos estudios son retrospectivos en la obtención de los parámetros geotécnicos, o en comparación de métodos de cálculo partiendo de las deformaciones instrumentadas en obra (Clough, G.W. y Reed, M.W. (1984), Rigby *et al.* (1999), Inaoue *et al.* (2000), Bazin (2001)) ; otros realizan recomendaciones para seleccionar el módulo de reacción horizontal (Monnet (1994) y Simon (1995)) o presentan la elaboración de programas de ordenador para el cálculo de pantallas (Justo Rodríguez y Jaramillo (1994)). La vuelta a métodos semiempíricos (Beadman (2001)) está siempre viva o la búsqueda de soluciones analíticas prácticas para predecir de forma sencilla los movimientos, cambios en las tensiones horizontales (Ou *et al.* (1993), Ng y Lei (2003)); incluso se ha intentado la elaboración de una base de datos mundial que permita tener una previsión de movimientos de la pantalla en cada una de las zonas reseñadas (Long (2001) y Boone S.J. (2005)); los mecanismos de rotura de un batache (Bolt *et al.* (1996)); el comportamiento de pantallas en suelos cohesivos ((Bjerrum y Eide (1956), Goh (1994)) han sido otros estudios recurrentes; y finalmente el inicio de los estudios de pantallas en 3D (Ng *et al.* (1996)). La enumeración podría ser extensísima pero la elencada, y la que se desarrolla a continuación, sirva de muestra de la orientación de los trabajos en los últimos años.

Así ya Rodrigues (1975) realizó un análisis de sensibilidad en cuanto a las dimensiones de la malla a emplear en el cálculo de contenciones flexibles. Concluyó que, para una profundidad del recinto excavado igual a H, el contorno vertical debe estar situado, al menos, a una distancia $10 \cdot H$, mientras que el contorno inferior debe situarse a una profundidad $5 \cdot H$ desde la base de la pantalla (ver figura 2.31).

Karlsruud (1986) estudió la relación entre el factor de seguridad del levantamiento de fondo (FOS) y la deformación vertical máxima que se producía en materiales cohesivos blandos de Oslo. Concluyó con una serie de ábacos que enfrentaban el máximo movimiento vertical $\delta_{v\text{máx}}$ adimensionalizado por el espesor de los suelos blandos, el valor del FOS.

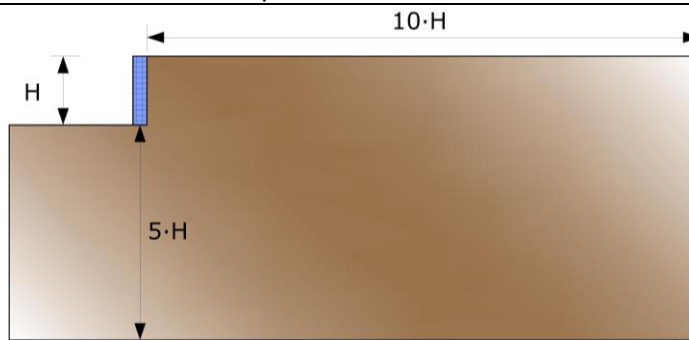


Figura 2.31. Dimensiones del modelo (Rodrigues, 1975).

Aunque Peck (1969) fue un pionero al publicar sus ábacos de predicción de asientos en el trasdós de la pantalla en sentido perpendicular a la misma, otros autores como Bowles (1996) retomaron el tema y propusieron otros métodos para estimar de nuevo el perfil de asientos provocado por una excavación realizada en un recinto apantallado, empleando las técnicas de los elementos finitos.

Clough y O'Rourke (1990) estudiaron los efectos de la excavación, el sistema de apoyo y el proceso constructivo, en los movimientos de los recintos apantallados. Sus métodos estaban basados en procesos semiempíricos (ver figura 2.32). Para arcillas rígidas, suelos residuales y arenas el máximo movimiento lateral $\delta_{hm\acute{a}x}$ determinado fue de aproximadamente 0.2% y el vertical 0.15%, ambos referidos a la profundidad de excavación. Para arcillas medias y blandas, era necesario considerar el factor de seguridad contra el levantamiento de fondo (FOS); así para valores de $FOS < 1.2$ encontraron que $\delta_{hm\acute{a}x} > 2\%$ y, para valores de $FOS > 2$, $\delta_{hm\acute{a}x} < 0.5\%$, ambos también referidos a la profundidad de excavación.

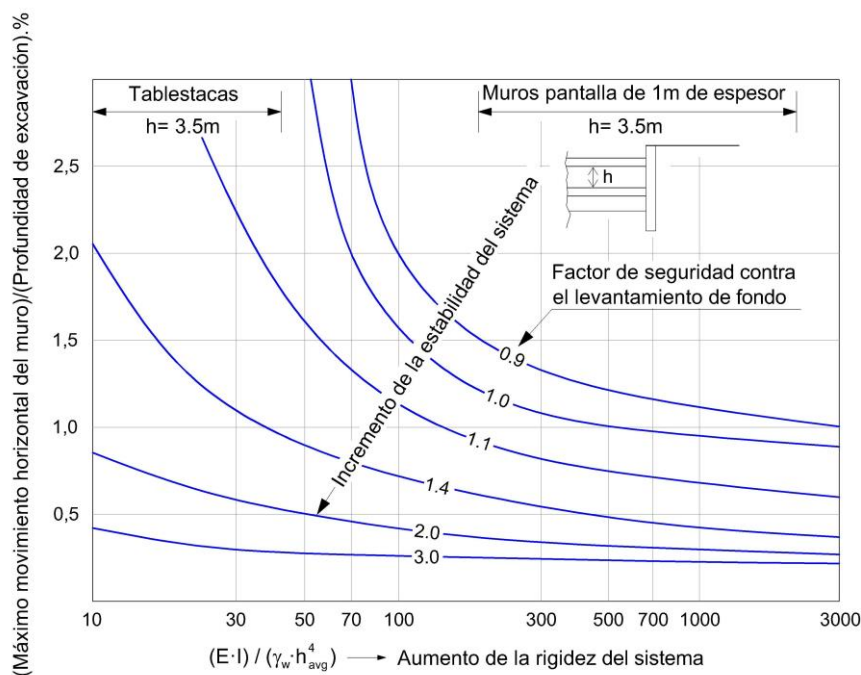


Figura 2.32. Máximo movimiento horizontal de una estructura flexible en función de la rigidez del sistema y del FOS (Clough & O'Rourke, 1990).

O'Rourke (1992) propuso una nueva expresión analítica para calcular el factor de seguridad de la base de la excavación.

Bolton y Stewart (1994) investigaron la estabilidad y capacidad de servicio de muros pantalla apuntalados, construidos *in situ* en arcilla rígida, en las siguientes condiciones:

- ◆ Cuando se ejecuta una excavación en el intradós de las pantallas.
- ◆ Cuando se abate el nivel freático.
- ◆ Cuando el nivel freático asciende o se restablece.

Su investigación se basó en la construcción de tres modelos reducidos. Propusieron un mecanismo de comportamiento simplificado que proporcionase un método de análisis para muros pantalla apuntalados y que permitiese al proyectista calcular las deformaciones del suelo y de la estructura sin recurrir a análisis complicados y caros basados en cálculos por ordenador. Las condiciones que se debían cumplir eran la satisfacción de los requerimientos de equilibrio y compatibilidad, y la habilidad para utilizar trayectorias de esfuerzos específicos y datos de tensión.

God (1994) propuso un método para estimar el valor del FOS considerando la rigidez de la pantalla y su profundidad de empotramiento.

Ese mismo año Moor (1994) se vio metido en una polémica en base a su trabajo sobre los efectos de la ejecución de pantallas continuas. En la discusión que se planteó, el autor resaltó en su investigación que la presión de la bentonita utilizada durante el proceso constructivo, debía incluirse en el cálculo de la presión máxima actuante a una determinada profundidad cuando esta profundidad superaba lo que él llamaba profundidad crítica. También remarcó la variación del empuje horizontal con la distancia normal al plano de la pantalla, tanto en el centro como en la esquina de cada panel ejecutado.

Addenbroke (1994) estudió el estado del arte sobre el número de flexibilidad y rigidez del sistema; acabó proponiendo una nueva formulación del mismo. En el año 2000 Addenbrooke *et al*, mediante el uso de modelos numéricos con elementos finitos, confirmaron el número de flexibilidad propuesto por Addenbroke (1994). Para excavaciones no drenadas en arcillas rígidas, para un estado de tensiones inicial dado y una rigidez de los apoyos definida, los sistemas de apoyo que presenten el mismo número de flexibilidad proporcionarán, prácticamente, el mismo desplazamiento lateral de la pantalla y el mismo perfil de asientos del terreno.

Carder (1995) estudió pantallas en el Reino Unido y, en función del sistema de la rigidez de los apoyos, detectó que los desplazamientos horizontales máximos medidos, $\delta_{h\text{máx}}$, eran de $0.125\% \cdot H - 0.4\% \cdot H$ para los sistemas de apoyo altamente rígido y de baja rigidez respectivamente, y los asientos verticales se encontraban entre $0.1\% \cdot H - 0.2\% \cdot H$, siendo H la profundidad de la excavación.

Som (1995) presentó, en el Congreso Internacional sobre Excavaciones Subterráneas, un trabajo en el que mostraba una revisión al diseño y construcción de pantallas en arcilla blanda. Para ello abordaba los principales problemas de este tipo de estructuras como son su profundidad, el número de apuntalamientos, el movimiento de la pantalla, la presión del terreno, la carga de los puntales y los asientos del trasdós.

Powrie y Kantartzi (1996) estudiaron factores como la elevada presión inicial del terreno en depósitos de arcillas sobreconsolidadas, y las condiciones de tensión y drenaje límites impuestas en la interfaz entre la pantalla y el suelo.

Estos autores describieron los cambios en la presión de poro y los movimientos en el terreno observados durante la simulación de zanjas con bentonita y con hormigón en un número de tests que utilizaron en sus modelos reducidos. A la vez estudiaron la influencia del nivel freático y la geometría del batache para la ejecución de la pantalla. Los movimientos del terreno que se detectaban dependían de diversos factores, incluyendo el nivel freático inicial y la geometría (relación longitud-profundidad) del tramo de pantalla ejecutado. El nivel freático inicial resultaba particularmente importante; así los asientos en la superficie del terreno se reducían por 10 cuando la excavación se ejecutaba con el nivel freático situado a 10 metros bajo la superficie del terreno respecto a cuando se encontraba en la superficie del mismo. Para un batache de pantalla de 18.50 metros de profundidad y 1.00 metro de espesor, observaron que la consideración en tres dimensiones reducía por 3 los desplazamientos en el centro de un batache de 5 metros de largo, pero dicha reducción para un panel de 10 metros de largo era mucho menor.

Vieron que en el caso general de una excavación para una pantalla, los movimientos del suelo más significativos, generalmente se esperaba que se produjesen dentro de una distancia de aproximadamente igual a la longitud horizontal del batache medido en profundidad en el plano de la zanja. En el caso de un único panel de longitud finita, la extensión de la zona de desplazamiento se reducía debido a los efectos tridimensionales. Así para una zanja con una relación ancho-profundidad de 0.054 las reducciones en el movimiento eran más significativas para una relación longitud-profundidad de 0.27 que para una relación longitud-profundidad de 0.54. Ello les

sugirió que en la práctica los bataches deberían tener una longitud de menos de 0.25-0.33 veces su profundidad.

Finalmente describieron cómo la presión de poro se reducía durante la excavación y aumentaba durante el hormigonado. Sin embargo el efecto neto de esta variación lo consideraron irrelevante.

El trabajo más arriba mencionado de Lings *et al* (1995), donde estos autores intentaban realizar un análisis en tres dimensiones sobre los efectos que suponía en el terreno la ejecución de una pantalla, fue sometido por parte de la comunidad científica a una discusión en 1996. Los autores del trabajo plantearon asumir que K_0 disminuía con la profundidad, provocando una disminución de los movimientos horizontales con la profundidad, al excavar un batache de una pantalla.

Además instrumentando el batache de la pantalla mediante la realización de sondeos verticales a diferentes distancias horizontales de ésta, se ponía de manifiesto que:

- ◆ la deformación horizontal disminuía con la profundidad,
- ◆ la deformación horizontal disminuía con la horizontal al batache (cuanto más cerca de la zanja -para una misma profundidad- se observaba más deformación horizontal en el terreno próximo a la zanja y menos deformación horizontal en el terreno más alejado perpendicularmente de la zanja).

Chang y Wong (1996) presentaron un trabajo donde remarcaban que el diagrama de tensión aparente propuesto por Terzaghi-Peck para excavaciones apuntaladas en arcillas blandas fue desarrollado basándose en medidas tomadas de muros flexibles. Su aplicabilidad con pantallas más rígidas no se había investigado. A través del programa "EXCAV95" que incorporaba el análisis mediante elementos finitos se alcanzaron las siguientes conclusiones:

- ◆ Para excavaciones apuntaladas en arcillas blandas efectuadas con pantallas, el diagrama de presión aparente de Terzaghi-Peck tendía a subestimar las fuerzas de apuntalamiento cuando las relaciones E_i/c_u y $c_u/\gamma \cdot H$ estaban por debajo de 500 y 1.5 respectivamente (siendo E_i el módulo de deformación del suelo, c_u la resistencia al corte sin drenaje, γ la densidad del terreno y H la altura de la excavación).
- ◆ La forma y magnitud del diagrama de presión aparente, no estaban afectados por el número de niveles de apuntalamiento.

Moor y Stevenson (1996) presentaron un trabajo, en el que haciendo un análisis retrospectivo sobre el túnel de *Limehouse Link* demostraban que se podía obtener

una estimación segura de la deformación por flexión de una pantalla si se consideraba adecuadamente la tensión inicial o *in situ* de la pantalla, es decir demostraban que habían calibrado el modelo de cálculo mediante la instrumentación.

Gourvenec *et al.* (1996), reflexionó sobre el modo en que las pantallas se apoyaban al terreno con puntales temporales antes de que se colocasen los anclajes definitivos. Demostró que el uso de bermas conjuntamente con una cuidadosa monitorización podía ser una medida constructiva económica y efectiva. La magnitud de los movimientos se podía controlar mediante el control de ejecución en obra. Los resultados de la monitorización mostraban que las bermas eran efectivas en el soporte de las pantallas durante la fase de sostenimiento provisional de obra.

Masuda (1996) presentó un procedimiento sencillo para la predicción de las deformaciones por flexión máximas de una pantalla de hormigón en excavaciones profundas, en base al estudio de 52 casos reales donde la excavación final oscilaba entre los 10-42 metros. Para proponer una correlación empírica que permitiese predecir la deflexión máxima de la pantalla, el autor tuvo en cuenta las propiedades del suelo (especialmente el módulo de elasticidad encima y bajo las excavaciones), las dimensiones de la pantalla, el espaciado y número de puntales, el proceso constructivo. Finalmente propuso diferentes ecuaciones en función del tipo de terreno y de la máxima deformación por flexión de la pantalla..

Hashash y Whittle (1996) realizaron un modelo numérico en el que demostraron el alto grado de sensibilidad que presentaba el cálculo de las pantallas, respecto a los parámetros utilizados en los anclajes de las mismas.

Wong *et al.* (1997), en alternancias de terrenos blandos y duros, relacionaron los máximos movimientos horizontales y verticales con las alturas de excavación, $\delta_{h\text{máx}}$ y $\delta_{v\text{máx}}$, alcanzando la relación de $<0.35\% \cdot H$ y $<0.5\% \cdot H$, respectivamente (siendo H la altura de excavación).

Powrie *et al.* (1998) publicaron su trabajo, en el que en base a una serie de ensayos triaxiales, investigaron la respuesta del suelo a la tensión total asociada a la ejecución y posterior excavación de una pantalla. Los resultados más relevantes fueron:

- ◆ Las tensiones de suelo más significativas podían tener lugar durante la excavación del batache, particularmente cuando el coeficiente k_0 era elevado. Diferentes valores de k_0 afectan a la tensión cortante que se produce durante la excavación del batache.

◆ El efecto neto entre la disminución de la presión de poro (que reduce la tensión horizontal total durante la excavación de la pantalla bajo la bentonita), y el incremento de la misma (que aumenta la tensión total horizontal), era pequeño.

◆ Uno de los mayores efectos de la ejecución de una pantalla era que el estado tensional *in situ* del suelo se modificaba.

◆ Para el suelo trasdosado al muro, se invertía la dirección de la tensión entre el hormigonado y la ejecución de la excavación principal. Ello provocaba un entumecimiento durante la excavación, con una removilización rápida de la tensión activa con la tensión de corte.

◆ Aunque el estado tensional de preexcavación se aproximaba más con la condición pasiva que con la activa, la tensión lateral bajo la pantalla podía decaer rápidamente con el movimiento de la misma durante la excavación. Por tanto era razonable aplicar el mismo factor de seguridad en ambas caras de la misma.

Ng y Yan (1998) remarcaron que era importante determinar los movimientos y los cambios de tensión en el suelo que tenían lugar durante la construcción de una pantalla. Dichos autores publicaron un trabajo en el que presentaban la secuencia constructiva de un batache de una pantalla en arcilla rígida utilizando un programa de diferencias finitas en tres dimensiones. Los resultados se muestran en la figura 2.33 produciéndose las máximas diferencias en el asiento vertical a $0.2 \cdot H$ (siendo H la profundidad total excavada), y siendo éstas del orden de $2/3$ superiores en el centro que en los bordes.

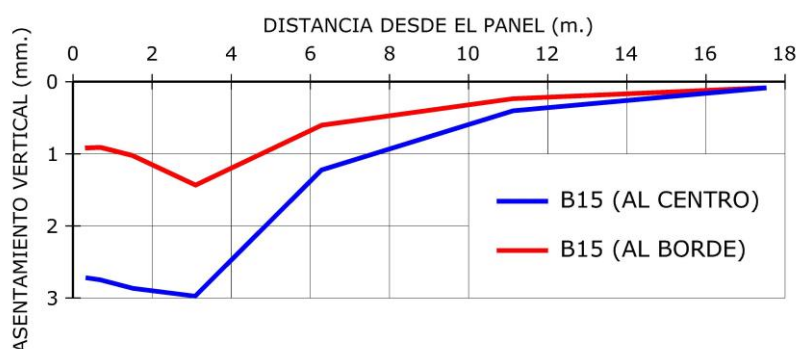


Figura 2.33. Perfiles de asentamientos verticales medidos en la perpendicular del panel (Ng y Yan, 1998).

Ou & Hsieh (1998) propusieron un método empírico para estimar el perfil de asentamientos en superficie del terreno. Los resultados los sintetizaron en ábacos que enfrentaban en el eje de ordenadas el asiento ($\delta_{vm\acute{a}x}$) adimensionalizado con el asiento máximo ($\delta_{vm\acute{a}x}$) y en el eje de abscisas la distancia horizontal adimensionalizada con la altura de excavación. Estimaron que la relación entre $\delta_{hm\acute{a}x}$ y $\delta_{vm\acute{a}x}$ podía expresarse

como $\delta_{v\max} = R \cdot \delta_{h\max}$ siendo R un factor de proporcionalidad de la deformación que valía 0.5-1.0 para arcillas medias a blandas respectivamente.

Poh y Wong (1998) publicaron un trabajo en el que resaltaban que la construcción de pantallas causaba movimientos en el suelo, cambios laterales de la presión de tierras y de poro, que dependían del espesor de la estructura, el tipo de terreno y de las técnicas de construcción de la pantalla.

Los autores presentaron en su trabajo el funcionamiento de un batache de pantalla de 1.20 metros de espesor y 55.50 metros de profundidad durante su construcción, en un perfil de suelo mixto, con intercalaciones de terrenos granulares y cohesivos. Los efectos que observaron fueron movimientos laterales y asentos, descenso del nivel freático, el hormigonado del panel provocó un movimiento lateral y ascendente del suelo que se encontraba a su entorno.

Ou *et al.* (1998) trataron en su trabajo lo que hasta el momento era una constante en casi todos los estudios técnicos sobre pantallas, a saber, movimientos horizontales del terreno y deflexión del muro, movimientos verticales del terreno, cambios en la presión horizontal del terreno, cambios en la presión de poro que se concretaron en la publicación de ábacos de previsión de asentos en el trasdós.

Day y Potts (1998) realizaron un estudio teórico sobre la influencia de los parámetros asignados a las interfases pantalla-suelo, comprobando la dependencia de los resultados numéricos en los movimientos respecto de dichos parámetros.

Ng *et al.* (1999) publicaron un artículo tomando como referencia la excavación de un batache de 2.80 metros de largo, 0.80 metros de ancho y 40.00 metros de profundidad, en Hong Kong, que atravesaba sedimentos marinos y aluviales y un granito meteorizado hasta empotrarse en roca granítica. Durante la excavación, el máximo movimiento horizontal registrado fue del orden de unos pocos milímetros con asentos verticales inapreciables alrededor del batache. Durante el hormigonado se produjo una mejora en el movimiento horizontal del subsuelo. Las deformaciones observadas fueron sustancialmente menores que las medidas durante la construcción de un batache más largo que el anterior (6.10 metros de longitud, por 1.23 metros de ancho) excavado en un lugar con condiciones similares en el suelo. Los autores, en base a la simulación numérica de la excavación de la zanja en tres dimensiones, pudieron deducir un promedio de tensión cortante removilizada mayor a 0.1% alrededor del batache excavado.

También vieron que en la interfaz suelo-pantalla que la presión inicial del terreno durante la excavación disminuía con la presión hidrostática de la bentonita y, una vez hormigonado, dicha presión inicial del terreno se incrementaba por encima de las

presiones asumidas inicialmente con k_0 . Observaron que se registraba un exceso de presión de poro, en la interfaz suelo-muro y alrededor del batache durante su construcción, que se disipaba en pocos días.

Lings *et al.* (1999) publicaron un trabajo pionero al intentar realizar un análisis en tres dimensiones sobre los efectos que suponía en el terreno la ejecución de pantallas, concretamente en los movimientos horizontales y en la variación de la presión del terreno a lo largo de la pantalla. Los autores investigaron los efectos de la ejecución de pantallas en arcillas rígidas mediante un análisis numérico e incorporaron en su estudio las fases constructivas de vertido de la bentonita y el hormigonado.

Vieron que si consideraban el suelo como un medio elástico lineal durante la construcción de la pantalla, las deformaciones al final de la construcción de la misma eran directamente proporcionales a la longitud del tramo de pantalla ejecutado. En principio intuían que los desplazamientos dependían además de la rigidez del suelo, de la diferencia entre las tensiones iniciales del terreno y las presiones del hormigón fresco vertido. Sin embargo los resultados les demostraron que la presión lateral media del terreno al final de la construcción de la pantalla era función de la longitud del batache y de la presión del hormigón fresco, y no dependía tanto de la rigidez del terreno.

Además al final de la ejecución de cada tramo de pantalla se generaba una distribución no uniforme de la presión lateral del terreno en la vertical y una distribución de carga en arco horizontal (ver figura 2.34).

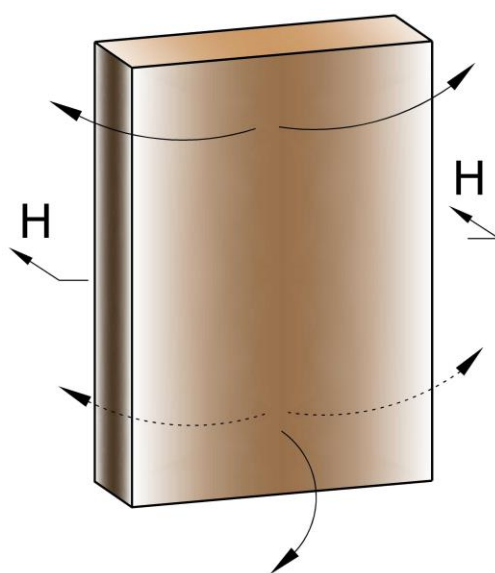


Figura 2.34. Transferencia de carga horizontal y vertical para un tramo de pantalla (Lings *et al.*, 1999).

Las presiones horizontales finales y su grado de no uniformidad decrecerían al incrementarse la distancia a la pantalla (ver figura 2.35). Pese al enorme esfuerzo que supuso este trabajo, los autores concluían diciendo que hacían falta más datos de campo para calibrar bien la variación de la presión del terreno a lo largo de la pantalla.

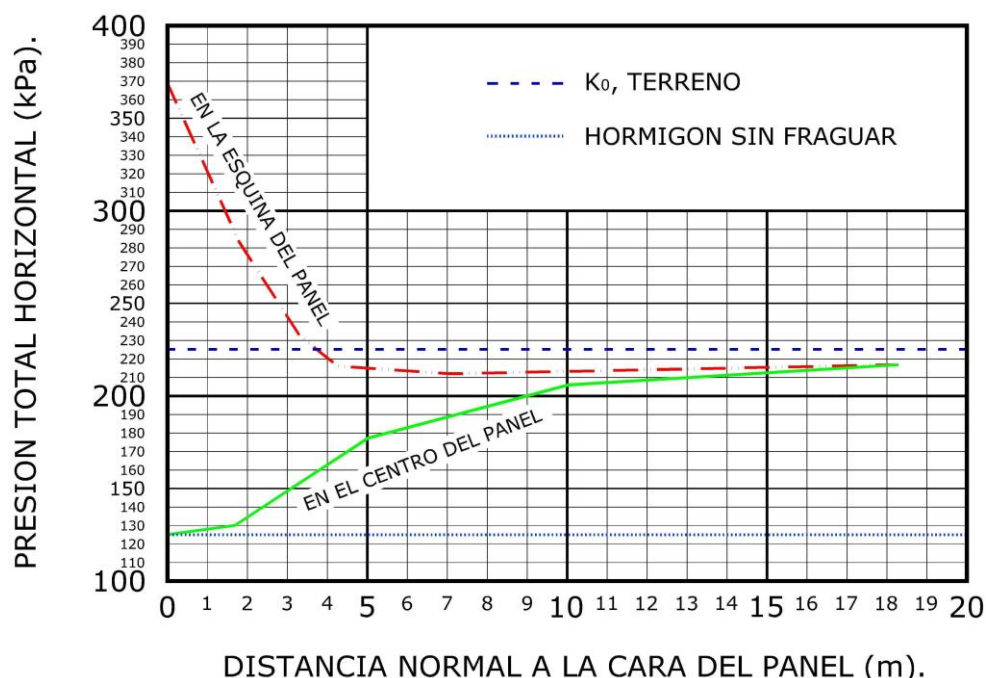


Figura 2.35. Variación de la presión total horizontal con la distancia normal al plano de la pantalla (Lings *et al.*, 1999).

Gourvenec y Powrie (1999) publicaron los resultados de un trabajo en el que demostraron que el proceso de ejecución de pantallas requiere un estudio en tres dimensiones. Las magnitudes de los movimientos del suelo, el grado de reducción de la tensión lateral y la zona de importante reducción de la tensión durante la ejecución de los bataches, dependía de la longitud de éstos. Todas estas variables se encontraban sobredimensionadas en el análisis convencional realizado en dos dimensiones.

Sin embargo el análisis en tres dimensiones clarificaba la secuencia de cambios tensionales y los desplazamientos que tenían lugar durante la ejecución de los bataches de las pantallas. Demostraron que la reducción de la tensión lateral sobre el borde de la excavación durante la fase bentonítica de la ejecución de un batache de pantalla, provocaba tanto una reducción del desplazamiento lateral como de la tensión horizontal en el suelo adyacente. Los efectos finales por tanto limitaban los desplazamientos a lo largo de los bordes verticales y en la base del batache, permitiendo un aumento de tensión junto al batache y bajo éste. Vieron que cuando

se vertía hormigón fresco en el batache excavado, las tensiones actuantes en el subsuelo aumentaban y los efectos de la excavación bajo la bentonita se invertían.

El estudio demostraba que el desplazamiento del suelo adyacente a un batache, el grado y extensión de la reducción de la presión horizontal detrás de dicho batache y la magnitud de los esfuerzos incrementados junto al mismo y bajo éste, se reducían al reducir la longitud del batache. Durante la ejecución de los siguientes bataches de la pantalla, tenían lugar mecanismos similares de desplazamiento y cambio de tensión, terminando en movimientos similares y en cambios de la tensión horizontal durante la ejecución de cada batache de pantalla. La reducción en la tensión lateral en el trasdós del batache y el aumento de la presión lateral bajo el pie, eran particularmente reversibles por la ejecución de los bataches adyacentes. La ejecución de bataches más alejados al batache adyacente no provocaba un efecto adicional sobre la presión lateral en el trasdós del batache. Sin embargo, el coeficiente de presión del terreno en el suelo bajo el pie del batache se reducía gradualmente hasta su valor *in situ* o incluso menos. Esto se encontraba en contraste con el análisis de dos dimensiones en el que el incremento de tensión calculado bajo el pie de la pantalla era constante. Finalmente demostraron que el efecto de la ejecución de bataches con posterioridad al movimiento lateral de un batache era irrelevante.

Yan y Ng (1999) realizaron un análisis retrospectivo en tres dimensiones en el proceso constructivo de tres bataches de una pantalla en la arcilla rígida de Gault mediante un programa de diferencias finitas. El estudio confirmaba el papel de dos mecanismos de transferencia de tensiones tanto del arco horizontal como de la transferencia de carga vertical, durante la ejecución de una pantalla y comparaba los resultados con el mismo estudio pseudo-tridimensional que ya había publicado Ng (1995).

Los autores exponían el modo en que el mecanismo de arqueamiento horizontal jugaba un papel clave en la redistribución de las tensiones totales horizontales normales desde el centro hacia los bordes del panel. La redistribución de carga horizontal se alcanzaba mediante la componente de tensión tangencial.

Por otro lado, algunas de las tensiones totales horizontales normales se transmitían verticalmente hacia abajo junto al pie del muro por el mecanismo de transmisión de carga mediante la componente tangencial de la tensión. Esto conllevaba un incremento en la tensión horizontal junto al pie del muro.

Estos dos mecanismos) actuaban simultáneamente y provocaban una reducción media de la tensión horizontal en el trasdós de la pantalla y encima de su pie, pero también un aumento de la tensión horizontal en el suelo colindante más allá de la pantalla en dirección longitudinal y bajo el pie de la misma.

El incremento calculado de tensión horizontal junto al pie mediante el programa de diferencias finitas que realizaron, era más pequeño que el valor obtenido mediante el análisis pseudo-tridimensional. (ver figura 2.36).

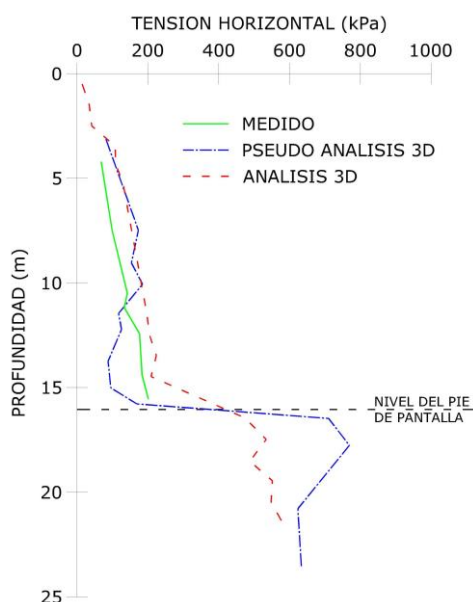


Figura 2.36. Presión total horizontal medida en las inmediaciones del centro del primer batache ejecutado, después de la construcción de una pantalla (Yan y Ng, 1999).

El máximo asiento tenía lugar a una distancia de aproximadamente 20% de la profundidad del batache desde la cara del muro. El asiento desaparecía a una distancia perpendicular de 1.5-2 veces la profundidad del batache desde la pantalla. El asiento máximo calculado detrás de los dos bataches secundarios ejecutados con posterioridad al primer panel era de aproximadamente 3 veces el que se producía detrás del panel ejecutado en primer lugar (ver Figura 2.37).

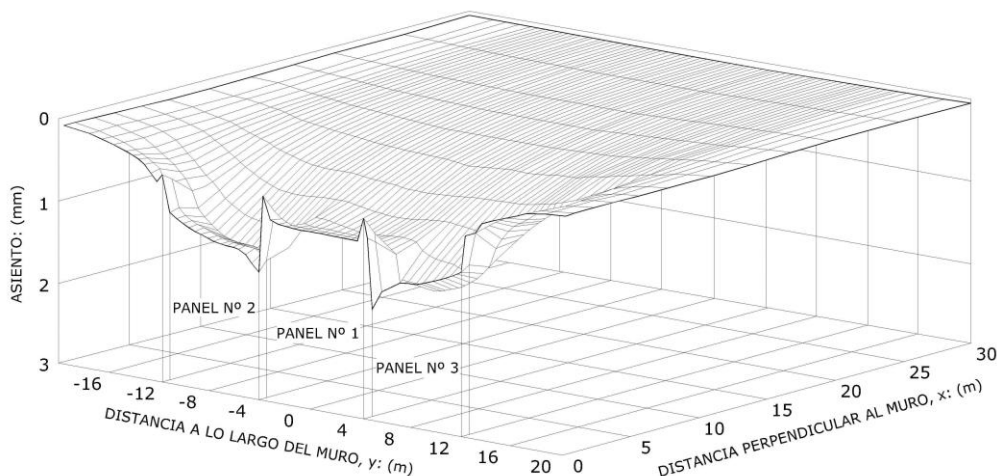


Figura 2.37. Asiento vertical detrás del muro pantalla en tres dimensiones (Yan y Ng, 1999).

Berger y Tryon (1999) expusieron las excelencias del programa RIDO para el diseño estructural de una pantalla en Arkansas (EEUU) con bataches excavados en forma de "T" y compararon los resultados con el programa STAAD-III. Los resultados de ambos a grandes rasgos eran similares. Sin embargo los autores concluían que RIDO funcionaba muy bien para suelos granulares, concretamente para arenas. Dicho artículo suscitó una pequeña controversia en el interior de la comunidad científico-técnica dado que en febrero de 2001 fueron criticados los resultados de este artículo, contraponiendo por parte de otros grupos de investigación a los programas de cálculo más arriba citados, las ventajas de los programas ABAQUS y ANSYS.

El-Razek (1999) publicó un nuevo método constructivo de pantallas ejecutado en Egipto para la pantalla más grande construida hasta ese momento. El método se basaba en la aplicación continua de un refuerzo horizontal con la profundidad que permitía disminuir el número de anclajes y así el tiempo de ejecución de obra.

Modaressi, A. y Vossoughi, K.C (2000) compararon los resultados de diversos modelos numéricos de una excavación con pantallas en los que exclusivamente variaba la discretización espacial de la pantalla (figura 2.38). Los autores mostraron que al utilizar diferentes criterios de discretización de las pantallas, los desplazamientos calculados podían diferir, entre sí, hasta un máximo de un 23%. En ese trabajo también estudiaron el papel de la interfaz (suelo-pantalla), y dejaron patente su influencia con los datos instrumentados en obra; concretamente valores bajos del módulo cortante, impedían alcanzar convergencias plenas para excavaciones de 10 metros de profundidad.

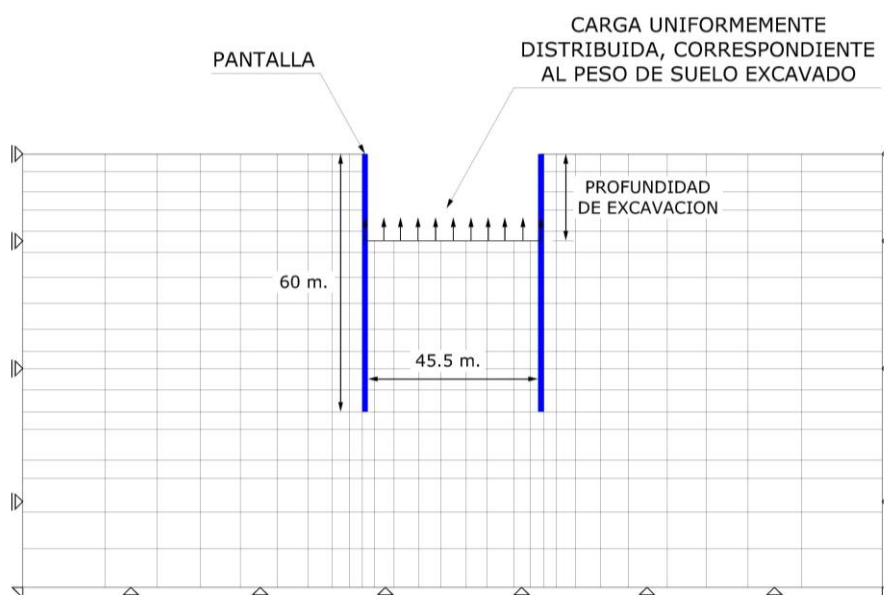


Figura 2.38. Ejemplo de discretización de malla bidimensional de elementos finitos utilizada (Modaressi, A. y Vossoughi, K.C., 2000).

Inoue et al. (2000) realizaron un estudio mediante modelos numéricos de los movimientos del terreno inducidos por excavaciones profundas realizadas al amparo de pantallas de hormigón. Para ello realizaron un análisis retrospectivo de una excavación en la ciudad de Osaka (Japón). En dicho modelo numérico, se centraron en el estudio de los entumecimientos del terreno observados en el fondo de la excavación, de hasta 12 cm.

Matsumoto *et al.* (2000) describieron un caso de análisis predictivo de una obra que incluyó una excavación profunda, por medio de muros pantalla formada por pilotes secantes. Tras una primera excavación, se produjo un desplazamiento mayor a los valores calculados utilizando un método de cálculo basado en la suposición de un esfuerzo sobre cimentación elástica. Esto llevó a los autores a utilizar un programa de elementos finitos para estimar la deformación y la estabilidad de la excavación en su fase final. Los autores mostraron que, finalmente, los desplazamientos reales de la pantalla fueron ligeramente inferiores a los previstos por el modelo numérico realizado.

Wit *et al.* (2000), en base a la construcción de una nueva línea de metro en la ciudad de Ámsterdam (Holanda), presentaron los resultados de un trabajo realizado con objeto de investigar, mediante monitorización a escala real, el impacto en las proximidades de la excavación de las zanjas excavadas para pantallas continuas con su proceso de hormigonado *in situ* y fraguado del hormigón. Una nota peculiar de este trabajo fue que los principales edificios de Ámsterdam se encontraban cimentados mediante pilotes de madera.

De forma paralela se realizó una previsión de cálculo de los efectos de la consolidación en suelos cohesivos con la realización de las pantallas, así como de las deformaciones causadas en las diferentes fases de la ejecución de las pantallas, utilizando un modelo de cálculo en tres dimensiones mediante elementos finitos. En general las previsiones mediante elementos finitos, proporcionaron deformaciones mayores que los resultados obtenidos de la monitorización. Los resultados obtenidos en los ensayos a escala real pusieron de manifiesto que la instalación de pantallas continuas de hormigón no suponía un impacto apreciable en las cimentaciones mediante pilotes de los edificios próximos.

Inoue *et al.*, (2000) recogieron en un estudio los resultados de la monitorización de excavaciones profundas y de gran tamaño, en algunas zonas de la parte alta de la ciudad de Osaka (Japón). Comprobaron el comportamiento fluctuante de los empujes del terreno con la profundidad y concluyeron que los módulos de deformación de suelos dependían de la presión vertical efectiva.

Katzenback *et al.*, (2000) expusieron para las arcillas blandas de alta plasticidad y consistencia media de Frankfurt (Alemania), cómo los avances en el cálculo y análisis de pantallas, la tecnología de excavación y monotirización en campo, podían mejorar la seguridad y minimizar los movimientos efectivos durante la ejecución de recintos apantallados. Para los autores era necesario, para las grandes excavaciones en medios urbanos, que subyazca en la base del diseño una simbiosis de los modelos de cálculo clásicos, en combinación con modelos numéricos fiables, aplicando a su vez un método observacional durante la fase de ejecución.

Pavol Oblozinsky *et al.*, (2001) propusieron un método para el diseño del ancho del batache de pantalla mediante la utilización de lo que llamaron SSR-FEM (*Shear Stress Reduction Finite Element Method*) que podría sustituir a la aproximación convencional hecha mediante LEM (Métodos de Equilibrio Límite).

Demostraron que la utilización de SSR-FEM es más realista que el LEM. Concretamente la sustitución de las presiones *in-situ* tras la cara del batache con la presión de la bentonita, producía una reducción de la presión en el trasdós de la cara del batache, circunstancia que también afecta al efecto arco. Así las diferentes presiones de la bentonita proporcionan como resultado diferentes redistribuciones de presiones en el trasdós del batache y causan diferentes modelos de rotura. El SSR-FEM es capaz de calcular la redistribución de las presiones en el trasdós del batache incorporando el efecto 3D y también la presión de la pantalla, mientras que con el LEM se necesita adoptar con frecuencia suposiciones complicadas para explicar el efecto 3D.

Los autores sugerían un valor mínimo del factor de seguridad de 1.2 basándose en los análisis de SSR-FEM de estabilidad de bataches, en los cuales el suelo se había modelizado como un material perfectamente elastoplástico siguiendo el criterio de rotura de Mohr-Coulomb y el criterio de potencial plástico de Drucker-Prager. Los valores de llenado bentonita, ΔH , que conseguían un factor de seguridad de 1 en función de la longitud (L) y la profundidad (H) del batache, se muestran en la figura 2.39.

La densidad de la bentonita (γ_{sl}), la determinaron por un análisis gráfico de la presión activa, obteniendo $p_{bentonita}$, mediante el traza de una línea paralela a la presión de la bentonita y haciendo que fuera tangente a la curva de presión activa para una determinada longitud de batache (ver figura 2.40).

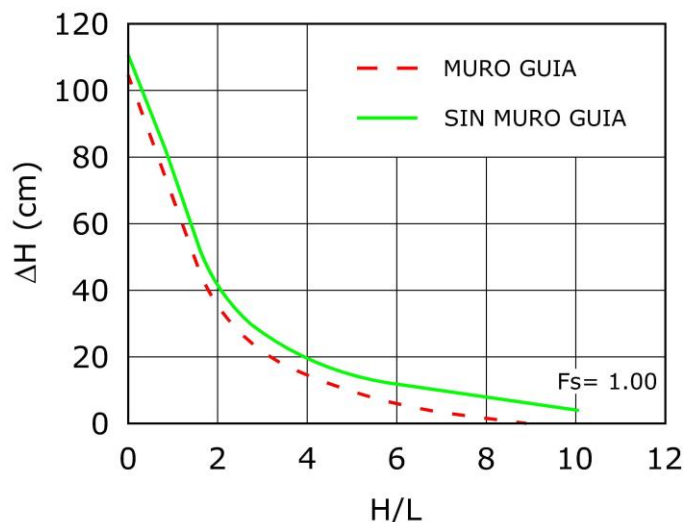


Figura 2.39. Altura de llenado de bentonita frente a la relación H/L para un FS=1 (Pavol Oblozinsky *et al.*, 2001).

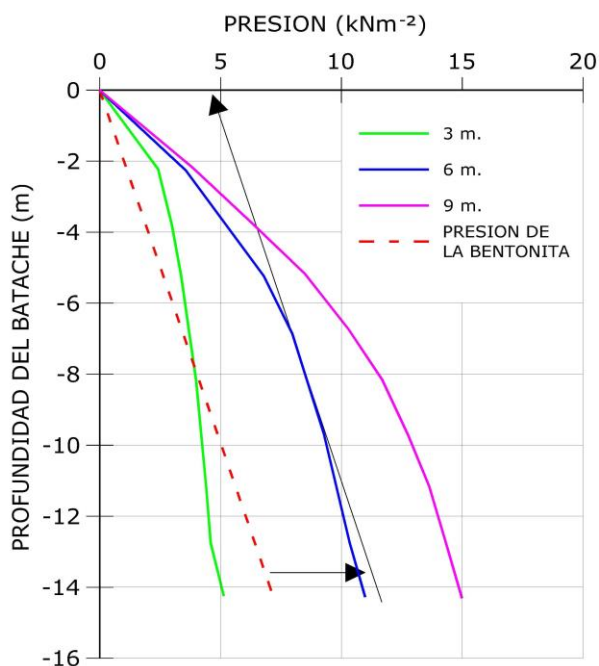


Figura 2.40. Presión activa del terreno actuante en la parte central del trasdós de un batache excavado de longitud 3, 6 y 9 m (Pavol Oblozinsky *et al.*, 2001).

Los autores obtenían así, la presión necesaria para la estabilidad del batache $p_{bentonita} = H \cdot (\gamma_{sl} - \gamma_w)$ y podían calcular la densidad de la bentonita necesaria para asegurar la estabilidad del batache.

Tsai *et al.* (2000) presentaron los resultados de un experimento a escala real sobre la estabilidad de un batache de pantalla continua de hormigón lleno de bentonita. Observaron el asiento y la deformación lateral del terreno (suelos arenosos)

adyacente al batache y el modelo de rotura en un progresivo deslizamiento y hundimiento semiesférico del suelo adyacente. La rotura empezó a las 2 horas con la aparición de grietas en la superficie (figura 2.41).

El movimiento del suelo empezó con deslizamientos a profundidades someras, justo bajo el muro guía, y gradualmente progresó en profundidad. Los autores propusieron un mecanismo de rotura del batache y adoptaron un método analítico para el análisis retrospectivo de su estabilidad. La estabilidad del batache y el modelo de rotura podían analizarse de forma pormenorizada utilizando el método de Tsai y Chang, tal y como demostró el experimento a escala real en 1996 en el que definieron una superficie de deslizamiento utilizando el concepto de arqueamiento del suelo (Terzaghi 1943) en un espacio de tres dimensiones.

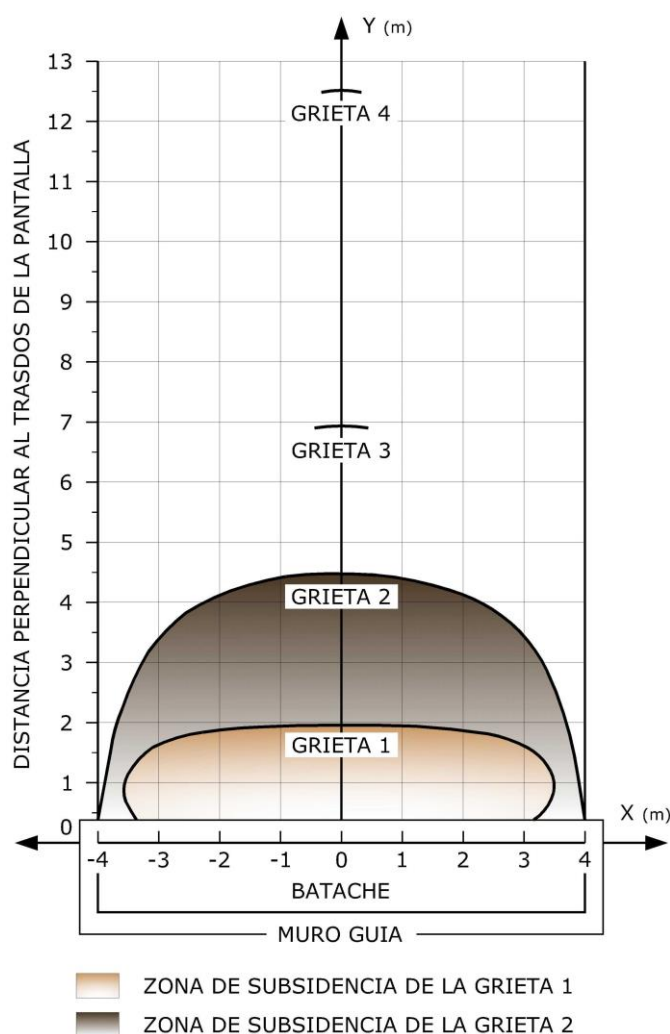


Figura 2.41. Esquema de planta de generación de grietas en el trasdós de la pantalla (Tsai *et al.*, 2000).

H.Sei y Y. Miyazaki (2000) expusieron el comportamiento característico de las pantallas con sección en forma de "T" y lo compararon con los resultados del diseño analítico. Además propusieron un método para evaluar la resistencia del suelo que

soportaba la pantalla con sección en forma de "T" y demostraron la efectividad del método propuesto mediante la simulación del comportamiento medido en pantallas con la forma de dicha sección.

Powrie *et al.*, (2001) reportaron numerosos ensayos triaxiales sobre caolín remoldeado para investigar la influencia de las trayectorias tensionales en la falta de rigidez de un suelo en la proximidad de una pantalla. Llegaron a la conclusión de que la respuesta del suelo, en términos de movilización de la tensión tangencial es diferente en el trasdós que en el intradós, debido a las diferentes trayectorias tensionales seguidas.

Long (2001) que estudió en aproximadamente 300 casos la influencia de una excavación profunda en los movimientos del terreno y en los movimientos de la pantalla, se dio cuenta de que a medida que aumentaba la rigidez del sistema, los desplazamientos normalizados disminuían. Llegó a la conclusión de que, a efectos prácticos de obra, los movimientos eran independientes del sistema de rigidez, pero dependían del levantamiento del fondo de la excavación. Los grandes movimientos en el terreno ($\delta_{hm\acute{a}x}/H > 0.3\%$, siendo H la altura de excavación) eran debidos a:

- ◆ la excavación inicial en que la pantalla se comportaba como una estructura en voladizo (33% de los casos);
- ◆ la flexibilidad de la pantalla (22% de los casos);
- ◆ la fluencia en los anclajes (8% de los casos);
- ◆ la rotura estructural (6% de los casos);
- ◆ la entrada de agua en la excavación (3% de los casos);
- ◆ el sistema constructivo empleado (3% de los casos);
- ◆ motivos desconocidos (25% de los casos).

Thorley y Forth (2002), al ver que en las últimas dos décadas la ejecución de pantallas había llegado a convertirse en una práctica habitual para la ejecución de excavaciones profundas en Hong Kong (China), señalaron que las pantallas eran particularmente apropiadas para la construcción del *Mass Transit Railway* (MTR) al atravesar Hong Kong, limitando efectos adversos sobre los edificios sobreexcavados y permitiendo métodos constructivos ascendente-descendente y así una reducción de los plazos previstos de obra. En su estudio predijeron la estimación de asientos de los edificios aledaños a las obras del MTR, concluyendo que el asiento debido a la

ejecución de las pantallas iba a ser importante por ello habría que incluir técnicas de mejora del terreno para su minimización.

Oteo, *et al.*, (2003), en base a las obras de la ampliación del metro de Madrid (1995-2003), publicaron un trabajo en el que exponían:

- ◆ El modelo de cálculo teórico de pantallas seleccionado para el diseño de las obras más arriba indicadas. Para dicho modelo confrontaron las siguientes alternativas:
 - ◆ los métodos de cálculo que tenían en cuenta la relación desplazamientos-empujes, básicamente mediante el programa de cálculo RIDO, que fue el que finalmente se utilizó,
 - ◆ los que consideraban toda la pantalla y el terreno circundante, a través de elementos finitos, básicamente mediante programas como PLAXIS.
- ◆ Las restricciones o condiciones de contorno que se iban a imponer en el cálculo.
- ◆ La parametrización geotécnica de los suelos de Madrid adaptada al cálculo de pantallas continuas de hormigón en la mayor parte de los casos, y sólo localmente para el cálculo de pantallas discontinuas de pilotes.
- ◆ La comparación de los desplazamientos horizontales calculados con los medidos en la realidad.

Ng y Lei (2003) propusieron una solución simple, nueva y explícita en dos dimensiones, como primera aproximación al cálculo de los cambios en el esfuerzo horizontal y en los desplazamientos causados por la excavación de un batache de una pantalla. Los autores alcanzaron las siguientes conclusiones:

- ◆ Para paneles largos y delgados, durante la fase bentonítica la disminución del empuje del terreno tenía lugar alrededor del centro del batache, mientras que el incremento de empuje se localizaba alrededor de los extremos del batache.
- ◆ Los cambios en los componentes del empuje en la dirección perpendicular al batache causados por la excavación eran más significativos que en la dirección paralela al mismo.
- ◆ El máximo desplazamiento horizontal durante la excavación de un batache de la pantalla era proporcional a la longitud del mismo.

Hsii-Sheng *et al.*, (2003) abordaron el problema del desplazamiento horizontal excesivo de pantallas y del asiento del terreno asociado a dicho movimiento, dado que eran con frecuencia la principal causa de daños en las inmediaciones de las edificaciones colindantes. Modelizaron la ejecución de refuerzos de *jet grouting* para reducir el desplazamiento horizontal y lo compararon con los resultados procedentes de la instrumentación de obra, tal y como se muestra en la figura 2.42.

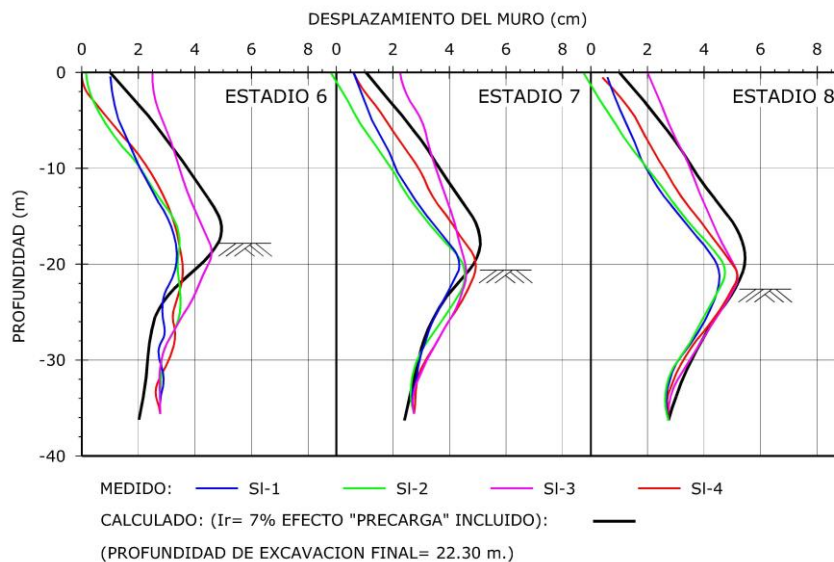


Figura 2.42. Comparación de los desplazamientos previstos de una pantalla reforzada con columnas de jet grouting y los resultados obtenidos mediante la instrumentación de obra (Hsii-Sheng et al., 2003).

Oteo (2004) efectuó recomendaciones para estimar los asientos en el trasdós de las pantallas. En ellas resaltaba que la altura entre apoyos se debía tener en cuenta, y no sólo la altura total de la excavación.

Kung *et al.* (2007), publicaron un estudio en el que indicaban que para analizar los movimientos del terreno durante una excavación profunda sostenida por pantallas, había que estimar la máxima deformación por flexión de la pantalla δ_{hm} , estimar el grado de deformación δ_{vm}/δ_{hm} , calcular el máximo asiento previsible en superficie δ_{vm} y estimar el perfil de asientos en superficie.

Sanhuesa (2008) publicó su tesis doctoral sobre los criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid (España). Su estudio aporta una comparación de los modelos numéricos de RIDO y PLAXIS, calibrados con datos procedentes de la instrumentación de estaciones de metro construidas con pantallas en el periodo de ampliación 2003-2007, concretamente en Metronorte. Constituye una referencia obligada en dicho entorno geotécnico e hidrogeológico.

Arozamena (2012) publicó su tesis doctoral sobre el comportamiento del terreno durante las obras de construcción de la Línea 1 del Metro de Sevilla (España) en los tramos de túnel entre pantallas y en las estaciones subterráneas. El autor se centra en la problemática de cuantificar numéricamente el coeficiente de balasto horizontal. Para ello emplea los programas CYPE y RIDO (que requieren de dicho parámetro) y el programa PLAXIS que requiere del módulo de deformación del terreno, calibrando los modelos con los datos de instrumentación obtenidos durante la ejecución de las obras. Finalmente propone un ábaco del coeficiente de balasto horizontal para el cálculo de pantallas en los suelos de Sevilla, y otro para cualquier suelo, conocido su ángulo de rozamiento interno y su cohesión.

2.8. SÍNTESIS DEL ESTADO DEL ARTE

1. La práctica profesional y la normativa española (CTE) se encuentran de acuerdo en la gran utilidad de los métodos de cálculo de pantalla simplificados para pantallas con un único apoyo. Concretamente los métodos de equilibrio límite de principios de siglo XX:

- ◆ cálculo de pantalla en voladizo: método de Blum,
- ◆ cálculo de pantalla con un punto de sujeción próximo a coronación:
 - ◆ método de base libre (método americano),
 - ◆ método de base empotrada (método europeo).

Para pantallas con más de un punto de sujeción, el empleo de métodos de equilibrio límite exige adoptar hipótesis complementarias, con lo que el CTE aconseja efectuar cálculos considerando la deformabilidad, es decir mediante métodos tensión-deformación. Estos métodos podrán tener en su base el modelo de Winkler (desarrollados prácticamente entre 1935 y 1970) o bien utilizar códigos de elementos o de diferencias finitas para el cálculo de las pantallas (desarrollados a partir de los años '70 del siglo XX).

2. Los métodos semiempíricos que, recogiendo los fundamentos teóricos de los métodos de equilibrio límite incorporaban datos experimentales (desarrollados entre 1931 y 1972), se encuentran en la actualidad en desuso.

3. Toda la investigación a lo largo del siglo XX sobre el cálculo de pantallas ha desembocado en la necesidad de desarrollar los llamados métodos tensión-deformación, dado que son los que se acercan con mayor realismo a la interacción pantalla-terreno. Sin embargo una vez vista la complejidad del problema a resolver,

los investigadores comprueban que los modelos de cálculo hookianos no podían dar una respuesta completa al problema de la excavación de un recinto apantallado.

4. Por ello los trabajos de investigación sobre cálculo de pantallas en los últimos años, se han desarrollado en su práctica totalidad mediante métodos de cálculo numérico que utilizan como herramienta los modelos de elementos finitos o de diferencias finitas en su proceso de cálculo. En ello cabe destacar al ingeniero español Castillo Ron (1973) como pionero a nivel mundial de un sistema que tuviera en cuenta la mayor parte de las variables que intervienen en el problema.

5. La determinación de las deformaciones y tensiones es fundamental para un correcto diseño de las pantallas.

6. La modelización numérica ha permitido que, en la práctica totalidad de dichos trabajos, se calculen los movimientos en el trasdós de la pantalla, las deformaciones de la misma y los cambios de tensión en el interior del terreno, teniendo en cuenta el proceso constructivo. Los resultados obtenidos frecuentemente se han comparado con los datos obtenidos mediante instrumentación de las pantallas.

7. Sólo los modelos numéricos permiten acercarse al problema con realismo al determinar:

- ◆ la influencia de los distintos parámetros geotécnicos en la deformación de la pantalla (por ejemplo la variación de los módulos de deformación con la profundidad o entre trasdós e intradós, etc.),

- ◆ la influencia de las distintas variables en la deformación de la pantalla (por ejemplo la relación ancho-profundidad del batache),

- ◆ el efecto de compensación de presiones entre las tierras retiradas y la bentonita, el estado tensional final que modifica al estado tensional inicial o *in situ*, etc,

- ◆ los mecanismos de transferencia de tensiones y la redistribución de tensiones en el trasdós de la pantalla,

- ◆ los efectos en el terreno al modelizar la ejecución de la pantalla en tres dimensiones, así como el sobredimensionamiento de las deformaciones y cambios tensionales horizontales al modelizar y calcular en dos dimensiones,

- ◆ la obtención de perfiles de asientos en el trasdós de pantallas lo que permite tomar medidas para minimizar los asientos.

8. Pese a la potencia de los modelos numéricos, éstos requieren buenas calibraciones para su eficacia, por lo que, a no ser que sean obras de especial dificultad, de forma habitual acaba recurriéndose a los modelos hookianos, comparando el grado de removilización del empuje pasivo respecto a la plastificación que suponen los modelos de equilibrio límite.

9. En la actualidad para el dimensionamiento de recintos apantallados coexisten los modelos de equilibrio límite, los modelos tipo Winkler, los modelos numéricos, y las recomendaciones empíricas en los terrenos de la zona de estudio.

3. COMPARACIÓN ENTRE EL CÁLCULO CON EQUILIBRIO LÍMITE Y CON MODELOS DE WINKLER

3.1. INTRODUCCIÓN

El objetivo del presente capítulo es realizar una comparación de los resultados que se obtienen al calcular las pantallas por métodos de equilibrio límite (en voladizo y con base libre, cuyas bases teóricas se han expuesto en el capítulo 2) y al calcularlas con modelos tipo Winkler, concretamente mediante el programa de cálculo RIDO v.20. La comparación se realiza en base a las leyes de esfuerzos cortantes y momentos flectores que se obtienen por ambas tipologías de modelización.

RIDO constituye uno de los métodos tensión-deformación de mayor difusión en el día a día de los proyectos de este tipo de estructuras de contención flexibles, en las oficinas técnicas. Se trata de un código de cálculo elastoplástico de pilotes y pantallas, basado en teorías de elastoplasticidad.

Asume el cálculo por separado de las presiones del suelo en el trasdós y en el intradós, con una ley de reacción lineal, acotada por las presiones activa y pasiva, e impone un comportamiento irreversible cuando se alcanzan dichas presiones. La linealidad viene definida por el módulo de reacción del terreno, que se limita tanto por las presiones activa y pasiva, como por una relación de histéresis entre carga y deformación.

Considera la acción del terreno sobre la pantalla mediante diferentes relaciones de carga-desplazamiento que se definen por la expresión:

$$P = P_0 + K_h \cdot (y - v) \quad (3.1.)$$

Donde,

P_0 , distribución de presiones del terreno en estado de reposo.

K_h , módulo de reacción horizontal del terreno considerado, definido por $K_h = R_e + R_p$; siendo,

R_e , constante de proporcionalidad de K ,

R_p , coeficiente de incremento de la tensión vertical efectiva en el punto de estudio.

y, desplazamiento horizontal de la pantalla en el punto de estudio.

ν , factor de histéresis.

RIDO moviliza los empujes activos y pasivos según la deformación de la pantalla en cada fase de cálculo, ya que cada fase de cálculo depende de la anterior, por lo que permite tener en cuenta la influencia del proceso constructivo en el estado del terreno en cada fase de cálculo, y por lo tanto, en los empujes y esfuerzos que genera sobre las pantallas; todo ello hace que sus resultados resulten con frecuencia próximos a los datos de instrumentación de obras.

Sigue, paso a paso, la secuencia constructiva que se defina. Esta circunstancia se considera fundamental, dado que el proceso constructivo condiciona las acciones del terreno sobre la estructura, debido a la irreversibilidad del comportamiento del suelo, si se sobrepasan los estados activo y pasivo, y a la incidencia de la geometría de la pantalla durante el proceso constructivo.

También realiza una comprobación de la estabilidad global de la estructura, e indica el valor del empuje pasivo removilizado en relación al empuje pasivo disponible en cada fase del proceso constructivo, circunstancia que permite tener una continua referencia de la seguridad del dimensionamiento en cada fase de la obra.

El algoritmo de resolución de RIDO es una adaptación del método "PRIMAL-DUAL" aplicado a la programación cuadrática, en la que la energía elástica se asimila a una función de variables cuadráticas. RIDO presenta, entre otras, algunas de las siguientes ventajas:

- ◆ simula excavaciones del suelo en cada uno de los lados de la pantalla,
- ◆ puede calcular los coeficientes k_a y k_p por la resolución de las ecuaciones de equilibrio límite de Boussinesq-Rankine,
- ◆ acepta variaciones del nivel freático en cada suelo,
- ◆ puede tener en cuenta el efecto del gradiente hidráulico en las densidades aparentes de los suelos,
- ◆ considera el efecto de las sobrecargas, y permite modificarlas en cada fase del proceso constructivo,
- ◆ permite variaciones del módulo de elasticidad en cada fase constructiva.

Para poder establecer una comparación entre los métodos de cálculo clásicos y el cálculo elastoplástico que efectúa RIDO, se ha impuesto en RIDO tanto la profundidad de empotramiento estricto, como la fuerza en el anclaje (en el caso de

que la pantalla esté anclada) obtenidas ambas previamente mediante los métodos de equilibrio límite. El proceso constructivo programado en RIDO ha sido el que se detalla a continuación.

◆ Fase 1: construcción de la pantalla.

◆ Fase 2:

- para los modelos de uno o dos niveles de suelos:

◆ si la pantalla no está anclada: excavación hasta la cota de fin de vaciado.

◆ si la pantalla está anclada:

- excavación de 2.5 m,
- construcción de la 1ª fila de anclaje a 1 m de coronación de pantalla,
- excavación hasta cota de fin de vaciado (5 m).

- para modelos con más de dos niveles de suelos:

◆ excavación de 4.6 m,

◆ construcción de la 1ª fila de anclaje a 1 m de coronación de pantalla,

◆ excavación hasta fin de vaciado (cota -6.5 m),

◆ construcción de la 2ª fila de anclaje a 4 m de coronación de pantalla.

El nivel freático, en el caso de existir, se ha ido rebajando en el intradós hasta la cota de excavación que se alcanzaba en cada fase constructiva.

En el cálculo por equilibrio límite se sigue siempre la teoría de empuje de Rankine. En cada epígrafe se comparan las leyes de esfuerzos, por metro lineal de pantalla, que se obtienen al final de la fase 2 tanto por el cálculo Winkler como por equilibrio límite.

Expuestos los métodos de cálculo a utilizar (voladizo, base libre, y elastoplástico), y estableciendo el mismo proceso constructivo entre ellos, se toman unos suelos tipo que permitan llevar a cabo la comparación. El estudio se realiza variando las condiciones de contorno concretas impuestas al terreno, como son la posición del nivel freático, la existencia de sobrecargas externas en trasdós de la pantalla y la de cables de pretensado. Para ello se ha seguido un orden de menos a más variables externas que intervienen en el cálculo. Al final de cada epígrafe se realiza una síntesis de las principales conclusiones que se alcanzan.

Imponer en RIDO la altura de pantalla obtenida en el equilibrio límite, ha hecho posible determinar el porcentaje de removilización de tensión pasiva en dicho límite de la estabilidad. De este modo, en los cálculos comparativos, se ha permitido al suelo una movillización del empuje pasivo próxima a su plastificación, circunstancia lejana a la realidad de los cálculos en las oficinas técnicas, donde se suele limitar a un 60-65%, pero válida para los fines de este trabajo.

Para los métodos de equilibrio límite se muestran, sólo en el primer caso de pantalla en voladizo y en el primero de pantalla anclada, el planteamiento de las ecuaciones del problema. Al inicio de cada epígrafe se indican las propiedades geotécnicas básicas del terreno, así como las condiciones de contorno del problema en una figura esquemática y al final del mismo se muestra la comparación entre las leyes de esfuerzos cortantes y momentos flectores obtenidas por cada método, tanto gráficamente como cuantitativamente en los valores máximos.

En total se analizan diecinueve casos prácticos de cálculo de pantalla, en los que se realiza la comparación entre los procedimientos de cálculo. En las tablas 3.1 a 3.3 se recogen propiedades geotécnicas y condiciones de contorno impuestas, donde:

s , espesor estrato de terreno.

q_{ext} , sobrecarga en el trasdós de la pantalla en coronación.

NF, profundidad nivel freático, respecto a coronación de pantalla.

H_{Anc} , profundidad de anclaje, medido desde coronación de pantalla.

Tabla 3.1. Modelos de un nivel de suelo, condiciones de contorno y propiedades geotécnicas

MODELOS DE UN (1) SUELO TIPO								
MODELO	SUELO TIPO	NIVEL FREÁTICO	q_{ext} (kPa)	H_{anc} (m)	γ_{ap} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	K_h (kN/m ³)
3.2.1.	Arcilla	--	--	--	19.0	30	26	35,000
3.2.2	Arcilla	--	100	--	19.0	30	26	35,000
3.2.3	Arcilla	--	100	1	19.0	30	26	35,000
3.3.1	Arcilla	coronación	--	--	19.0	30	26	35,000
3.3.2	Arcilla	coronación	100	--	19.0	30	26	35,000
3.3.3	Arcilla	coronación	100	1	19.0	30	26	35,000
3.4.1	Arena	--	--	--	17.5	0	35	20,000
3.4.2	Arena	--	100	--	17.5	0	35	20,000
3.4.3	Arena	--	100	1	17.5	0	35	20,000
3.5.1	Arena	coronación	--	--	17.5	0	35	20,000
3.5.2	Arena	coronación	100	--	17.5	0	35	20,000
3.5.3	Arena	coronación	100	1	17.5	0	35	20,000

Tabla 3.2. Modelos de dos niveles de suelos, condiciones de contorno y propiedades geotécnicas

MODELOS DE DOS (2) SUELOS TIPO									
MODELO	SUELO TIPO		s (m)	q _{ext} (kPa)	H _{anc} (m)	γ _{ap} (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	K _h (kN/m ³)
3.6.1	Superior	Granular	5.0	--	--	17.5	0	35	20,000
	Inferior	Granular	Indefinido			19.5	0	40	45,000
3.6.2	Superior	Granular	5.0	100	--	17.5	0	35	20,000
	Inferior	Granular	Indefinido			19.5	0	40	45,000
3.6.3	Superior	Granular	5.0	100	1.0	17.5	0	35	20,000
	Inferior	Granular	Indefinido			19.5	0	40	45,000
3.7.1	Superior	Granular	5.0	--	--	17.5	0	35	20,000
	Inferior	Cohesivo	Indefinido			19.0	150	26	35,000
3.7.2	Superior	Granular	5.0	100	--	17.5	0	35	20,000
	Inferior	Cohesivo	Indefinido			19.0	150	26	35,000
3.7.3	Superior	Granular	5.0	100	1.0	17.5	0	35	20,000
	Inferior	Cohesivo	Indefinido			19.0	150	26	35,000

Tabla 3.3. Modelo de más de dos niveles de suelos, condiciones de contorno y propiedades geotécnicas

MODELO DE MÁS DE DOS SUELOS TIPO (S _i)										
MODELO	ID.	SUELO TIPO	s (m)	q _{ext} (kPa)	NF (m)	H _{anc} (m)	γ _{ap} / γ _{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	K _h (kN/m ³)
3.8.1	S ₁	Granular	0.5	38.9	0.5	1	17 / --	0	22	7,800
	S ₂	Granular	1.5				-- / 20	0	22	8,500
	S ₃	Granular	2.0				-- / 21	0	25	9,000
	S ₄	Granular	2.0			-- / 22	0	27	10,000	
	S ₅	Granular	3.5			-- / 22	3.5	28	20,000	
	S ₆	Granular	∞			-- / 23	7	29	85,000	

En el cálculo elastoplástico para considerar la interacción terreno-estructura tanto en el caso activo como pasivo, se ha supuesto para todos ellos $\delta=3/4 \cdot \phi$.

Como características estructurales de la pantalla se han considerado las que se presentan en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Características estructurales de la pantalla modelizada con RIDO v.20.

Característica	Valor
Espesor, e (m)	1
Módulo de deformación del hormigón, E (MPa)	$3 \cdot 10^4$
Rigidez a flexión de la pantalla, $(E \cdot I)$ ($\text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{m}$)	$2.5 \cdot 10^6$

Las características estructurales de los cables de alta resistencia que constituyen los anclajes activos de la pantalla se presentan en la tabla 3.5. Se toma para todos ellos una inclinación respecto a la horizontal de 0° .

Tabla 3.5. Características estructurales de los cables de pretensado modelizados con RIDO v.20.

Característica	Valor
Módulo de deformación, E (MPa)	$2.1 \cdot 10^5$
Rigidez a tracción del anclaje, $(E \cdot A/L)$ (kN/m)	$2.5 \cdot 10^4$

3.2. MODELOS DE UN SUELO DE ARCILLAS, NIVEL FREÁTICO PROFUNDO

3.2.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga

En la figura 3.1 se esquematizan las condiciones de contorno del problema, así como los parámetros específicos geotécnicos básicos.

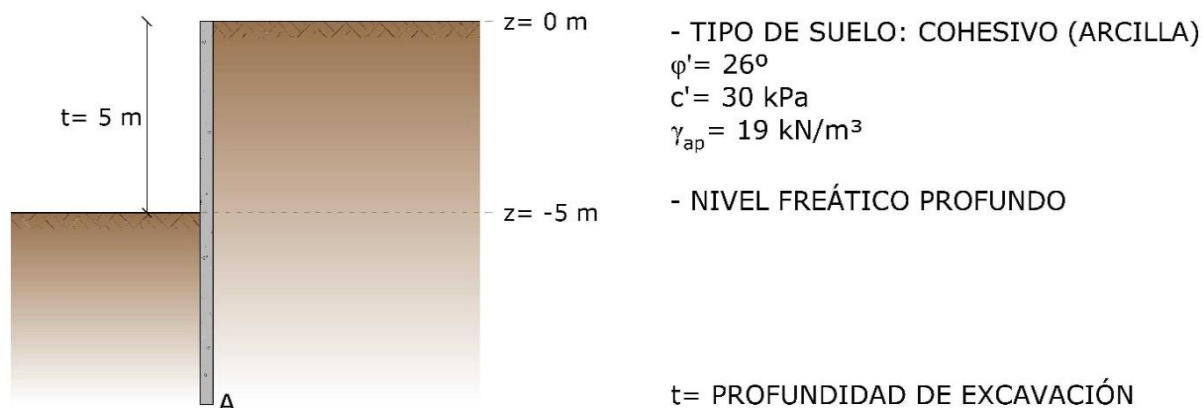


Figura 3.1. Modelo de estudio 3.2.1.

El planteamiento de las ecuaciones para obtener las leyes de esfuerzos cortantes y momentos flectores de la estructura se expone a continuación.

1.- TENSIONES UNITARIAS:

$$\sigma_{h_a} = e_a = k_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}$$

$$\sigma_{h_p} = e_p = k_p \cdot \gamma \cdot (z - t) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p}$$

2.- EMPUJES TOTALES (por ml de ancho de muro):

$$E_1 = E_{a\text{ TOTAL}} = \frac{1}{2} \cdot e_a \cdot z = \frac{1}{2} \cdot [k_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}] \cdot z = \gamma \cdot k_a \cdot \frac{z^2}{2} - c \cdot \sqrt{k_a} \cdot z$$

$$E_2 = E_{p\text{ TOTAL}} = \frac{1}{2} \cdot e_p \cdot (z - t) = \frac{1}{2} \cdot [k_p \cdot \gamma \cdot (z - t) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p}] \cdot (z - t) = k_p \cdot \gamma \cdot \frac{(z - t)^2}{2} + c \cdot \sqrt{k_p} \cdot (z - t)$$

Planteando el equilibrio límite de fuerzas horizontales, se tiene:

$$\Sigma F_h = 0 ;$$

$E_{a\text{ TOTAL}} + R = E_{p\text{ TOTAL}}$; siendo R la reacción horizontal en la base de la estructura.

$$\frac{1}{2} \cdot [k_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}] \cdot z + R = \frac{1}{2} \cdot [k_p \cdot \gamma \cdot (z - t) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p}] \cdot (z - t)$$

3.- MOMENTOS, POR METRO LINEAL, RESPECTO AL PIE DE LA PANTALLA:

$$M_{E_{a\text{ TOTAL}}} = \frac{1}{3} \cdot z \cdot E_{a\text{ TOTAL}} = \frac{1}{3} \cdot z \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot [k_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}] \cdot z \right]$$

$$M_{E_{p\text{ TOTAL}}} = \frac{1}{3} \cdot (z - t) \cdot E_{p\text{ TOTAL}} = \frac{1}{3} \cdot (z - t) \cdot \left[\left[\frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot (z - t) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \right] \cdot (z - t) \right]$$

Planteando el equilibrio momentos respecto al punto A, se tiene: $\Sigma M_A = 0 ;$

$$M_{E_{aA}} = M_{E_{pA}} ;$$

$$\frac{1}{3} \cdot z \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot [k_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}] \cdot z \right] = \frac{1}{3} \cdot (z - t) \cdot \left[\left[\frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot (z - t) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \right] \cdot (z - t) \right]$$

Despejando z de esta ecuación, se obtiene que la profundidad de equilibrio límite de la pantalla es de 6.82 m. Sustituyendo dicha profundidad en la ecuación de equilibrio de fuerzas horizontales, se obtiene la reacción en el apoyo, cuyo valor es de 123.30 kN/ml. Por el cálculo elastoplástico se obtiene que la presión total pasiva removilizada en el intradós es el 14.8%, mientras que en el trasdós es del 3.5%. Dichos valores muy bajos se deben al carácter eminentemente cohesivo del terreno y a las condiciones impuestas al modelo.

La representación gráfica de las leyes de cortantes y flectores, por metro lineal de pantalla, en ambos métodos se muestra en las figuras 3.2 y 3.3 y las máximas diferencias en los mismos, con la profundidad a la que se producen, se indican en la tabla 3.6 y 3.7.

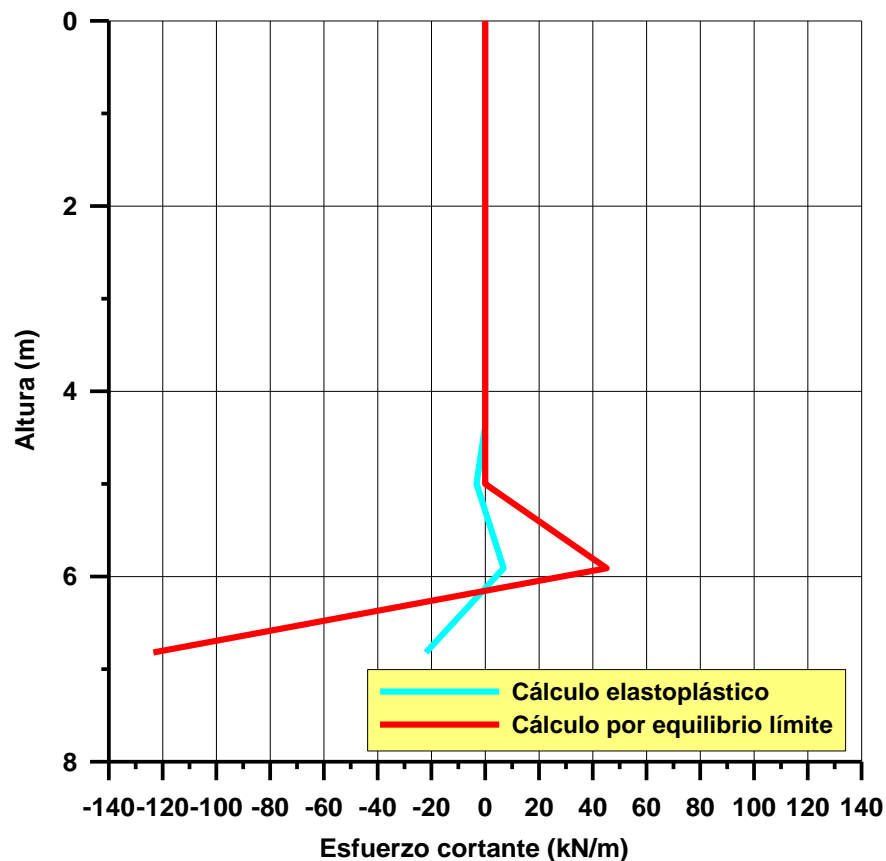


Figura 3.2. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.2.1.

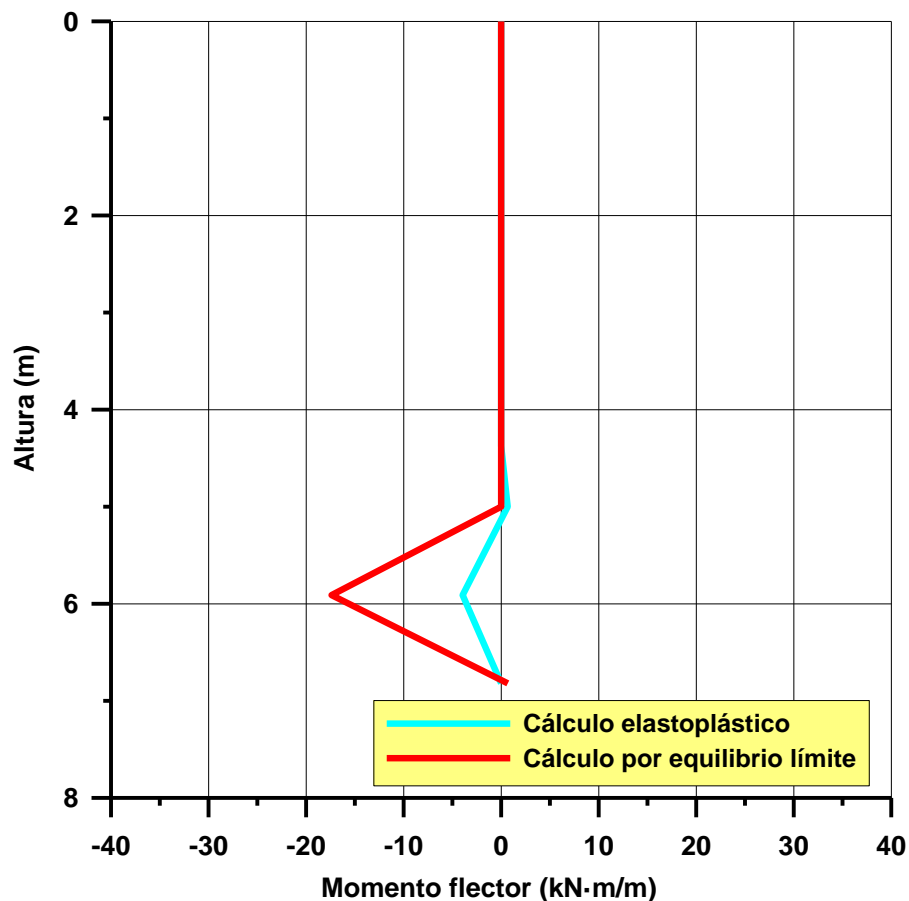


Figura 3.3. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.2.1.

Tabla 3.6. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.2.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	%	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	%
5.91	6.87	5.91	45.17	15.21	6.82	-22.03	6.82	-123.43	17.85

Tabla 3.7. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.2.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
5.91	-3.94	5.91	-17.39	22.66

De todo ello se desprenden las siguientes consideraciones:

♦ Las condiciones de contorno impuestas y los parámetros del terreno provocan valores de esfuerzos bajos. Tanto la distribución de momentos flectores como de esfuerzos cortantes, a lo largo de la pantalla, obtenidas por equilibrio límite y mediante RIDO, resultan parecidas hasta la profundidad final de excavación dado que ambos modelos de cálculo no consideran la existencia de esfuerzos sobre la pantalla si se producen tracciones en el trasdós.

♦ Los máximos cortantes con RIDO son del 15-20% de los que se obtienen por equilibrio límite; los máximos flectores se sitúan en el mismo sentido en el entorno del 25%.

3.2.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga

En la figura 3.4 se esquematizan las condiciones de contorno y parámetros específicos geotécnicos básicos del problema.

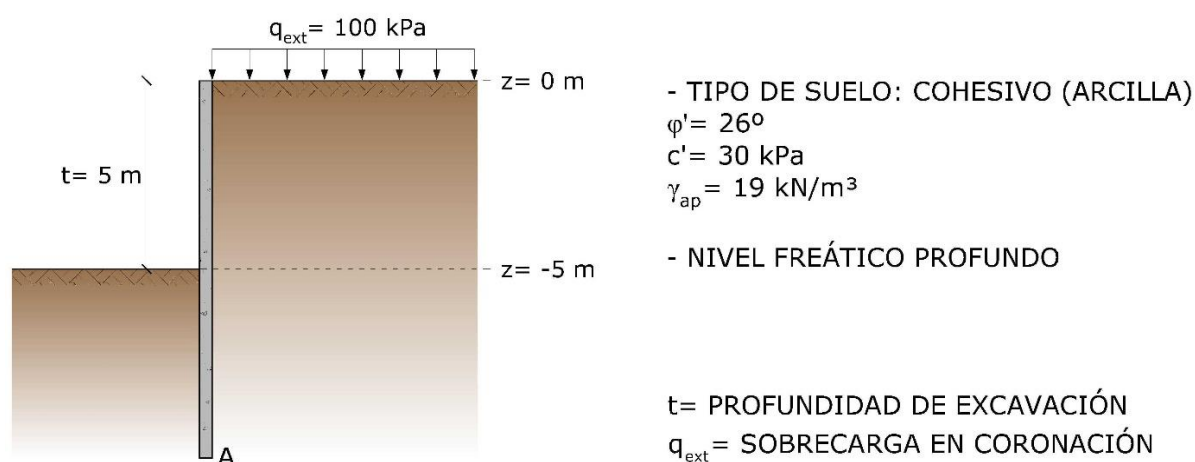


Figura 3.4. Modelo de estudio 3.2.2.

El modelo de cálculo elastoplástico muestra que se llega a removilizar el 39.7% del empuje pasivo en el intradós, mientras que en el trasdós se removiliza el 5% del empuje pasivo. Las leyes de esfuerzos por metro lineal de pantalla que se obtienen por ambos métodos se representan en las figuras 3.5 y 3.6 y las máximas diferencias entre los esfuerzos máximos, con la profundidad a la que se producen, se indican en la tabla 3.8 y 3.9.

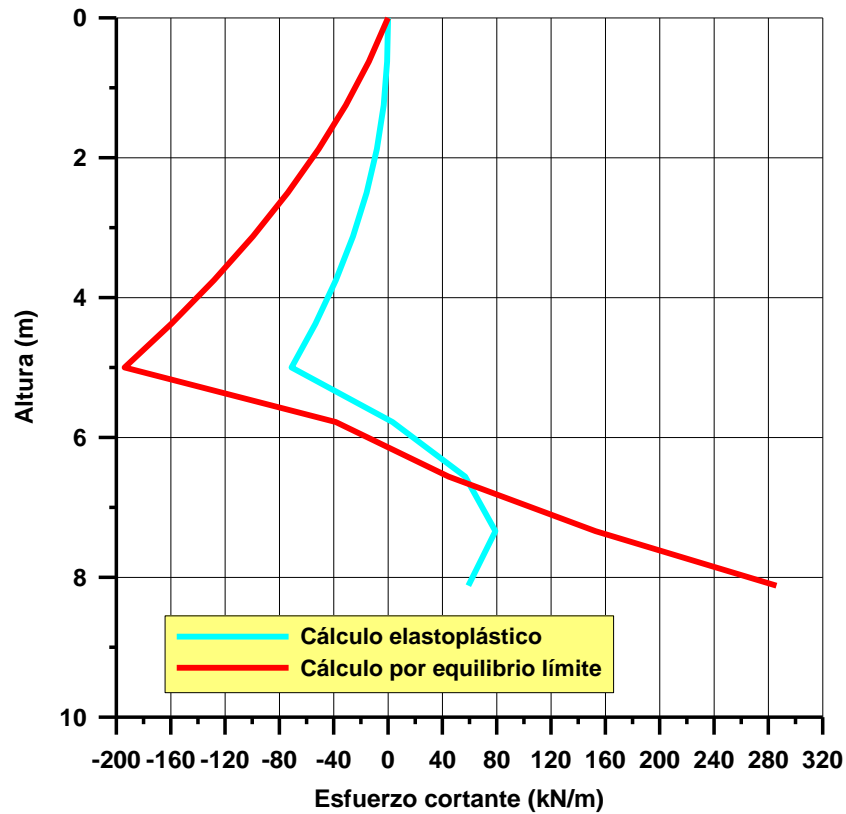


Figura 3.5. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.2.2.

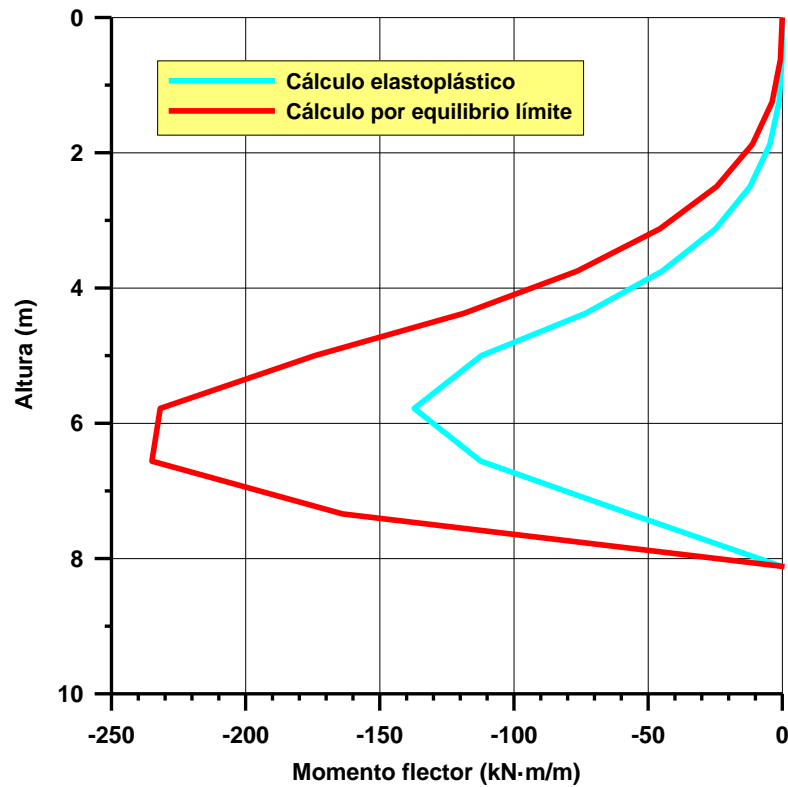


Figura 3.6. Ley de momentos flectores, modelo de estudio 3.2.2.

Tabla 3.8. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.2.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	%	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	%
8.12	59.11	8.12	285.94	20.67	5.00	-71.05	5.00	-193.93	36.64

Tabla 3.9. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.2.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
5.78	-137.15	6.56	-234.91	58.38

Las máximas diferencias en el cortante se producen en el apoyo siendo del entorno del 20% el valor en RIDO del valor por equilibrio límite. En el mismo sentido el máximo momento flector por métodos de Winkler es del 60% del obtenido por equilibrio límite.

3.2.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje

La figura 3.7 recoge el modelo simplificado del problema.

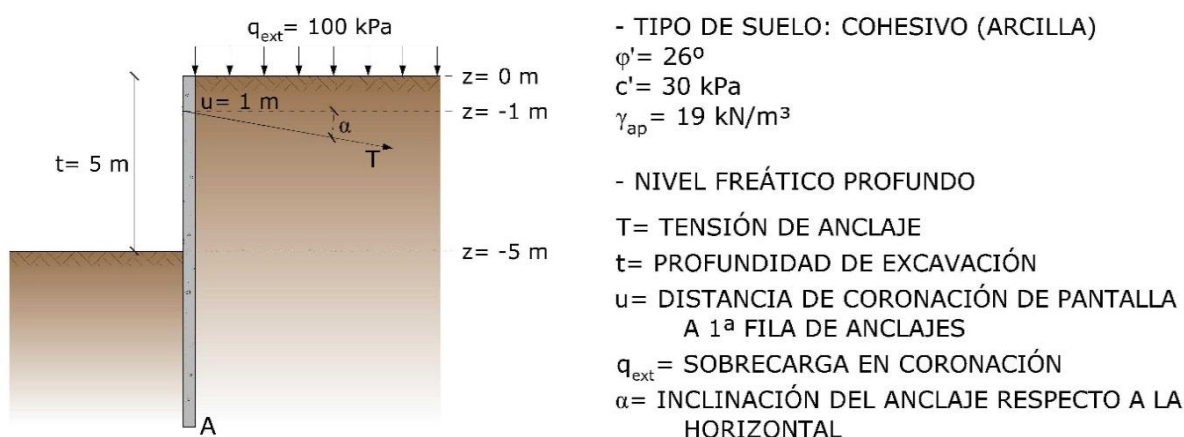


Figura 3.7. Modelo de estudio 3.2.3.

1.- TENSIONES UNITARIAS:

$$\sigma_{h_a} = e_{a_{\text{propio terreno}}} + e_{a_{\text{sobrecarga}}}$$

$$\left. \begin{aligned} e_{a_{\text{propio terreno}}} &= K_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \\ e_{a_{\text{sobrecarga}}} &= q \cdot k_a \end{aligned} \right\} e_{a_{\text{TOTAL}}} = (\gamma \cdot z + q) \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}$$

$$\sigma_{h_p} = e_p = k_p \cdot \gamma \cdot (z - t) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p}$$

2.- EMPUJES TOTALES (por ml de ancho de pantalla):

$$E_1 = E_{a_{\text{propio terreno}}} = \frac{1}{2} \cdot e_{a_{\text{propio terreno}}} \cdot z = \frac{1}{2} \cdot [k_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}] \cdot z$$

$$E_2 = E_{a_{\text{sobrecarga}}} = e_{a_{\text{sobrecarga}}} \cdot z = q \cdot k_a \cdot z$$

$$\begin{aligned} E_{a_{\text{TOTAL}}} &= E_{a_{\text{propio terreno}}} + E_{a_{\text{sobrecarga}}} = \frac{1}{2} \cdot [k_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}] \cdot z + q \cdot k_a \cdot z = \\ &= \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot z^2 + (q \cdot k_a - c \cdot \sqrt{k_a}) \cdot z \end{aligned}$$

$$E_3 = E_{p_{\text{terreno}}} = \frac{1}{2} \cdot e_p \cdot (z - t) = \frac{1}{2} \cdot [k_p \cdot \gamma \cdot (z - t) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p}] \cdot (z - t)$$

T= tensión de anclaje

$$E_{p_{\text{total}}} = E_{p_{\text{propio terreno}}} + T = \frac{1}{2} \cdot [k_p \cdot \gamma \cdot (z - t) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p}] \cdot (z - t) + T$$

Planteando el equilibrio de fuerzas horizontales se tiene: $T + E_{p_{\text{TOTAL}}} = E_{a_{\text{TOTAL}}}$;

$$\frac{1}{2} \cdot [k_p \cdot \gamma \cdot (z - t) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p}] \cdot (z - t) + T = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot z^2 + (q \cdot k_a - c \cdot \sqrt{k_a}) \cdot z$$

3.- MOMENTOS, POR METRO LINEAL DE ANCHO DE PANTALLA, AL PIE:

$$M_{E_{aTOTAL}} = M_{E_{a_{propio\ terreno}}} + M_{E_{a_{sobrecarga}}} = \frac{1}{3} \cdot z \cdot E_{a_{propio\ terreno}} + \frac{1}{2} \cdot z \cdot E_{a_{sobrecarga}} =$$

$$= \frac{1}{3} \cdot z \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \left[k_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} \right] \cdot z \right] + \frac{1}{2} \cdot z \cdot \left[q \cdot k_a \cdot z \right]$$

$$M_{E_{pTOTAL}} = M_{E_{p_{propio\ terreno}}} + M_{T_{ANCLAJE}} = \frac{1}{3} \cdot (z-t) \cdot E_{p_{propio\ terreno}} + (z-u) \cdot T =$$

$$= \frac{1}{3} \cdot (z-t) \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \left[k_p \cdot \gamma \cdot (z-t) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \right] \cdot (z-t) \right] + (z-u) \cdot T ;$$

$$M_{E_{aA}} = M_{E_{pA}} \Rightarrow M_{E_{a_{propio\ terreno}}} + M_{E_{a_{sobrecarga}}} = M_{E_{p_{propio\ terreno}}} + M_{T_{ANCLAJE}} ;$$

$$\frac{1}{3} \cdot z \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \left[k_a \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} \right] \cdot z \right] + \frac{1}{2} \cdot z \cdot \left[q \cdot k_a \cdot z \right] = \frac{1}{3} \cdot (z-t) \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \left[k_p \cdot \gamma \cdot (z-t) + 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_p} \right] \cdot (z-t) \right] + (z-u) \cdot T$$

En el intradós se removiliza el 18.2% de la tensión pasiva mientras que en el trasdós el 9.4%. Las leyes de esfuerzos cortantes y de momentos flectores de la pantalla que se obtienen tanto por equilibrio límite como al realizar el cálculo elastoplástico se muestran en las figuras 3.10 y 3.11 y las máximas diferencias entre los esfuerzos máximos, con la profundidad a la que se producen, se indican en la tabla 3.10 y 3.11.

Tabla 3.10. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.2.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx (+)} (kN/m)	z (m)	V _{máx (+)} (kN/m)	%	z (m)	V _{máx (-)} (kN/m)	z (m)	V _{máx (-)} (kN/m)	%
1.00	125.17	1.00	130.37	96.01	6.65	-134.14	5.00	-39.76	337.37

Tabla 3.11. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.2.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
4.38	184.27	3.75	173.79	106.03

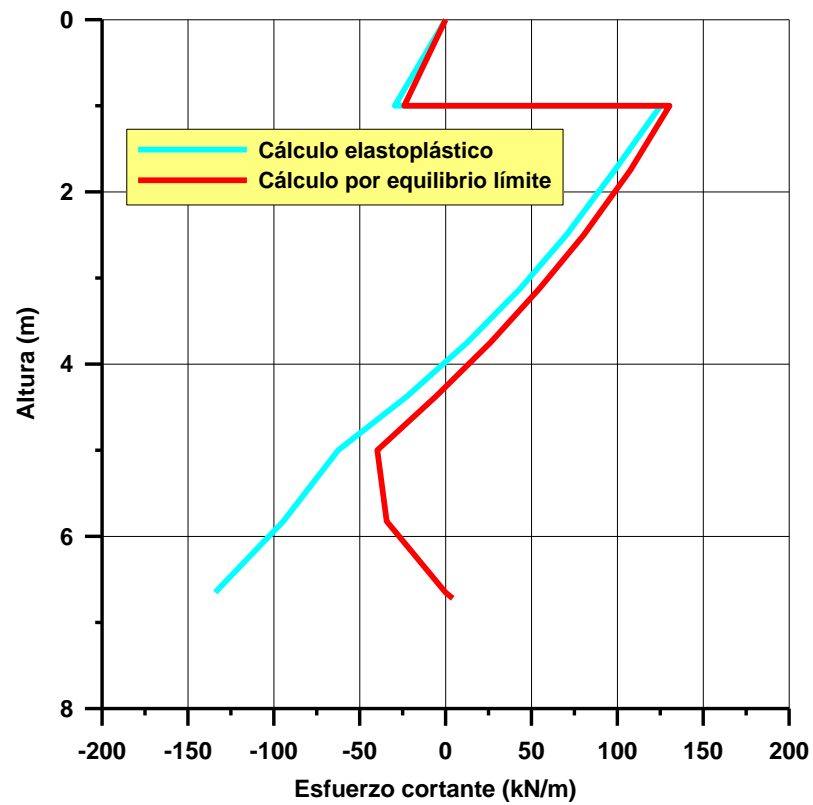


Figura 3.8. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.2.3.

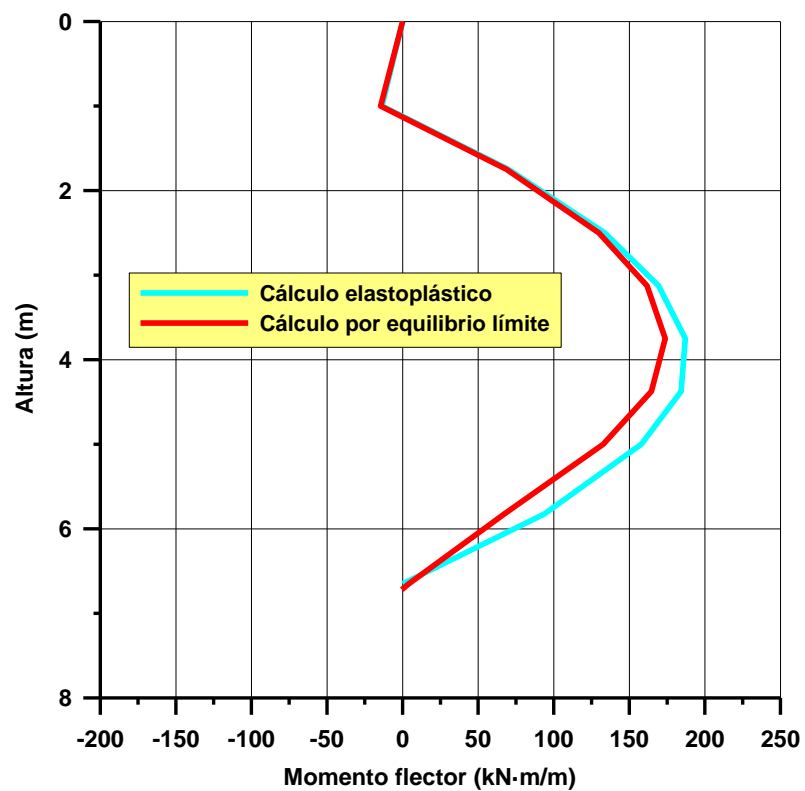


Figura 3.9. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.2.3.

Las mayores diferencias se dan en el pie de la pantalla, donde el resultado elastoplástico llega a ser 3.25 veces mayor al cálculo por equilibrio límite, mientras que en el cortante positivo los resultados son semejantes. Las diferencias en el flector son entorno al 8% superiores mediante RIDO sobre los métodos de equilibrio límite. Por tanto, salvo el cortante en la base de la pantalla, existe una elevada semejanza entre los valores de esfuerzos más representativos obtenidos por ambos métodos.

3.3. MODELOS DE UN SUELO DE ARCILLAS, NIVEL FREÁTICO EN SUPERFICIE

3.3.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga

El caso de estudio se sintetiza en la figura 3.10.

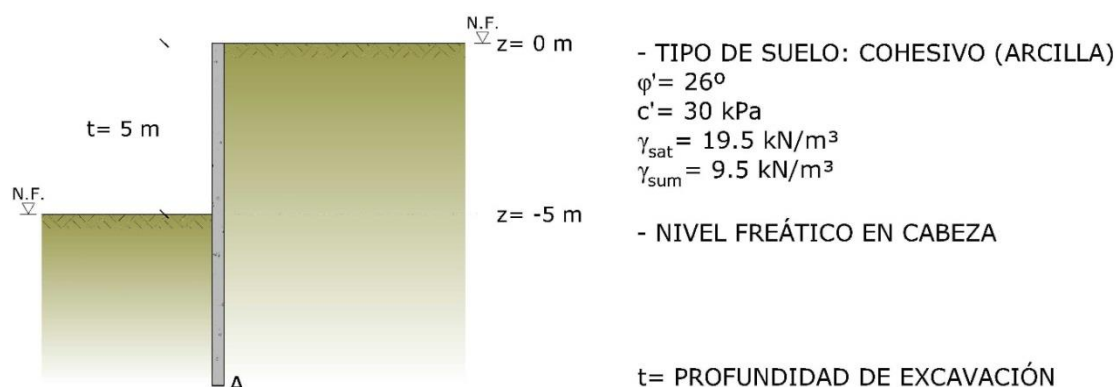


Figura 3.10. Modelo de estudio 3.3.1.

En la resolución del problema se removiliza el 48% de las presiones pasivas del terreno en el intradós, mientras que en el trasdós tan sólo el 10%. Las leyes de esfuerzos cortantes y momentos flectores de la pantalla por ambos métodos se representan en las figuras 3.11 y 3.12, así como los esfuerzos máximos en las tablas 3.12 y 3.13.

En los resultados de cálculo del cortante, figura 3.11, se aprecia una elevada similitud entre ambos métodos, sólo rota en el entorno de la base de la pantalla donde los resultados por equilibrio límite llegan a ser el doble de los obtenidos mediante RIDO.

Tabla 3.12. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.3.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	%	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	%
8.21	114.94	9.28	222.05	51.76	5.00	-122.63	5.00	-124.46	98.53

Tabla 3.13. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.3.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
6.08	-268.27	6.61	-304.67	88.05

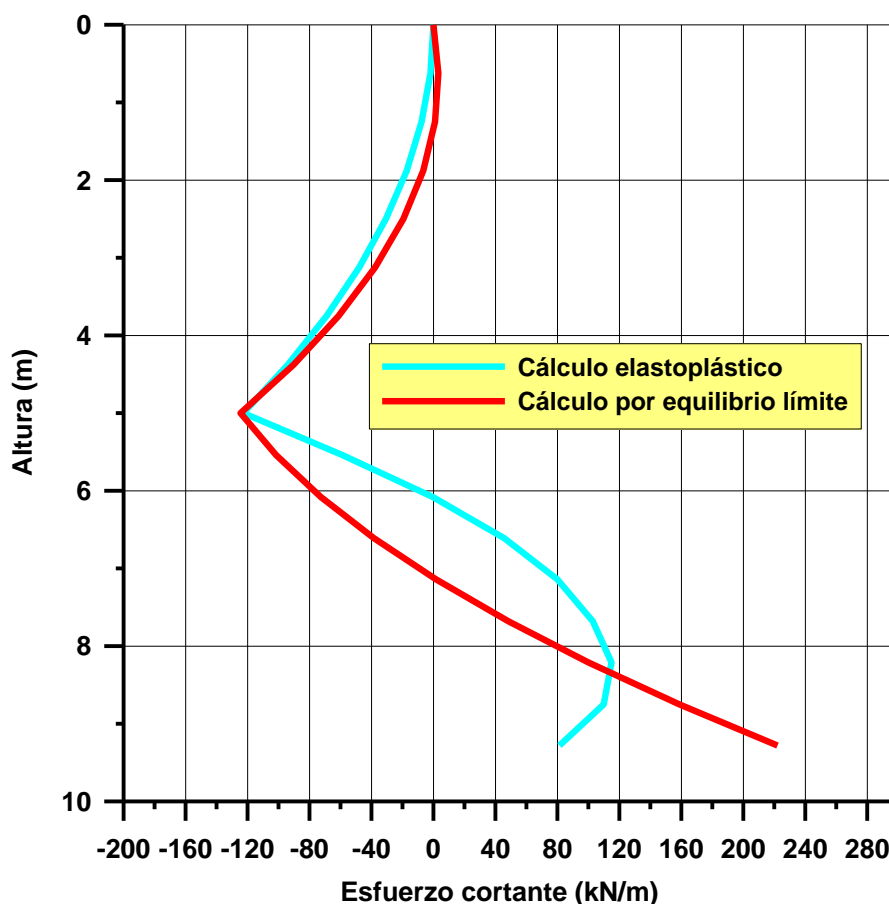


Figura 3.11. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.3.1.

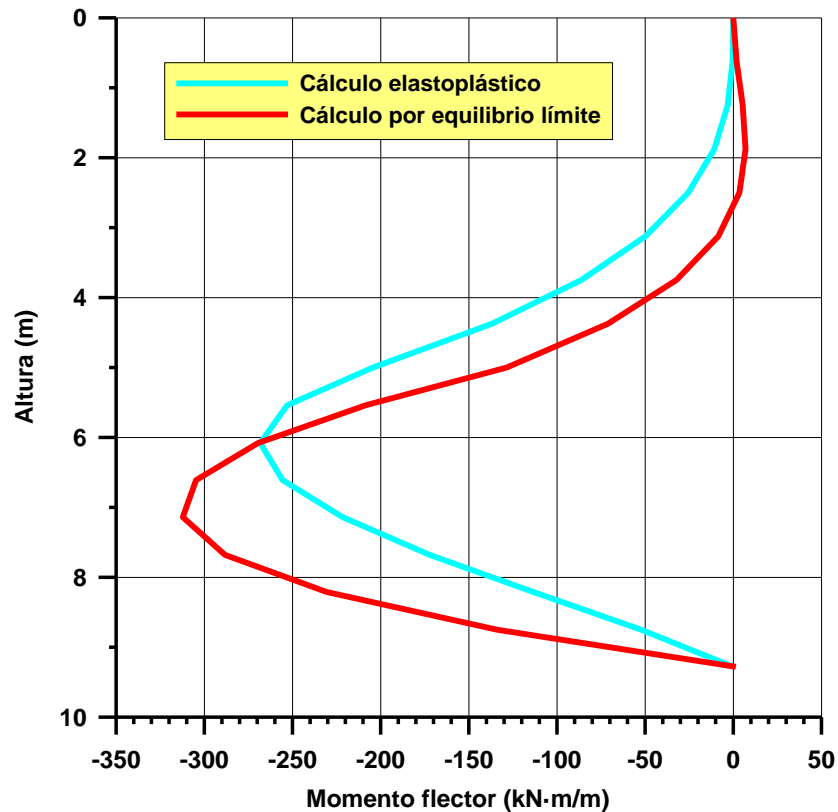


Figura 3.12. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.3.1.

Las diferencias en el momento flector máximo se sitúan en el entorno del 12% superiores en el cálculo por equilibrio límite que mediante el cálculo elástico.

3.3.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga

El modelo sintético de estudio se presenta en la figura 3.13.

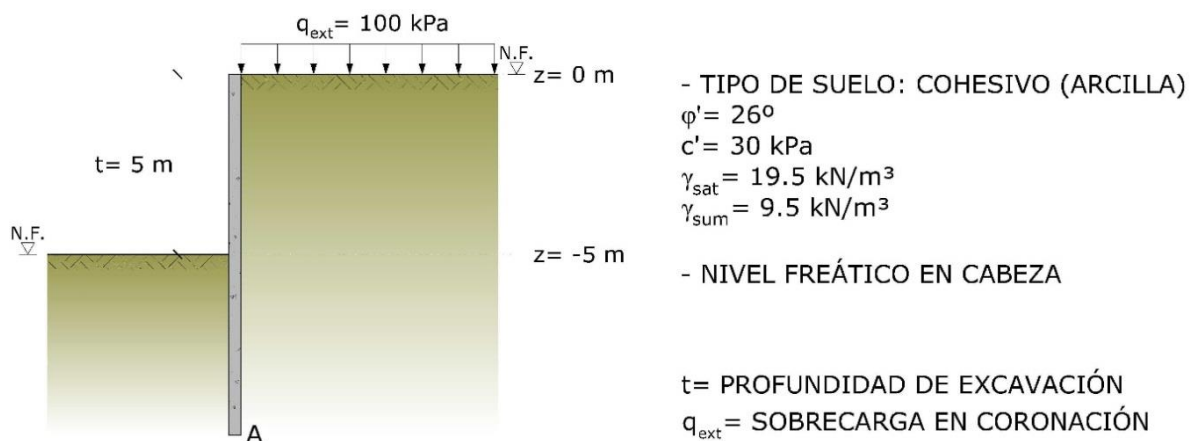


Figura 3.13. Modelo de estudio 3.3.2.

Se calculan las leyes de esfuerzos por el método de equilibrio límite y mediante RIDO, para la profundidad estricta de equilibrio. Los resultados se muestran en las figuras 3.14 y 3.15 y los valores máximos en las tablas 3.14 y 3.15.

Tabla 3.14. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.3.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)			RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		
z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	%	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	%
9.03	102.18	11.50	416.88	24.51	5.00	-147.53	5.00	-179.28	82.29

Tabla 3.15. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.3.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
6.61	-350.28	9.03	-593.06	59.06

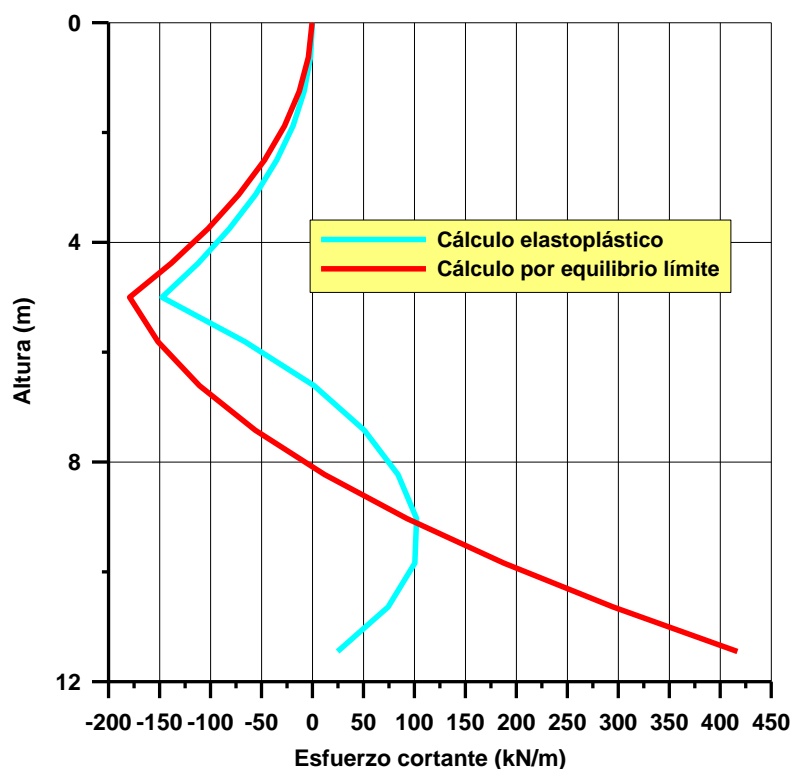


Figura 3.14. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.3.2.

En general el esfuerzo cortante presenta bastantes semejanzas entre ambos métodos de cálculo, salvo en las inmediaciones de la base de pantalla, donde el equilibrio límite proporciona valores cuatro veces superiores a los obtenidos mediante RIDO.

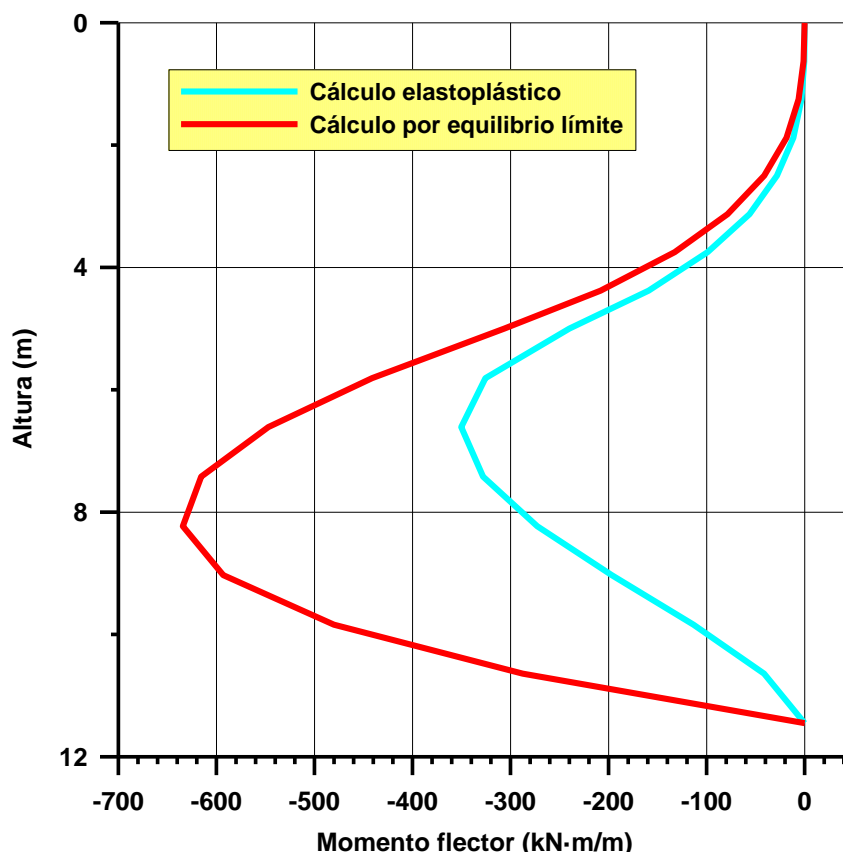


Figura 3.15. Ley de momentos flectores, modelo de estudio 3.3.2.

Las diferencias entre los momentos flectores llegan a ser de cerca del 90% superiores si se obtienen por equilibrio límite respecto al calculado mediante RIDO. La sobrecarga impuesta provoca un aumento del 25% de la flexión en los métodos elastoplásticos, mientras que en los métodos de equilibrio límite supone un aumento de la flexión próximo al 90%.

En la resolución de la estructura por el método elastoplástico, se removiliza el 43.6% de las presiones pasivas del terreno en el intradós, mientras que en el trasdós tan sólo el 3.7%.

3.3.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje

Las condiciones de contorno del modelo se muestran en la figura 3.16.

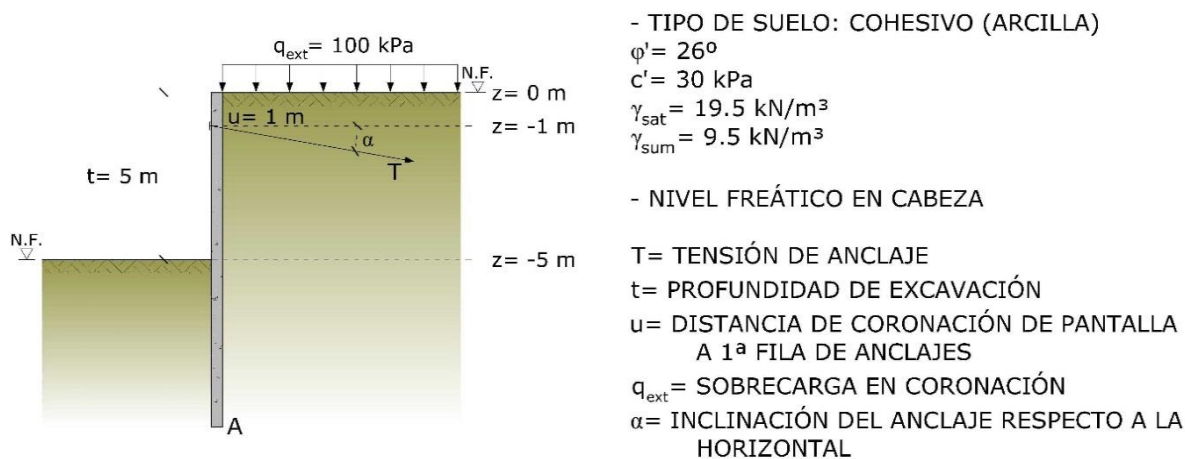


Figura 3.16. Modelo de estudio 3.3.3.

La profundidad de equilibrio estricto es de 9.04 metros. En ella se removiliza en el intradós el 27.8% de las presiones pasivas mientras que en el trasdós el 10.2%. Las leyes de esfuerzos cortantes y momentos flectores que se obtienen por ambos tipos de modelización se presentan en las figuras 3.17 y 3.18 y los valores máximos en las tablas 3.16 y 3.17.

Tabla 3.16. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.3.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)			RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		
z (m)	$V_{\text{máx}} (+)$ (kN/m)	z (m)	$V_{\text{máx}} (+)$ (kN/m)	%	z (m)	$V_{\text{máx}} (-)$ (kN/m)	z (m)	$V_{\text{máx}} (-)$ (kN/m)	%
1.00	188.26	1.00	235.50	79.94	9.04	-98.01	7.02	-46.12	212.51

Tabla 3.17. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.3.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		
z (m)	$M_{\text{máx}}$ (kN·m/m)	z (m)	$M_{\text{máx}}$ (kN·m/m)	%
4.38	255.58	5.51	409.58	62.40

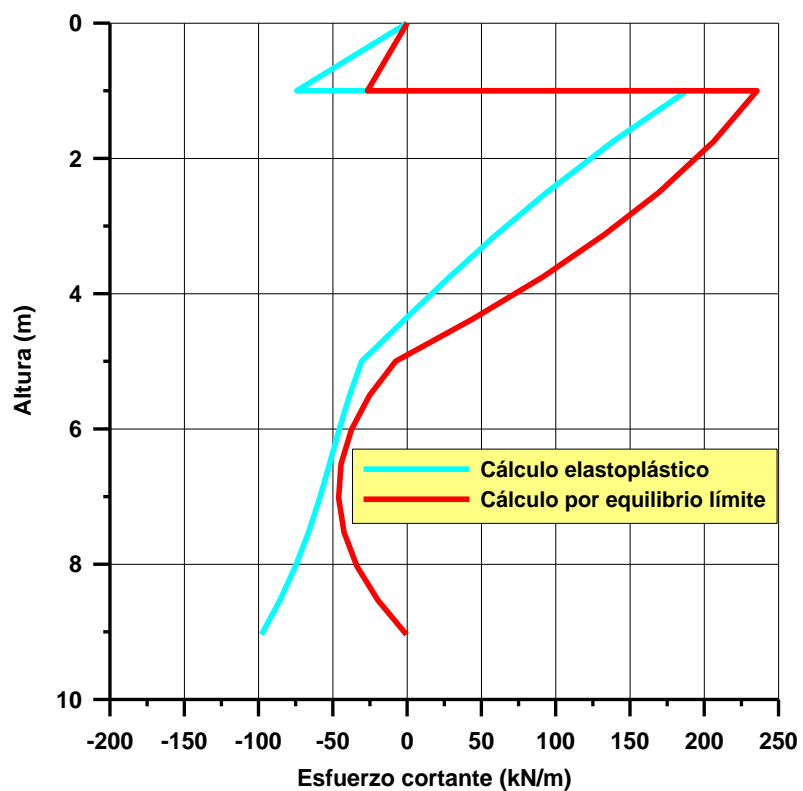


Figura 3.17. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.3.3.

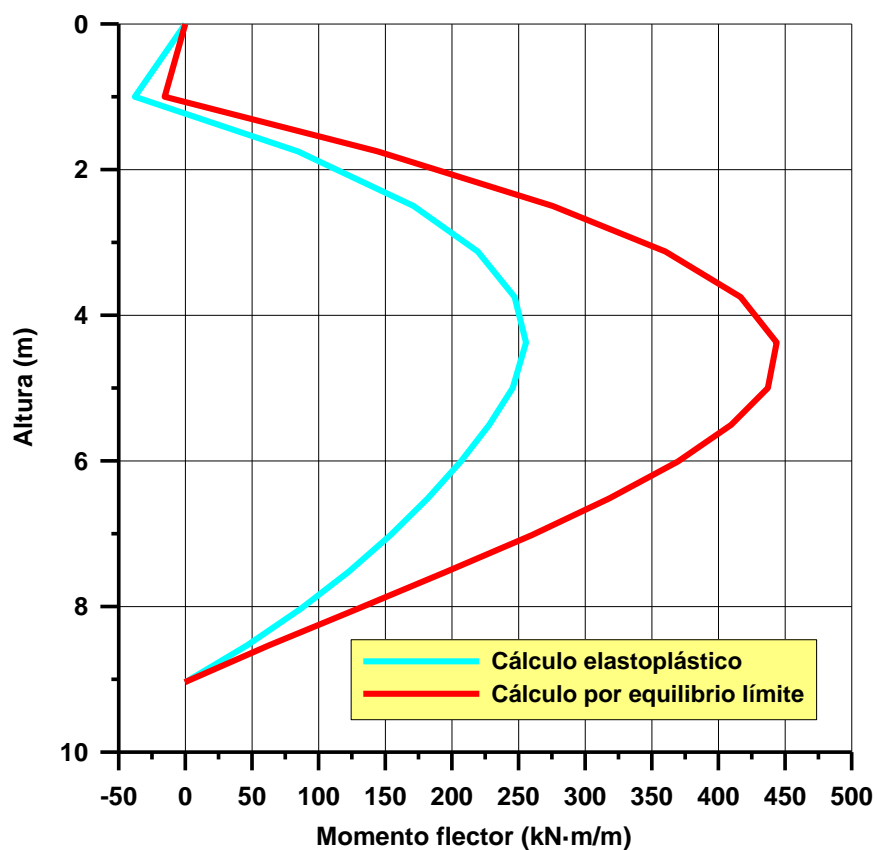


Figura 3.18. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.3.3.

El cortante positivo en RIDO alcanza el 80% del valor obtenido en equilibrio límite, mientras que en el negativo llega hasta el 215% (en el pie de la pantalla); dicho valor rompe la similitud entre los cortantes de ambos métodos.

Los momentos flectores en los modelos tipo Winkler son del orden del 65% de los obtenidos por métodos equilibrio límite.

3.3.4. Síntesis de resultados de comparación para un suelo de arcilla

Más allá de la cuantificación exacta de las diferencias, las leyes de cortantes y de momentos flectores tienen aspectos semejantes en ambos procedimientos de cálculo; la única excepción a lo anterior es el cortante en el empotramiento, próximo al pie de la pantalla.

Para pantallas sin anclar en condiciones secas los flectores en RIDO son, en general, el 20-60% de los que se obtienen por equilibrio límite sin sobrecarga en el trasdós y con ella respectivamente; en condiciones saturadas con sobrecarga en el trasdós y sin ella son del 60-90% respectivamente. En cuanto al cortante negativo, los resultados difieren mucho si el cálculo se realiza en condiciones secas a si se considera la existencia del nivel freático; así en el primer caso los cortantes negativos de RIDO son del 20-40% de los que se obtienen por equilibrio límite, sin y con sobrecarga respectivamente; en condiciones saturadas son del 83-99% con sobrecarga y sin ella respectivamente. Para el cortante positivo en condiciones secas los resultados de RIDO, en general, son del 16-21% los que se obtienen por equilibrio límite, sin sobrecargas y con sobrecargas respectivamente, mientras que en condiciones saturadas del 25-52% con sobrecarga y sin ella respectivamente.

Para pantallas ancladas el flector en RIDO se sitúa entre el 63-107% en condiciones saturadas y secas respectivamente y en el mismo sentido y respectivamente el cortante negativo en 213-338% (localizado en el pie de la pantalla) y el cortante positivo en 80-96%.

Para las condiciones de contorno consideradas, la removiliación del empuje pasivo en el intradós con los modelos elastoplásticos se encuentra entre un 15-48%, es decir, lejos de las condiciones de plastificación.

3.4. MODELOS DE UN SUELO DE ARENAS, NIVEL FREÁTICO PROFUNDO

3.4.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga

En la figura 3.19 se sintetizan las condiciones de contorno del caso de estudio.

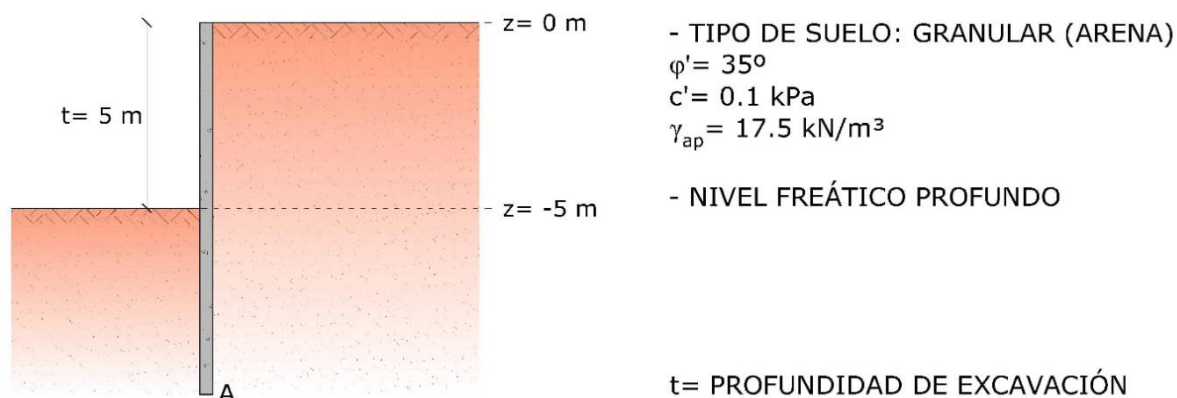


Figura 3.19. Modelo de estudio 3.4.1.

Para el equilibrio límite se removiliza el 77.3% de las presiones pasivas del terreno en el intradós, mientras que en el trasdós tan sólo el 7.7%. Las leyes de esfuerzos que se obtienen por ambos métodos se presentan en las figuras 3.20 y 3.21 y las diferencias entre los resultados máximos en las tablas 3.18 y 3.19.

Tabla 3.18. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.4.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	$V_{\text{máx}} (+)$ (kN/m)	z (m)	$V_{\text{máx}} (+)$ (kN/m)	%	z (m)	$V_{\text{máx}} (-)$ (kN/m)	z (m)	$V_{\text{máx}} (-)$ (kN/m)	%
8.70	155.51	8.70	244.13	63.70	5.00	-58.54	5.00	-59.00	99.22

Tabla 3.19. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.4.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	$M_{\text{máx}}$ (kN·m/m)	z (m)	$M_{\text{máx}}$ (kN·m/m)	%
6.85	-181.20	6.85	-184.79	98.06

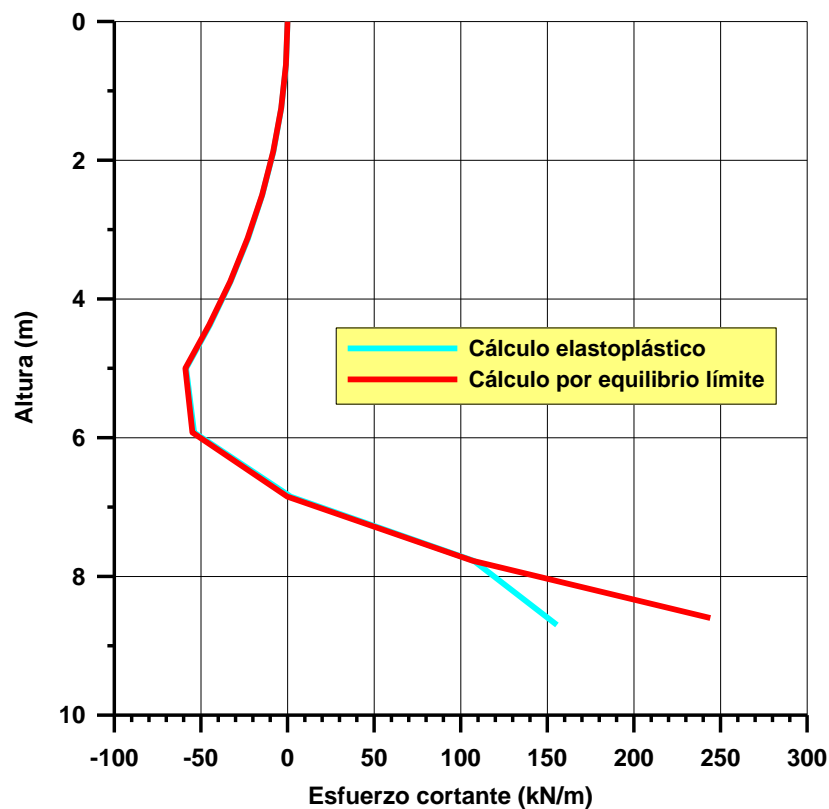


Figura 3.20. Ley de esfuerzos cortantes pantalla, modelo de estudio 3.4.1.

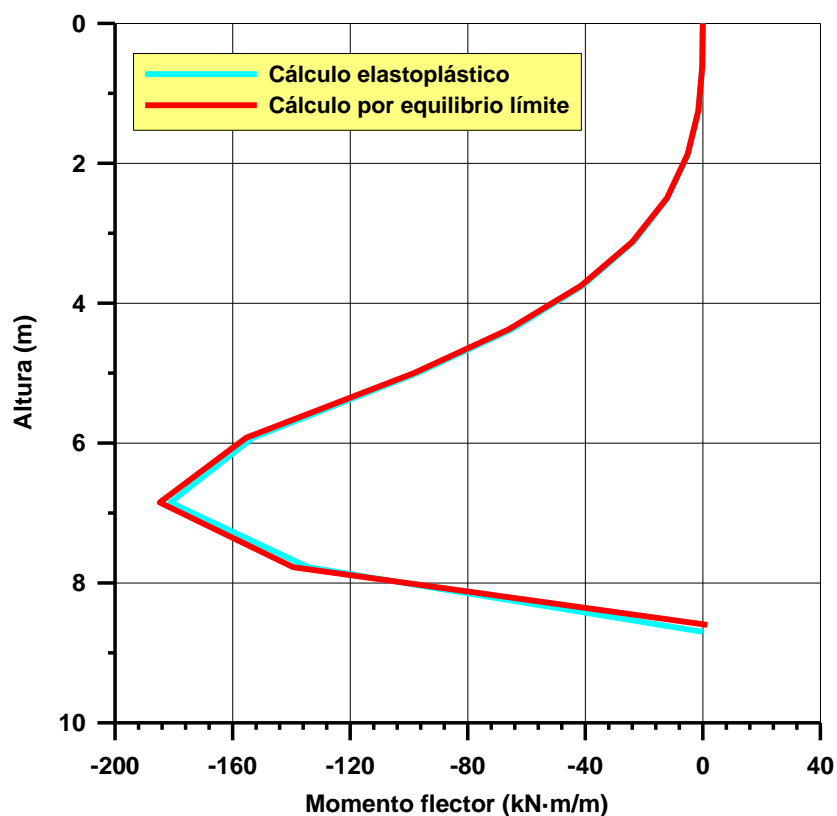


Figura 3.21. Ley de momentos flectores pantalla, modelo de estudio 3.4.1.

Como se puede apreciar en ellas el flector y el cortante negativo en RIDO son el 98.06-99.72% del que se alcanza por equilibrio límite; sin embargo el cortante positivo es sólo del 63.70% en el mismo sentido.

3.4.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga

Las condiciones del modelo son las que se sintetizan en la figura 3.22.

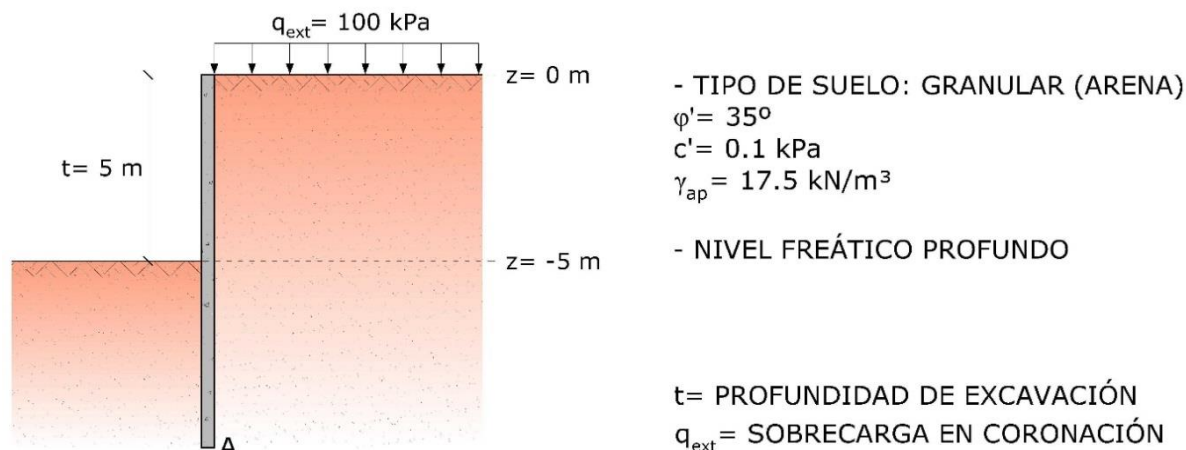


Figura 3.22. Modelo de estudio 3.4.2.

A la profundidad de equilibrio límite, de 11.55 metros, se removiliza el 77.2% de las presiones pasivas del terreno en el intradós, mientras que en el trasdós tan sólo el 7.3%. Las leyes de esfuerzos que se obtienen se presentan en las figuras 3.23 y 3.24 y las diferencias entre los resultados máximos en las tablas 3.20 y 3.21. La imposición de una sobrecarga en el trasdós mantiene los órdenes de magnitud de la comparación entre métodos que se daban sin la existencia de la misma.

Tabla 3.20. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.4.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)			RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		
z (m)	$V_{m\acute{a}x} (+)$ (kN/m)	z (m)	$V_{m\acute{a}x} (+)$ (kN/m)	%	z (m)	$V_{m\acute{a}x} (-)$ (kN/m)	z (m)	$V_{m\acute{a}x} (-)$ (kN/m)	%
--	493.21	11.55	757.52	65.11	5.82	-202.55	5.82	-215.77	93.87

Tabla 3.21. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.4.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
8.28	-919.81	8.28	-973.94	94.44

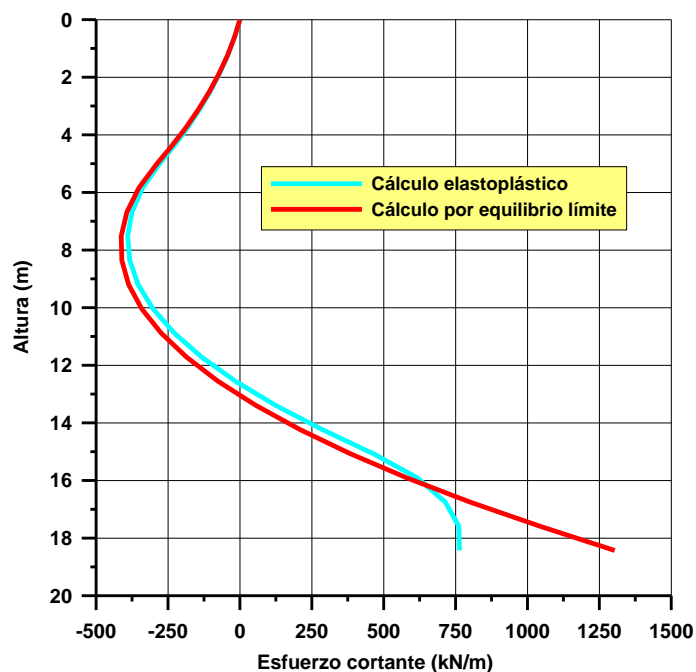


Figura 3.23. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.4.2.

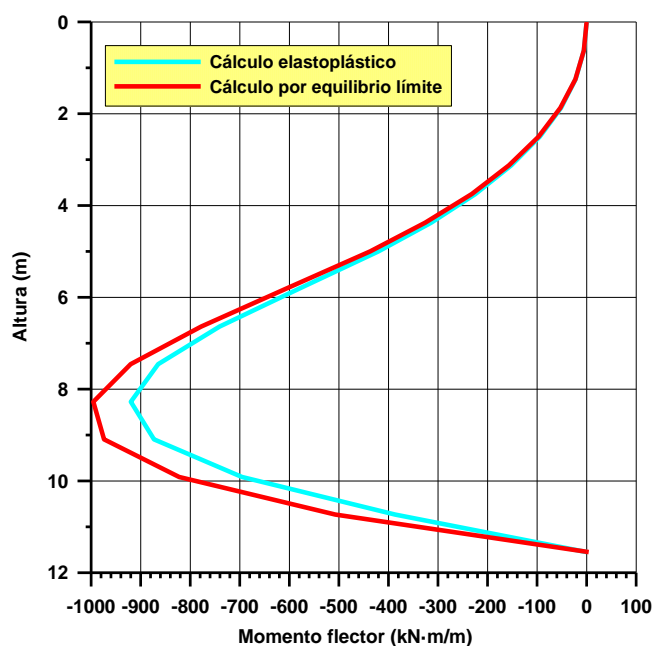


Figura 3.24. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.4.2.

3.4.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje

Las condiciones de contorno del modelo se presentan en la figura 3.25.

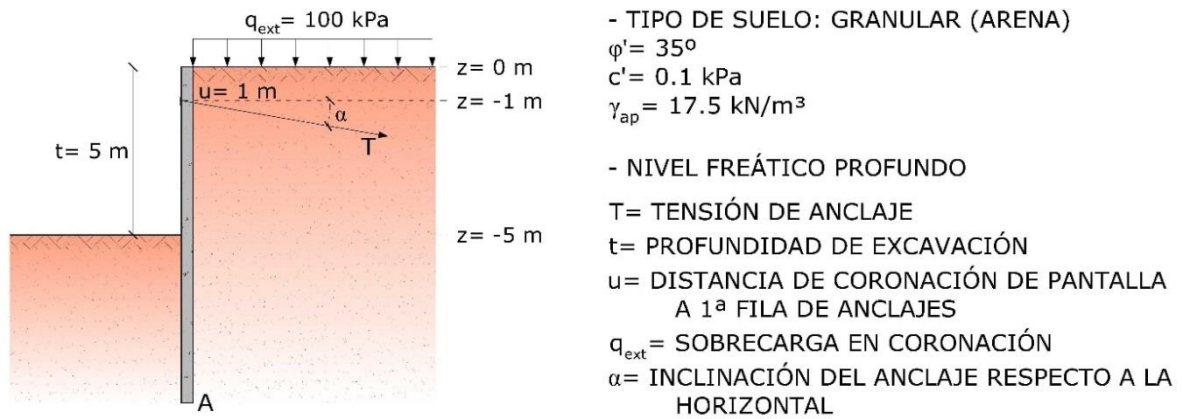


Figura 3.25. Modelo de estudio 3.4.3.

En la profundidad de equilibrio límite, 7.42 m, se removiliza en el intradós el 75.9% de la presión pasiva, mientras que en el trasdós tan sólo el 7.3%. Las leyes de esfuerzos calculadas por ambos métodos se presentan en las figuras 3.26 y 3.27 y las diferencias entre los resultados máximos en las tablas 3.22 y 3.23.

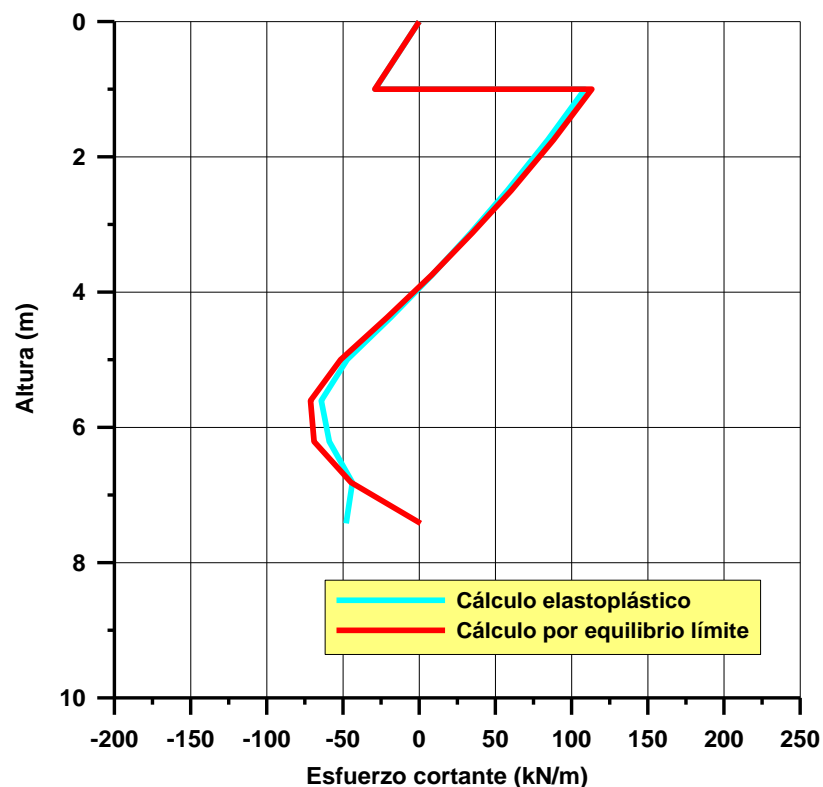


Figura 3.26. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.4.3.

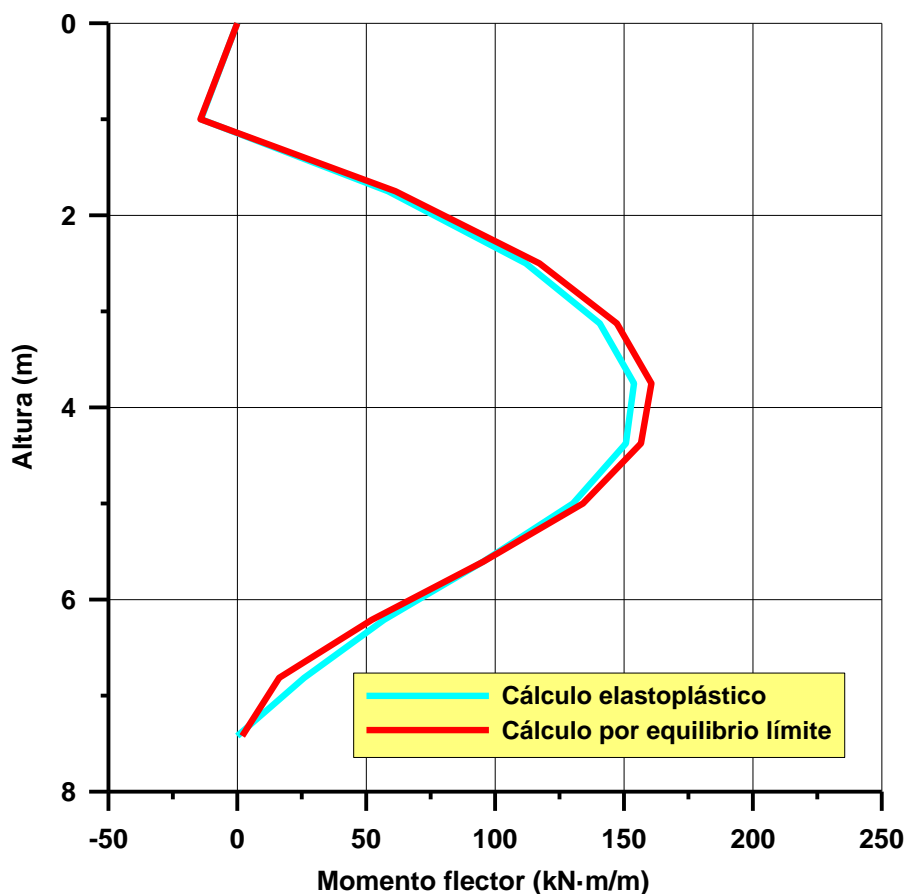


Figura 3.27. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.4.3.

Tabla 3.22 Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.4.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	%	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	%
1.00	108.71	1.00	113.29	95.96	5.61	-64.25	5.61	-71.28	90.14

Tabla 3.23. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.4.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
3.75	153.88	3.75	160.63	95.80

La colocación de un anclaje confirma los órdenes de magnitud de la comparación entre métodos que se daban en los modelos 3.4.1 y 3.4.2.

3.5. MODELOS UN SUELO DE ARENAS, NIVEL FREÁTICO EN SUPERFICIE

3.5.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga

Las condiciones de contorno del modelo se sintetizan en la figura 3.28.

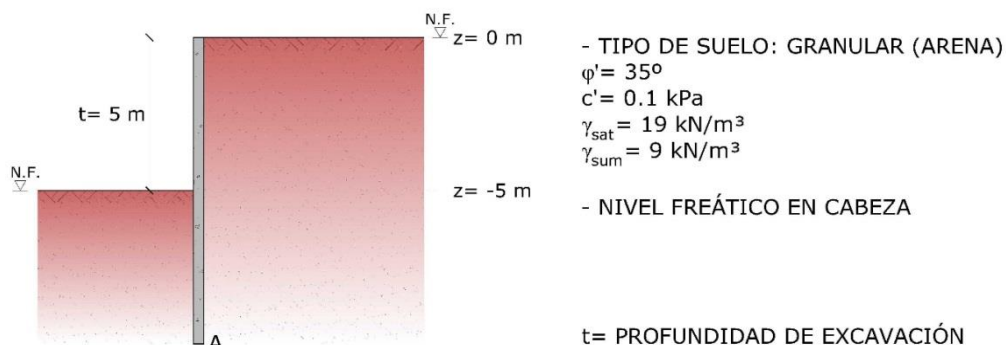


Figura 3.28. Modelo de estudio 3.5.1.

A la profundidad de equilibrio límite, 14.6 m, se removiliza el 91.7% del empuje pasivo del terreno en el intradós, mientras que en el trasdós tan sólo es del 7.4%. Las leyes de esfuerzos de la pantalla obtenidas mediante ambos métodos se muestran en las figuras 3.29 y 3.30 y las diferencias entre los resultados máximos en las tablas 3.24 y 3.25.

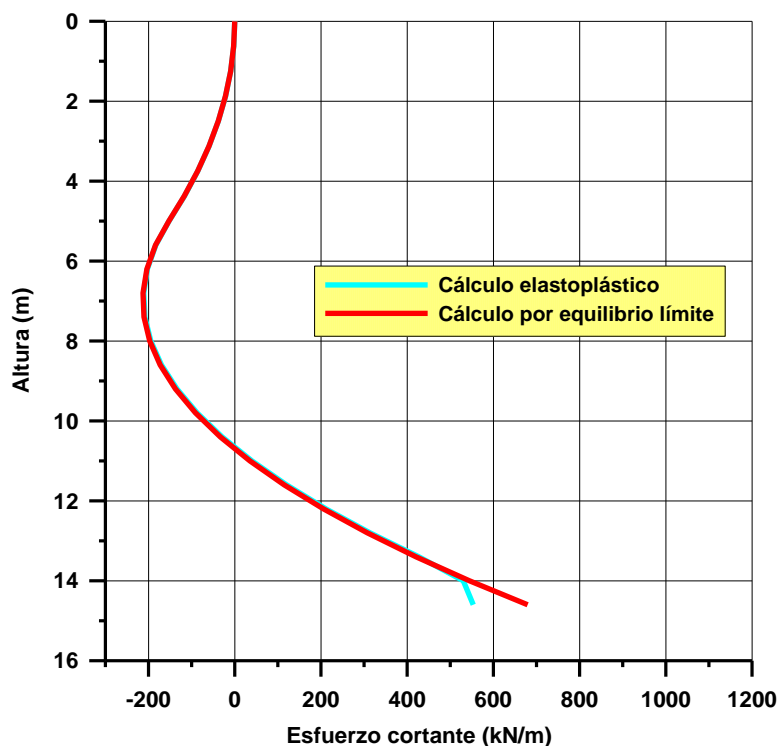


Figura 3.29. Ley de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.5.1.

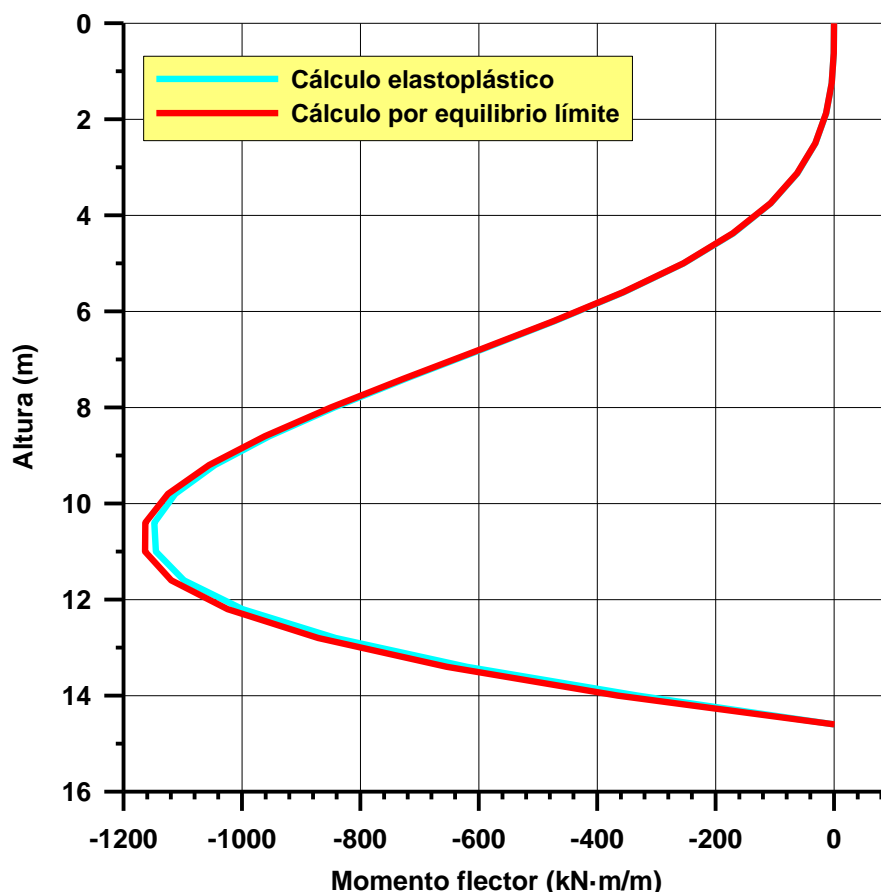


Figura 3.30. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.5.1.

Tabla 3.24. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.5.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx (+)} (kN/m)	z (m)	V _{máx (+)} (kN/m)	%	z (m)	V _{máx (-)} (kN/m)	z (m)	V _{máx (-)} (kN/m)	%
14.60	553.17	14.60	679.57	81.40	7.40	-208.47	6.80	-212.73	98.00

Tabla 3.25. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.5.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
10.40	-1.145.35	10.40	-1.119.47	102.31

Existe una gran semejanza en los valores máximos de esfuerzos, salvo para el cortante en el pie donde el valor de RIDO es sólo del 82% del de equilibrio límite.

3.5.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga

En la figura 3.31 se esquematizan las condiciones de contorno modelo.

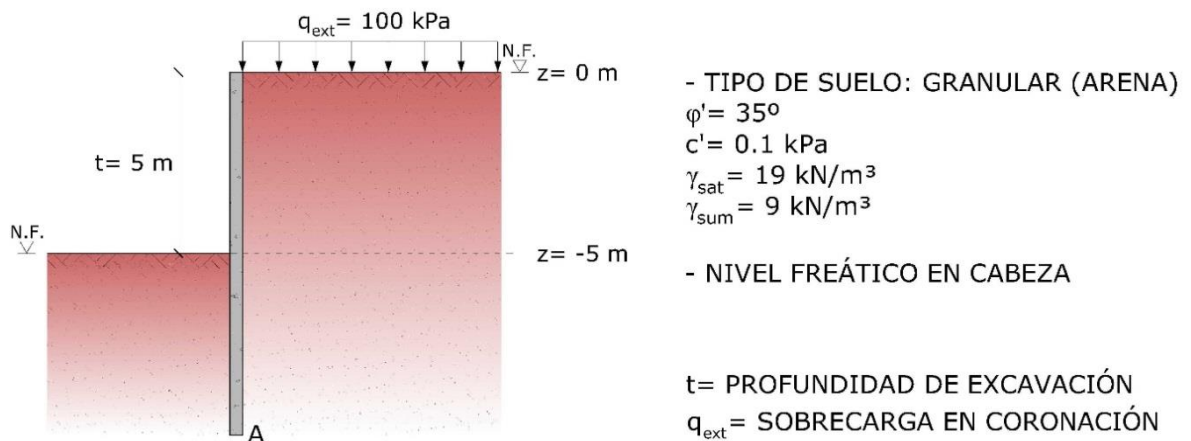


Figura 3.31. Modelo de estudio 3.5.2.

Con una pantalla de longitud 18.43 metros (profundidad de equilibrio límite), se removiliza el 77.9% de las presiones pasivas del terreno en el intradós, mientras que en el trasdós tan sólo es del 7.3%. Las leyes de esfuerzos de la pantalla, por ambos métodos, se muestran en las figuras 3.32 y 3.33 y las diferencias entre los resultados máximos en las tablas 3.26 y 3.27.

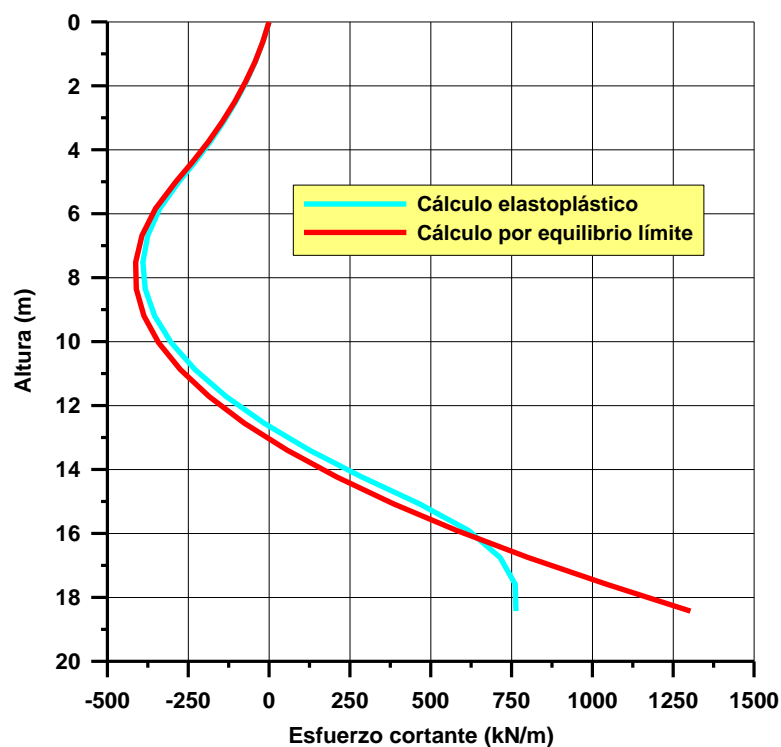


Figura 3.32. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.5.2.

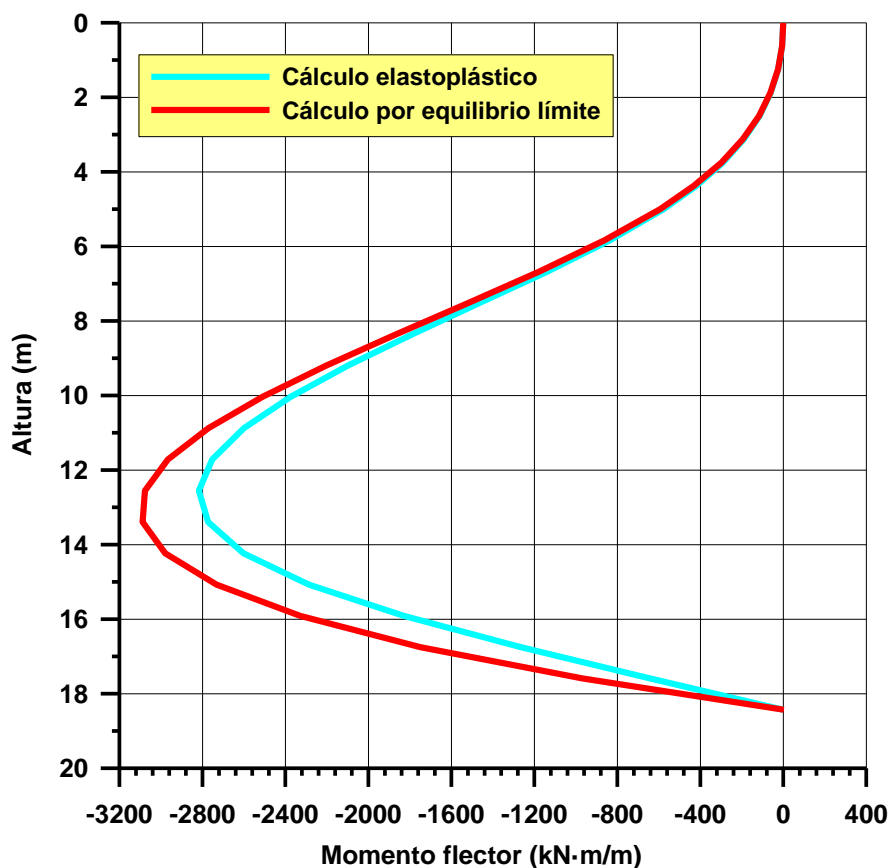


Figura 3.33. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.5.2.

Tabla 3.26. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.5.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	%	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	%
18.43	763.74	18.43	1,303.38	58.60	7.52	-390.32	7.52	-412.63	94.59

Tabla 3.27. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.5.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
12.56	-2,817.10	13.39	-3,088.15	91.22

Existe una gran semejanza en las formas de las leyes y en los valores máximos de esfuerzos, salvo para el cortante en el pie donde el valor de RIDO es sólo del 60% del de equilibrio límite.

3.5.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje

La figura 3.34 sintetiza las condiciones de contorno del modelo. Los resultados se presentan en las figuras 3.35 y 3.36 y las diferencias entre los resultados máximos en las tablas 3.28 y 3.29.

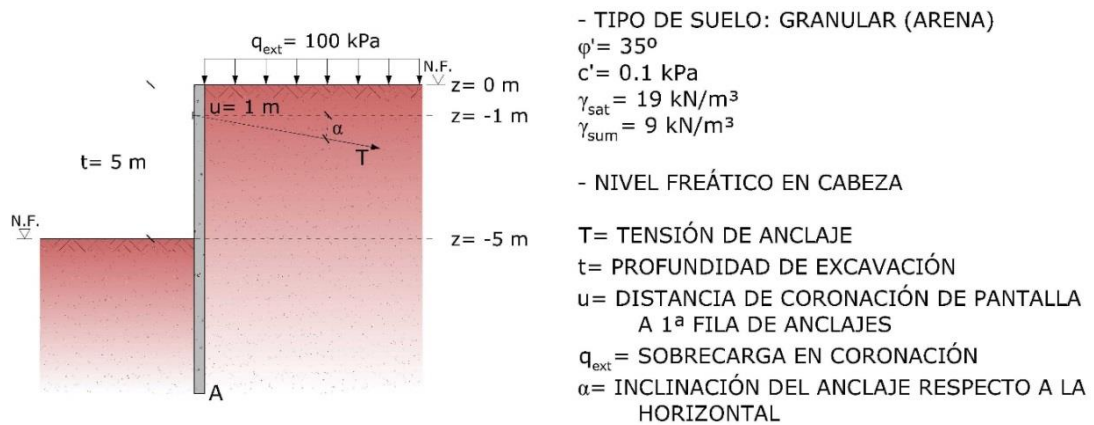


Figura 3.34. Modelo de estudio 3.5.3.

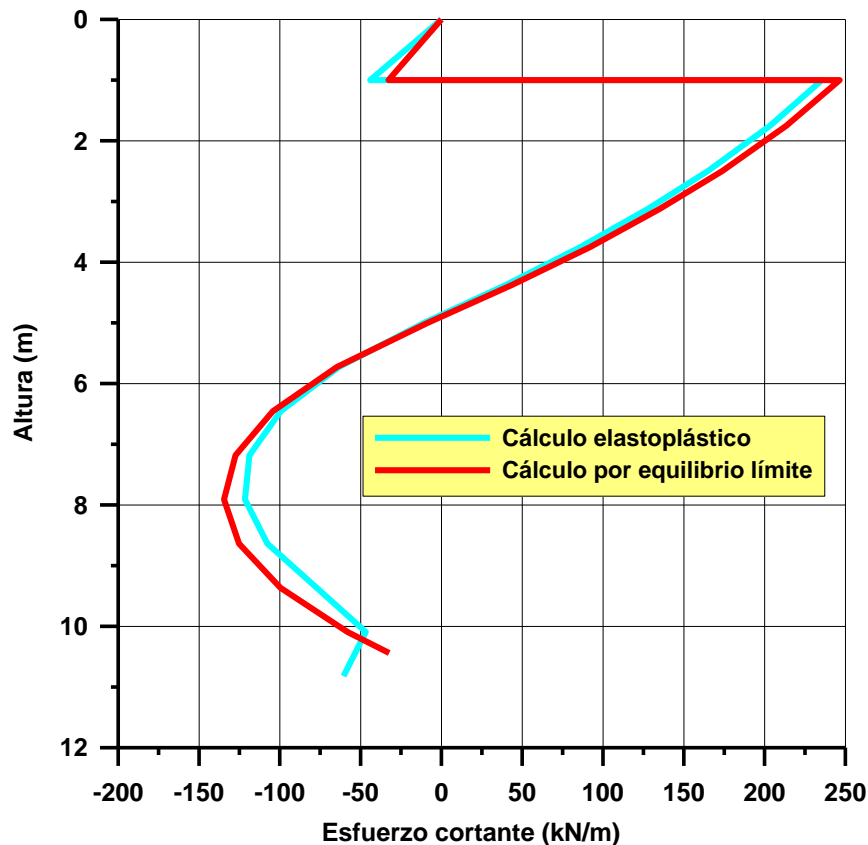


Figura 3.35. Ley de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.5.3.

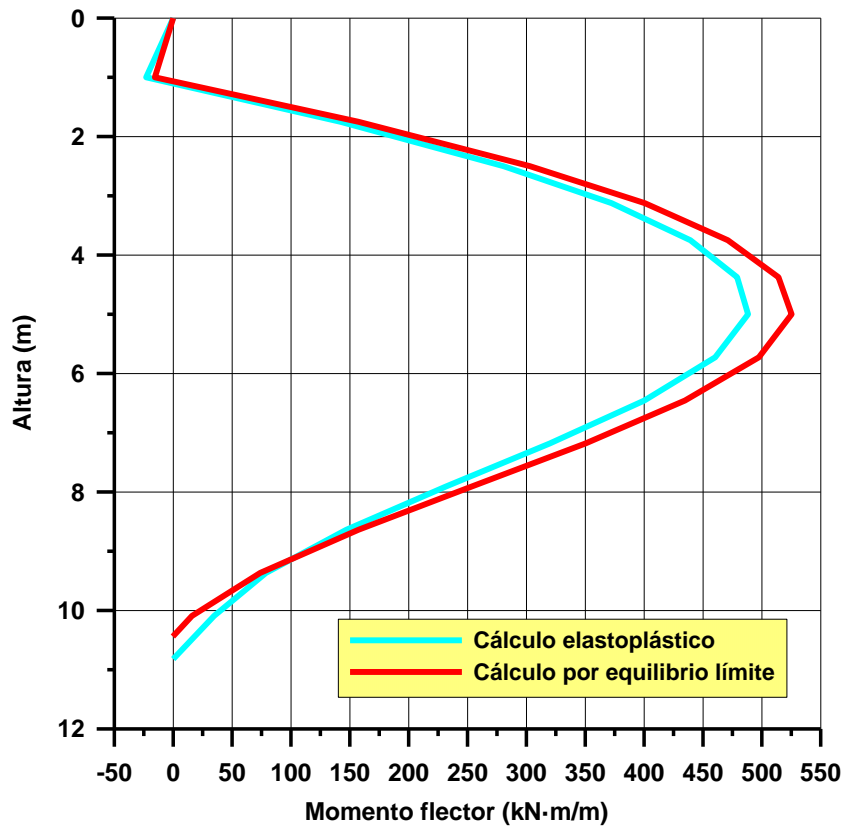


Figura 3.36. Ley de momentos flectores, modelo de estudio 3.5.3.

El equilibrio límite se logra a 10.82 metros de profundidad. A dicha profundidad se removilizan el 84% de las presiones pasivas en el intradós y el 7.6% de las mismas en el trasdós.

Tabla 3.28. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.5.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx (+)} (kN/m)	z (m)	V _{máx (+)} (kN/m)	%	z (m)	V _{máx (-)} (kN/m)	z (m)	V _{máx (-)} (kN/m)	%
1.00	235.53	1.00	213.54	110.30	7.91	-121.54	7.91	-134.50	90.36

Tabla 3.29. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.5.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
5.00	488.34	5.00	525.25	92.97

Existe una gran semejanza en las formas de las leyes y en los valores máximos de esfuerzos.

3.5.4. Síntesis de comparación de resultados para un suelo de arena

Para las condiciones de contorno consideradas, la removiliación del empuje pasivo con los modelos elastoplásticos, se encuentra entre un 76-92%, es decir, próxima a las condiciones de plastificación.

En los modelos con un único suelo granular, existe una elevada similitud entre las leyes de esfuerzos obtenidas mediante los métodos de equilibrio límite y el cálculo elastoplástico, tanto en condiciones secas como saturadas. En general se obtienen esfuerzos mayores por equilibrio límite. Los máximos flectores y cortantes negativos en RIDO son del orden del 90-99% de los obtenidos por equilibrio limite. Las mayores diferencias se dan en el cortante positivo, si la pantalla no se encuentra anclada los máximos valores de los modelos Winkler se sitúan entre 60-80% de los de equilibrio límite, mientras que si se encuentra anclada los valores de RIDO son del 96-110% sobre los de equilibrio límite.

3.6. MODELOS CON DOS SUELOS GRANULARES SIN NIVEL FREÁTICO

3.6.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga

En la figura 3.37 se presentan las condiciones de contorno básicas del modelo.

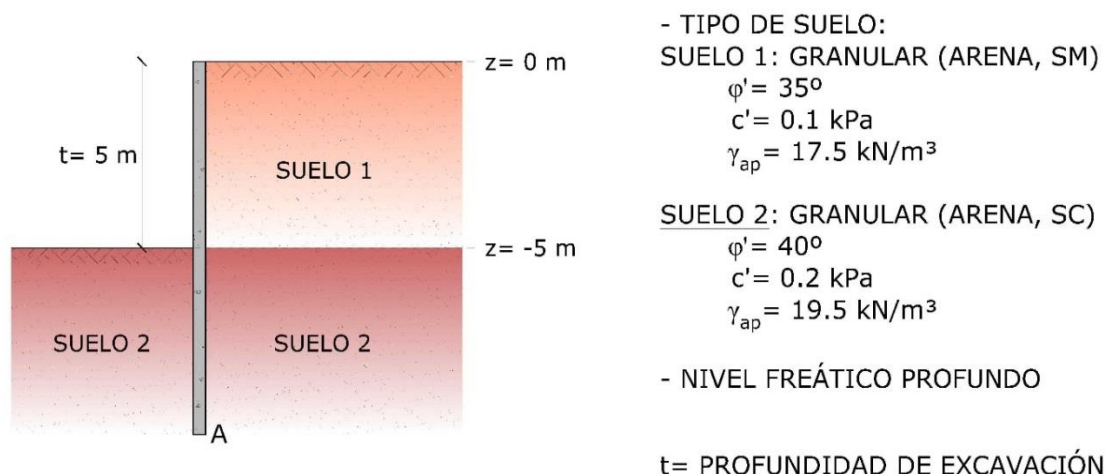


Figura 3.37. Modelo de estudio 3.6.1.

El equilibrio límite se consigue a 7.87 metros de profundidad. En las figuras 3.38 y 3.39 se presentan las leyes de esfuerzos de la pantalla y las diferencias entre los resultados máximos en las tablas 3.30 y 3.31.

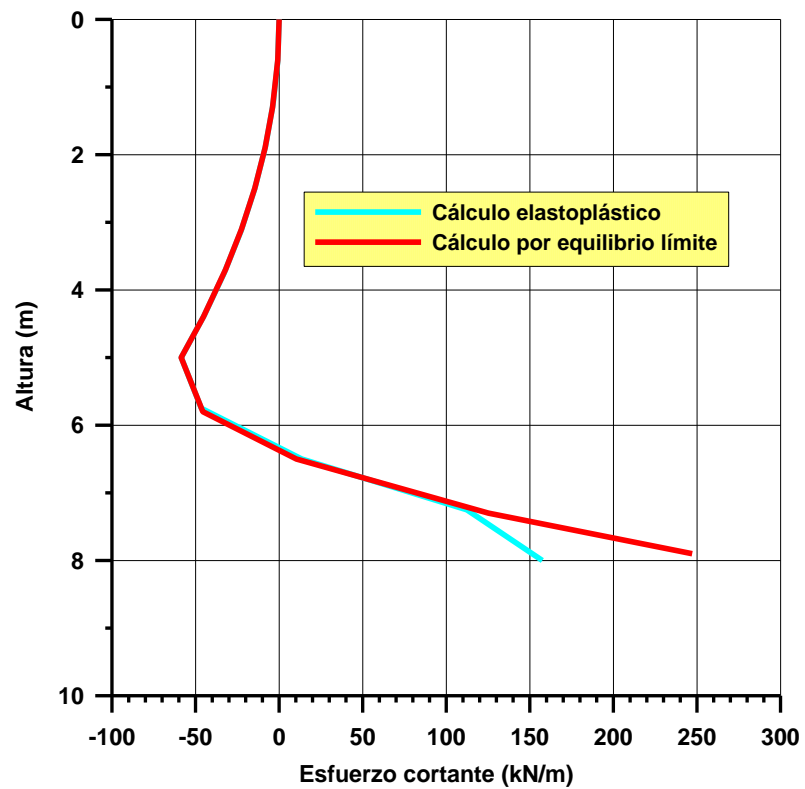


Figura 3.38. Ley de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.6.1.

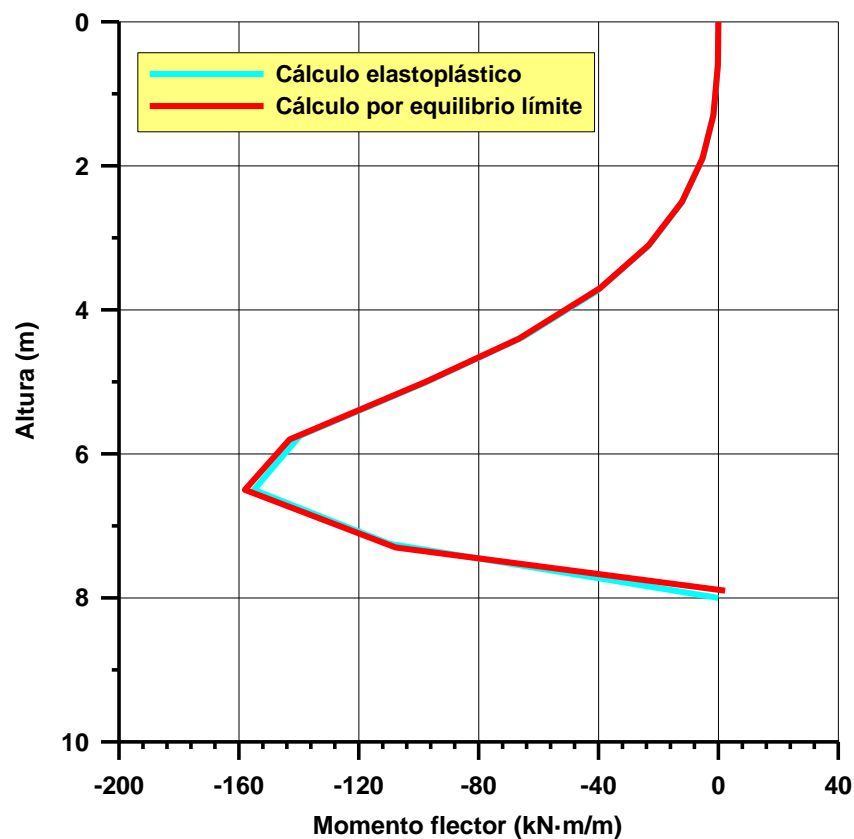


Figura 3.39. Esfuerzos de momentos flectores, modelo de estudio 3.6.1.

Tabla 3.30. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.6.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	%	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	%
8.00	157.47	7.90	247.16	63.71	5.00	-58.54	5.00	-58.61	99.88

Tabla 3.31. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.6.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
6.50	-155.01	6.50	-158.02	98.10

Existe una gran semejanza en las formas de las leyes y en los valores máximos de esfuerzos, salvo para el cortante en el pie donde el valor de RIDO es sólo del 65% del de equilibrio límite.

Para la profundidad de equilibrio límite se removiliza, en la fase final del vaciado, un 72.5% del empuje pasivo en el intradós, mientras que en el trasdós sólo se removiliza el 5.7%.

3.6.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga

El modelo sintético de este caso se presenta en la figura 3.40.

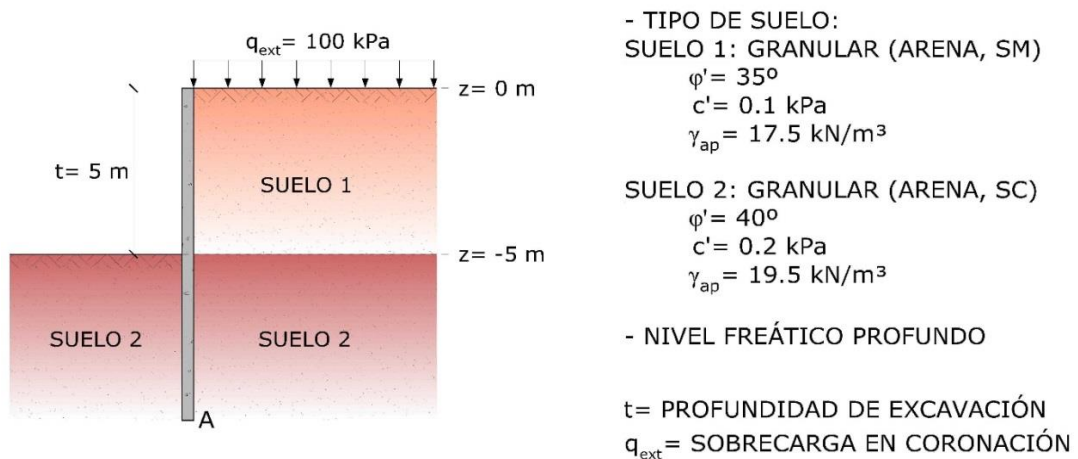


Figura 3.40. Modelo de estudio 3.6.2.

Se han calculado además las leyes de esfuerzos de la pantalla por ambos métodos y se representan en las figuras 3.41 y 3.42 y las diferencias entre los resultados máximos en las tablas 3.32 y 3.33.

Tabla 3.32. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.6.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	%	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	%
10.20	490.14	10.17	742.27	66.03	5.65	-184.94	5.70	-200.03	92.46

Tabla 3.33. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.6.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
7.60	-765.52	7.60	-821.61	93.17

Las leyes de esfuerzos son prácticamente idénticas, el máximo flector y cortante negativo son en RIDO el 93-95% del que se obtiene por equilibrio límite. El cortante en el pie vuelve a ser donde localizan las mayores diferencias siendo el máximo valor de RIDO del 67% respecto al equilibrio límite.

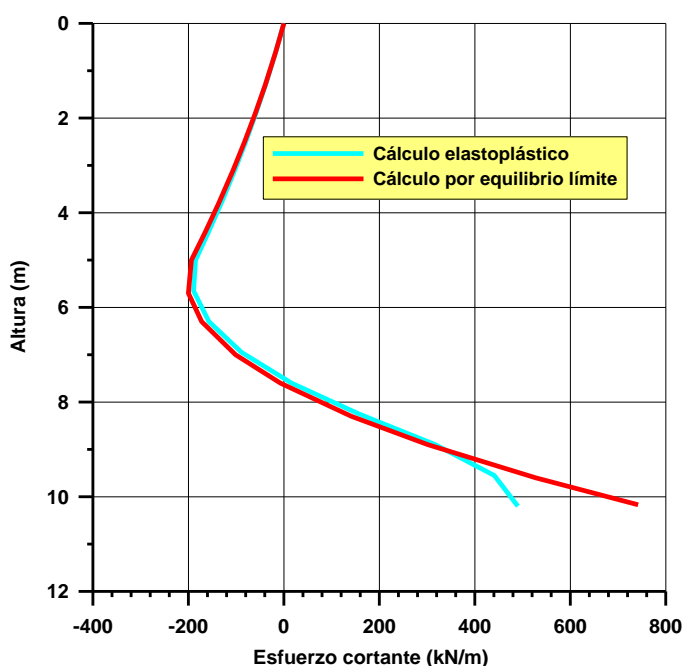


Figura 3.41. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.6.2.

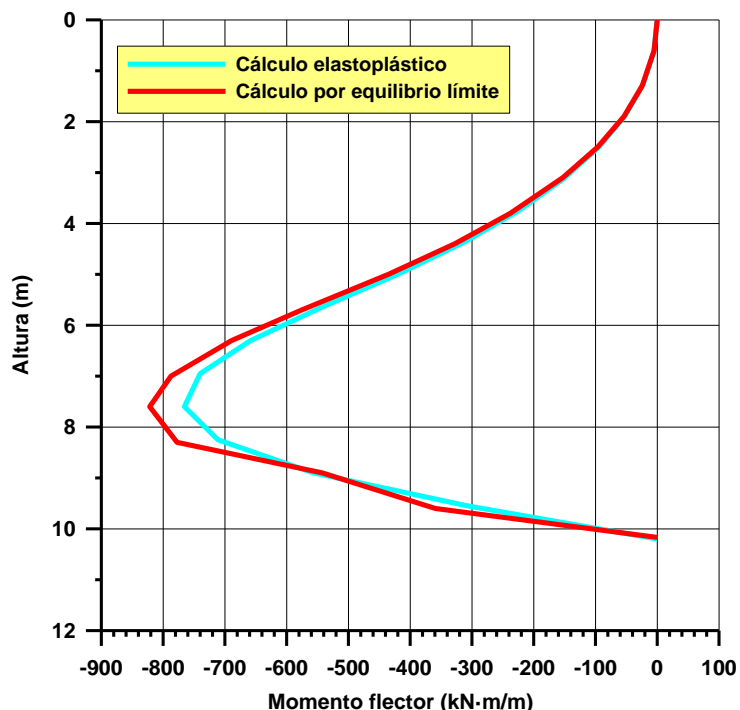


Figura 3.42. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.6.2.

A la profundidad de equilibrio límite (10.20 metros) se removiliza el 74.8% del las tensiones pasivas en el intradós (suelo 2 o inferior), mientras que el 5.4% en el trasdós (suelo 2 o inferior).

3.6.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje

Un esquema del modelo se presenta en la figura 3.43.

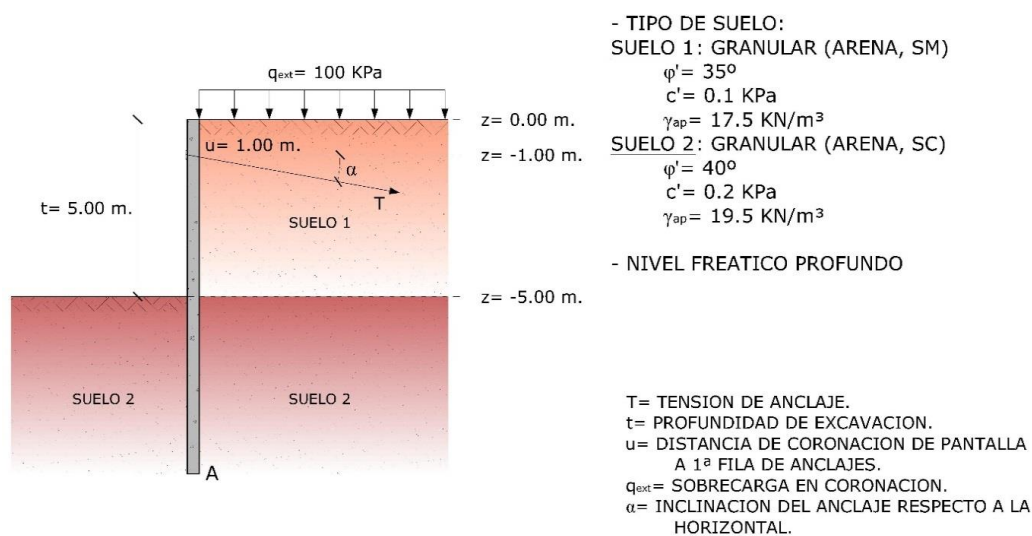


Figura 3.43. Modelo de estudio 3.6.3.

Las leyes de esfuerzos obtenidas en cada método de cálculo se muestran en las figuras 3.44 y 3.45 y las diferencias entre los resultados máximos en las tablas 3.34 y 3.35.

Tabla 3.34. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.6.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	%	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	%
1.00	99.86	1.00	101.93	97.97	5.87	-56.40	5.90	-62.83	89.77

Tabla 3.35. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.6.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
3.75	127.79	3.80	129.74	98.50

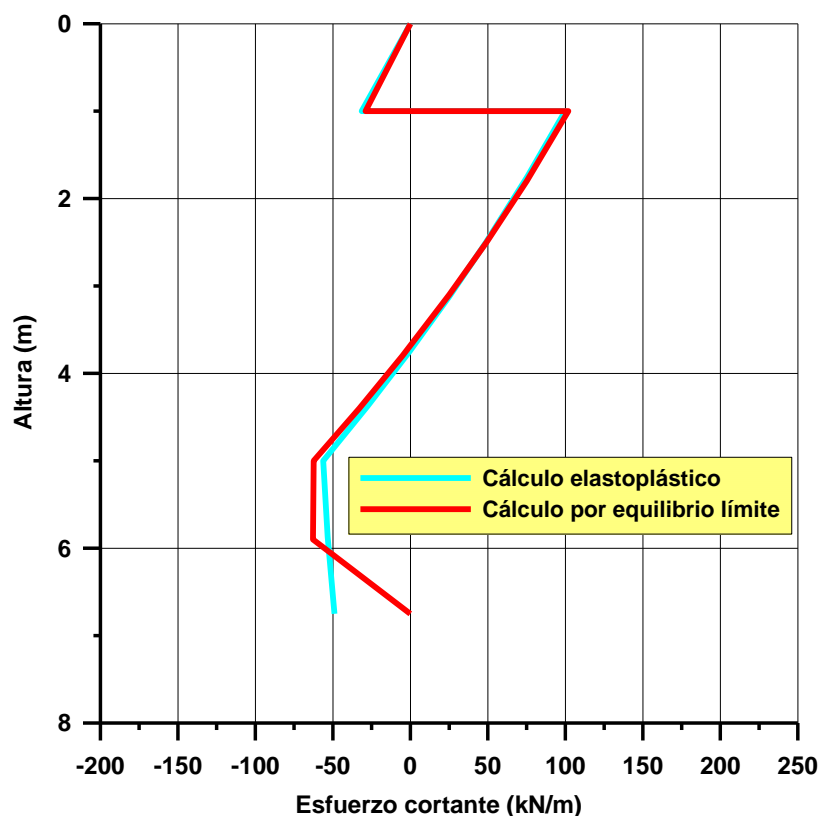


Figura 3.44. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.6.3.

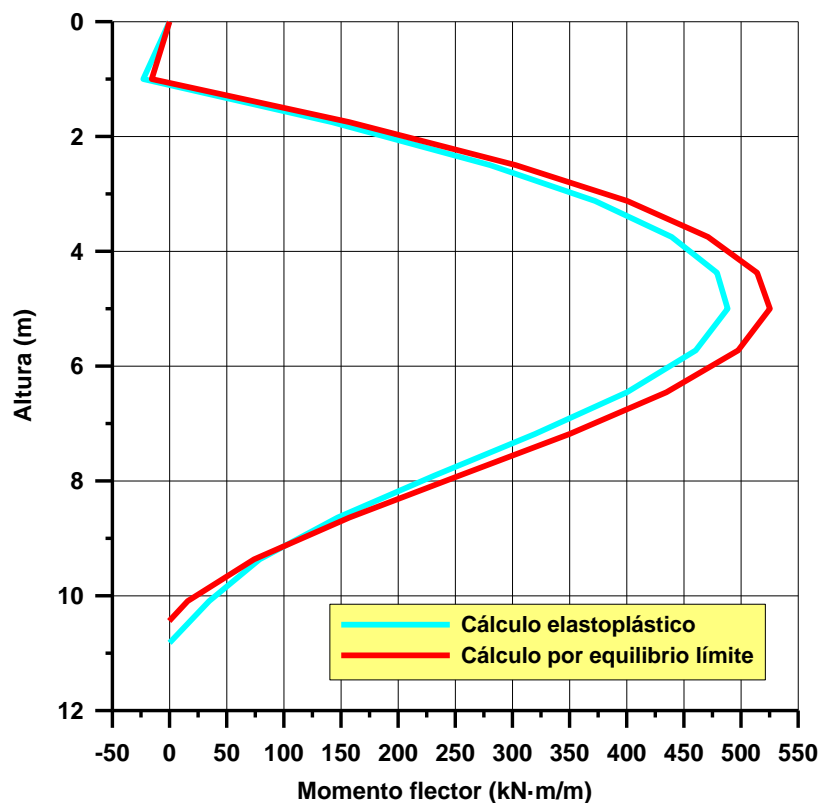


Figura 3.45. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.6.3.

Los valores de todos los esfuerzos máximos en RIDO se sitúan en el entorno del 90-99% de los valores alcanzados por equilibrio límite. A la profundidad de equilibrio límite de la pantalla, 6.75 metros, se removiliza en el intradós el 58.9% del empuje pasivo y en el trasdós el 6.5% del empuje pasivo.

3.6.4. Síntesis de comparación de resultados, dos estratos granulares

La removilización del empuje pasivo en el intradós se encuentra entre un 60-75%, aumenta con la sobrecarga y disminuye con la colocación del nivel de anclajes.

En los modelos con dos suelos granulares, los esfuerzos calculados aplicando métodos de equilibrio límite son en general superiores a los obtenidos aplicando el cálculo elastoplástico. Las diferencias de cálculo por ambos métodos son del orden del 4-7% en la flexión, en el cortante negativo en general son del 1-7% si la pantalla está sin anclar y del 10% si se encuentra anclada; del mismo modo, en el cortante positivo las diferencias entre ambos métodos son del orden del 35% si la estructura está sin anclar y del 2% si está anclada, localizándose las mayores diferencias en el pie de la pantalla.

3.7. MODELOS CON SUELO GRANULAR SUPERIOR Y COHESIVO INFERIOR

3.7.1. Pantalla en voladizo sin sobrecarga

Se presenta en la figura 3.46 un esquema del modelo.

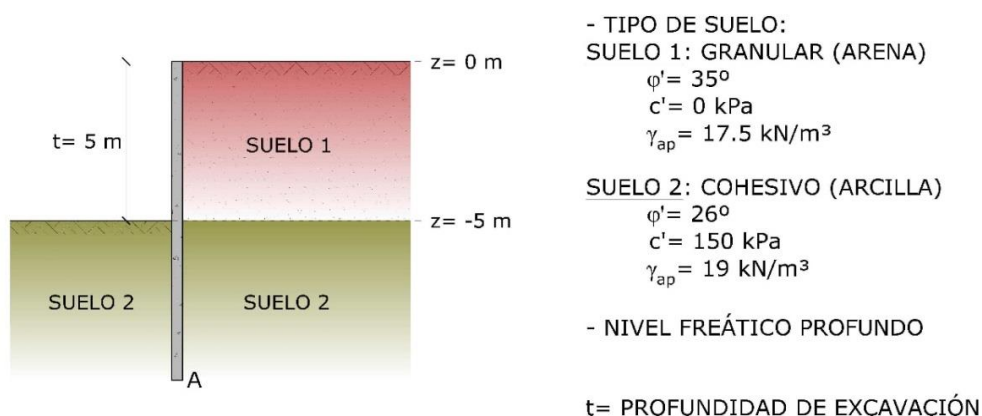


Figura 3.46. Modelo de estudio 3.7.1.

Las leyes de esfuerzos y valores máximos obtenidos se muestran en las figuras 3.47 y 3.48 y en las tablas 3.36 y 3.37.

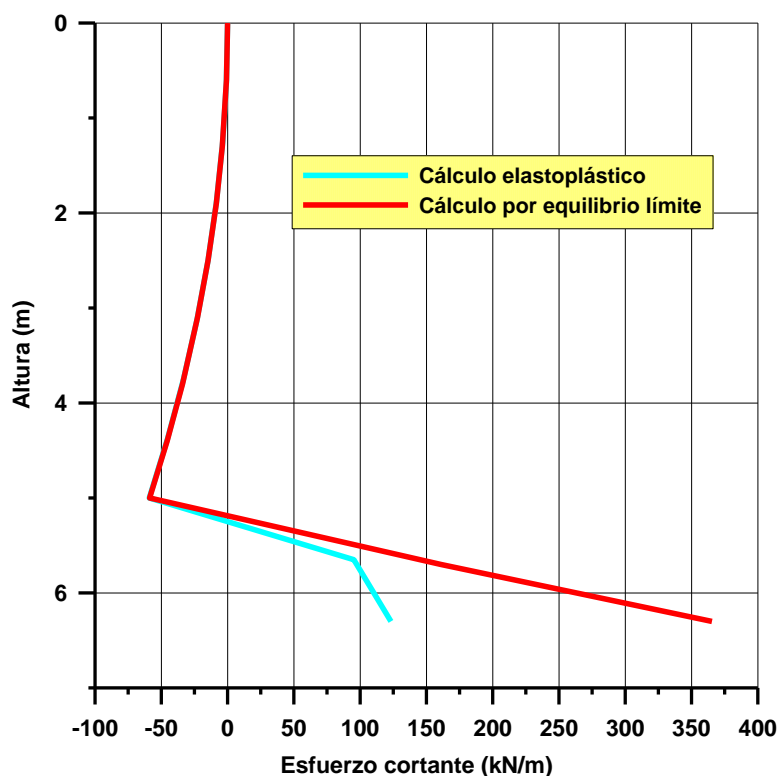


Figura 3.47. Ley de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.7.1.

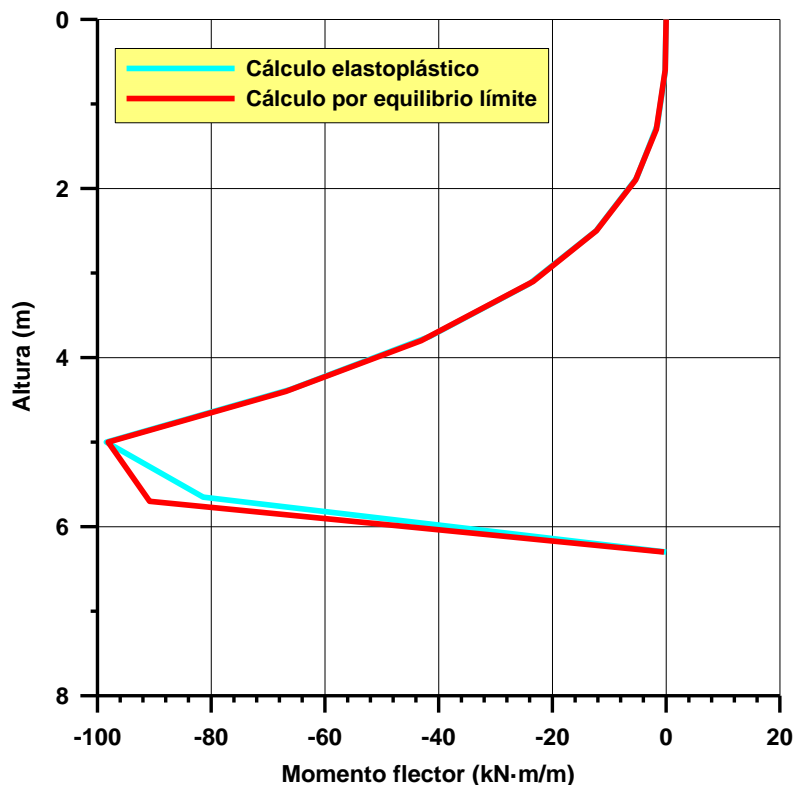


Figura 3.48. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.7.1.

Tabla 3.36. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.7.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	%	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	%
6.30	123.26	6.30	365.41	33.73	5.00	-59.06	5.00	-58.87	100.32

Tabla 3.37. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.7.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
5.00	-98.44	5.00	-98.12	100.33

Las leyes de flectores y cortantes son prácticamente coincidentes, salvo en el cortante de la zona próxima al pie donde el RIDO es tan sólo un 35% de la reacción en la base por equilibrio límite. En el equilibrio límite, a 6.35 m de profundidad, se removiliza el 18.8% del empuje pasivo en el intradós, mientras que en el trasdós el 3.6%.

3.7.2. Pantalla en voladizo con sobrecarga

Las condiciones de contorno del problema se especifican en la figura 3.49.

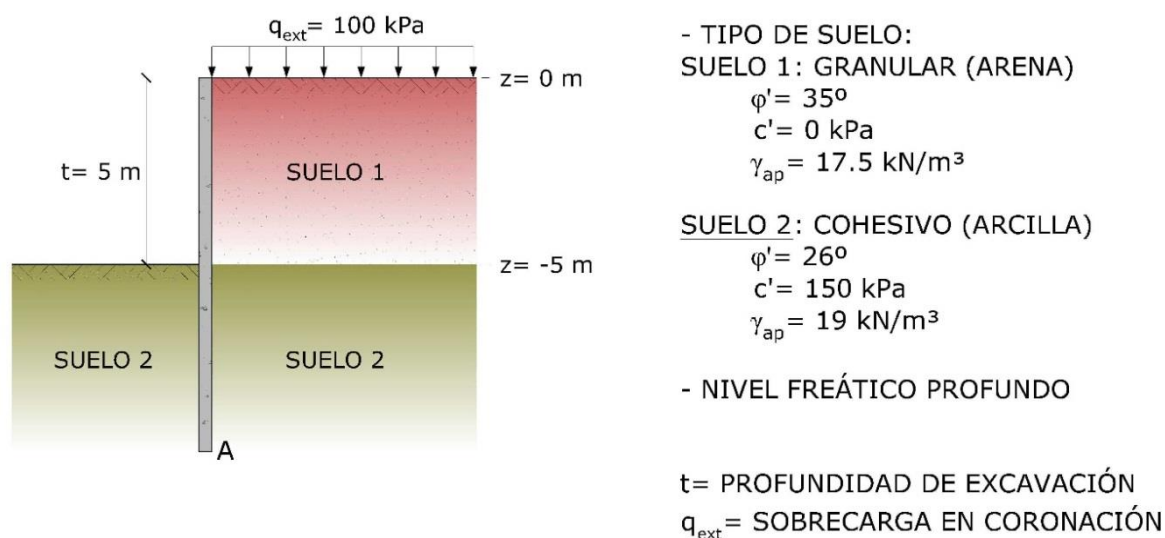


Figura 3.49. Modelo de estudio 3.7.2.

Las leyes de esfuerzos y valores máximos obtenidos se muestran en las figuras 3.50 y 3.51 y en las tablas 3.38 y 3.39.

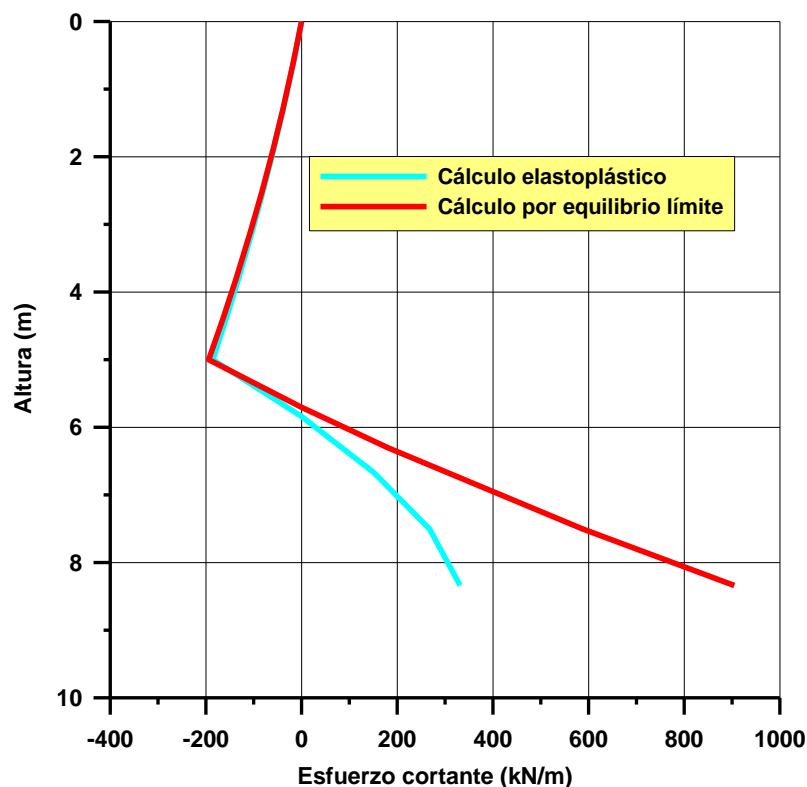


Figura 3.50. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.7.2.

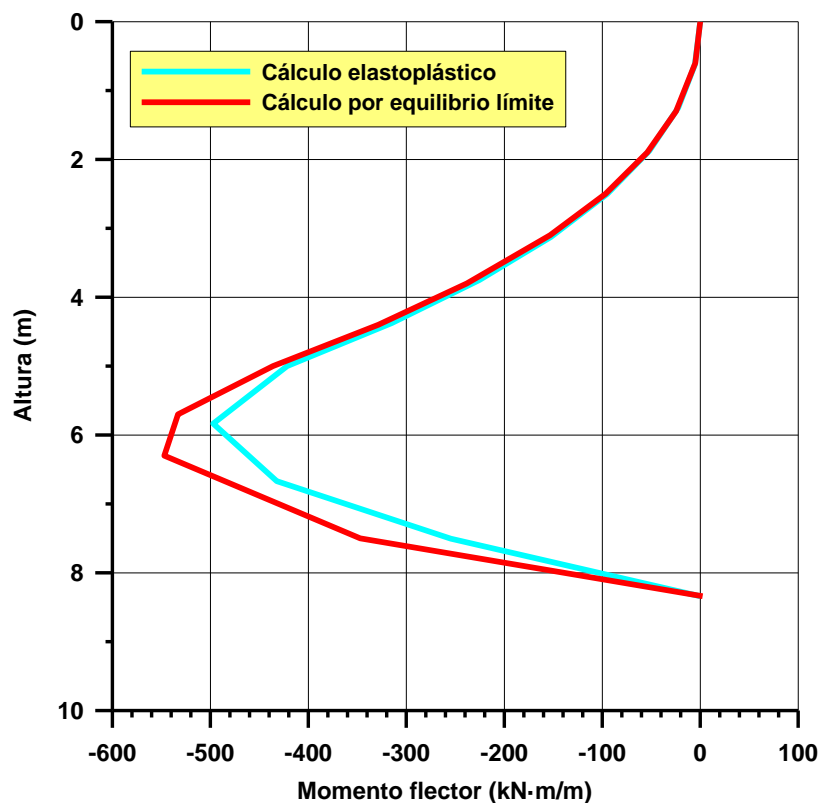


Figura 3.51. Leyes de momentos flectores, modelo de estudio 3.7.2.

Tabla 3.38. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.7.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx (+)} (kN/m)	z (m)	V _{máx (+)} (kN/m)	%	z (m)	V _{máx (-)} (kN/m)	z (m)	V _{máx (-)} (kN/m)	%
8.34	331.54	8.34	904.69	36.65	5.00	-185.50	5.00	-194.12	95.56

Tabla 3.39. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.7.2.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
5.84	-497.07	6.30	-547.07	90.86

Las leyes de flectores y cortantes son prácticamente coincidentes, salvo en el cortante de la zona próxima al pie donde el RIDO es tan sólo un 37% de la reacción en la base por equilibrio límite. Para la profundidad de equilibrio límite de pantalla, 8.34 m, se removiliza el 18.2% del empuje pasivo en el intradós, mientras que sólo el 3.2% en el trasdós.

3.7.3. Pantalla con sobrecarga y anclaje

El esquema del modelo considerado se presenta en la figura 3.52.

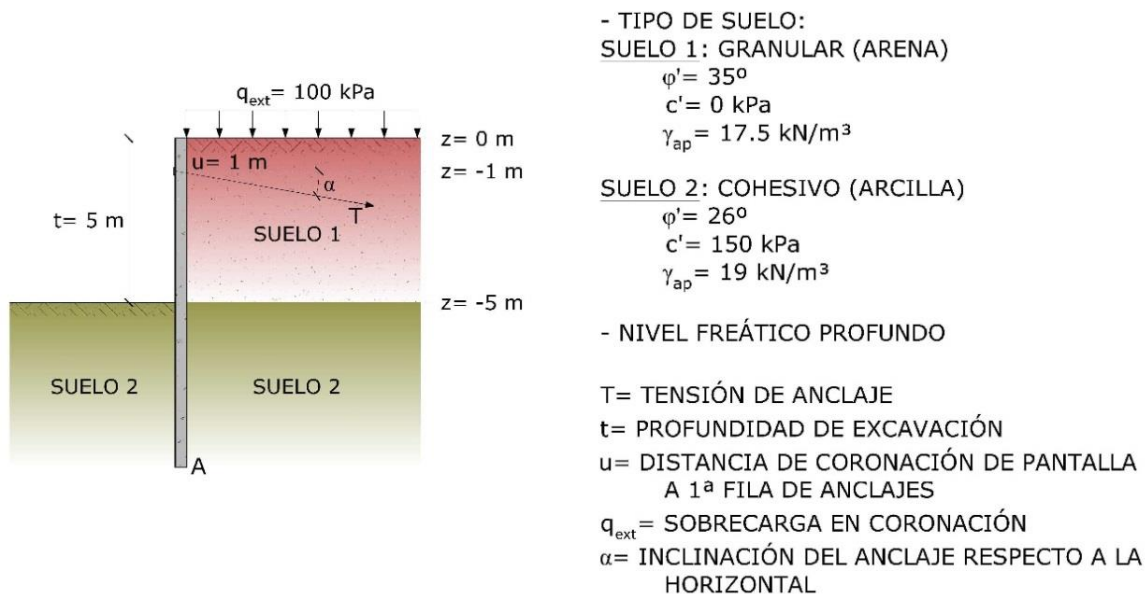


Figura 3.52. Modelo de estudio 3.7.3.

Las leyes de esfuerzos y valores máximos obtenidos se muestran en las figuras 3.53 y 3.54 y en las tablas 3.40 y 3.41.

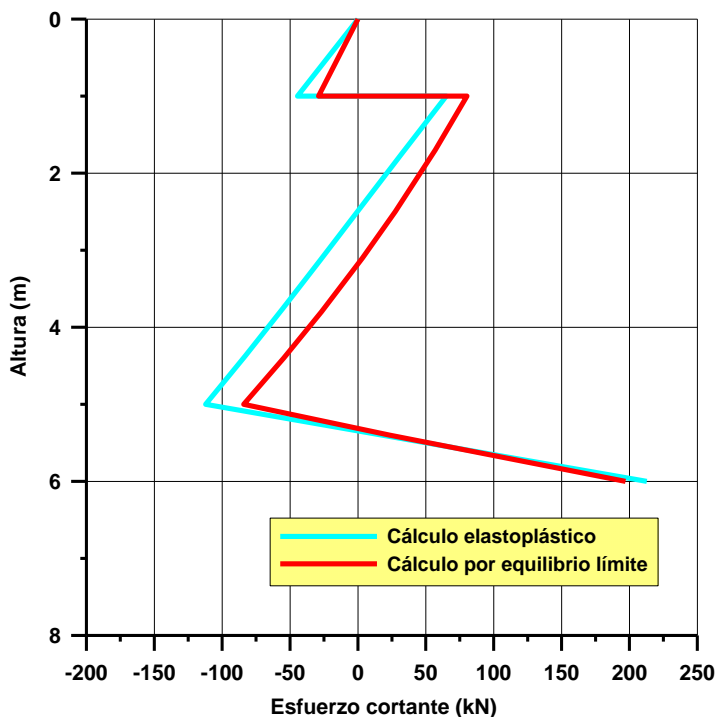


Figura 3.53. Leyes de esfuerzos cortantes, modelo de estudio 3.7.3.

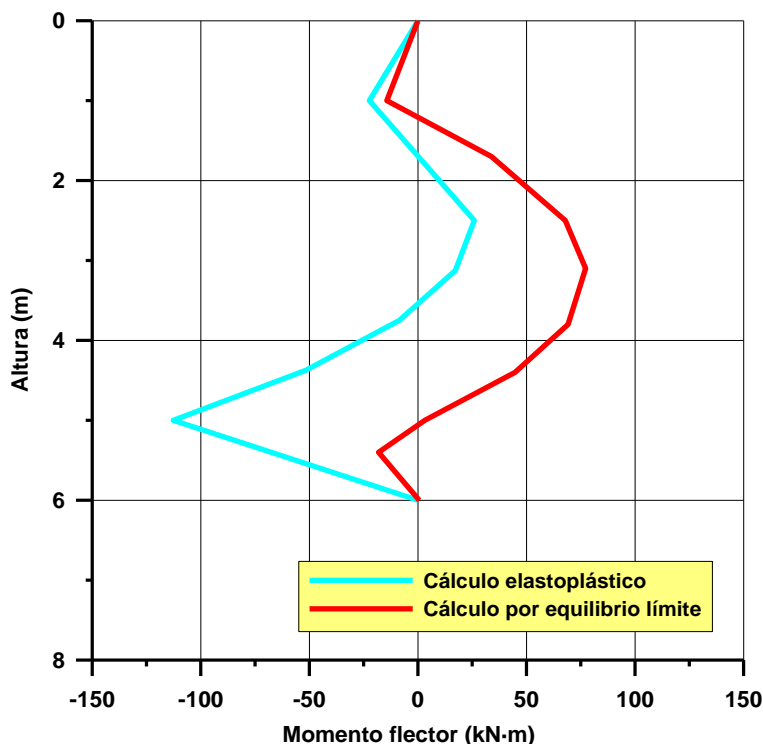


Figura 3.54. Ley de momentos flectores, modelo de estudio 3.7.3.

Tabla 3.40. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.7.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx (+)} (kN/m)	z (m)	V _{máx (+)} (kN/m)	%	z (m)	V _{máx (-)} (kN/m)	z (m)	V _{máx (-)} (kN/m)	%
6.00	212.78	6.00	197.10	107.96	5.00	-112.16	5.00	-84.15	133.29

Tabla 3.41. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.7.3.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
5.00	-112.63	5.40	-18.10	622.27

Para la profundidad de equilibrio límite de pantalla de 6.00 m, se removiliza el 42.8% del empuje pasivo en el intradós, mientras que sólo el 6.9% en el trasdós. Existe una gran semejanza entre las leyes de cortantes, no así en la de flectores dado que el anclaje y el suelo cohesivo inferior en RIDO impiden que se desarrolle bien la flexión.

3.7.4. Síntesis de comparación de resultados, estrato granular sobre estrato cohesivo

La removilización del empuje pasivo en el intradós se encuentra entre 19-43%, aumenta con la sobrecarga y disminuye con la colocación del nivel de anclajes, con lo que se halla lejos de las condiciones de plastificación que imponen los modelos de equilibrio límite.

En los modelos con un suelo superior de granular y un suelo inferior cohesivo, en general, existe una elevada similitud entre las leyes de esfuerzos de la pantalla obtenidas entre RIDO y métodos de equilibrio límite, siendo por lo general mayores los valores alcanzados mediante el equilibrio límite.

Las diferencias en la flexión oscilan entre nulas y un 9% para pantallas sin anclar y en el entorno del 600% superiores en RIDO para pantallas ancladas. Para pantallas sin anclar, en el cortante negativo la diferencia entre ambos métodos es desde prácticamente nula a un 4%, sin embargo de nuevo en el cortante positivo para pantallas sin anclar los valores de RIDO son un 35-40% los valores de equilibrio límite y para pantallas ancladas son del 108%.

3.8. MODELOS CON MÁS DE DOS SUELOS

3.8.1. Pantalla con sobrecarga y varias filas de anclaje

En la figura 3.55 se esquematizan las condiciones del modelo formado por alternancias de arenas y arenas arcillosas. El nivel freático se encuentra próximo a coronación de pantalla y se considera la existencia de una sobrecarga en el trasdós.

Como en todos los casos anteriores a medida que aumenta la profundidad de excavación aumenta el porcentaje de removilización del empuje pasivo en el intradós. Sin embargo al ir colocando las sucesivas filas de anclaje se logra que éste vaya disminuyendo.

La primera fila de anclajes se ejecuta a 1 m de coronación de pantalla, con una fuerza de 153.93 kN/ml. La segunda fila de anclajes se ejecuta a 4 metros de coronación de pantalla, con una fuerza de 97.84 kN/ml. La removilización del empuje pasivo en el intradós al colocar el segundo nivel de anclaje es del 92%. En las figuras 3.56 y 3.57 se presentan las leyes de esfuerzos cortantes y momentos flectores para la última fase de ejecución (ver apartado 3.1) y en las tablas 3.42 y 3.43 los valores máximos obtenidos.

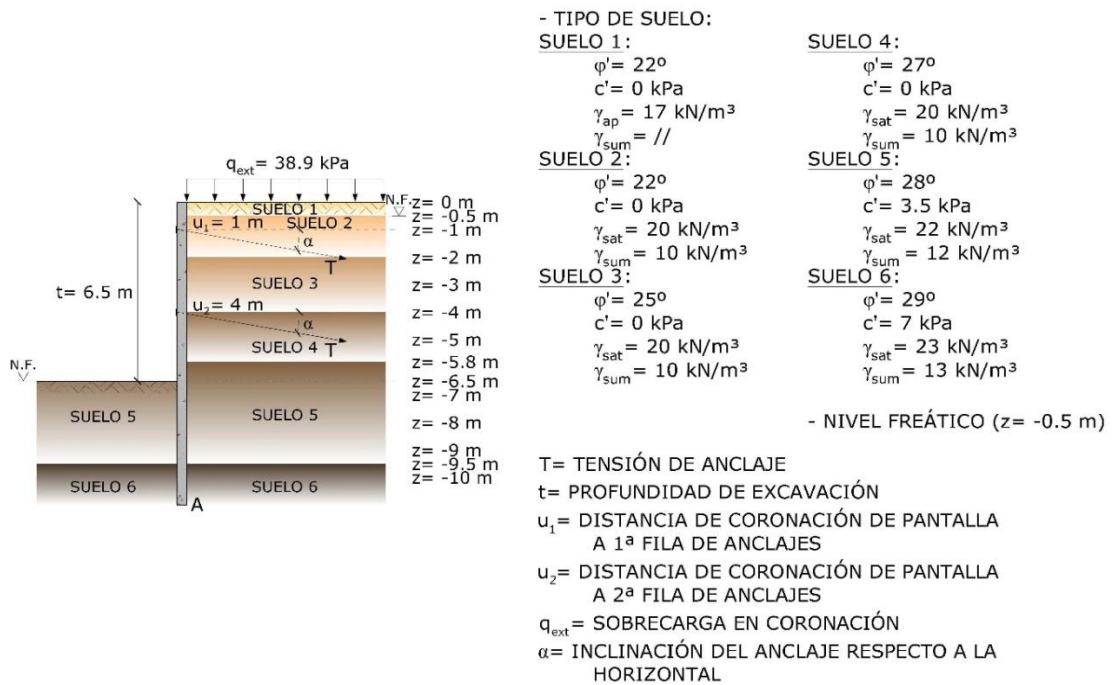


Figura 3.55. Modelo de estudio 3.8.1.

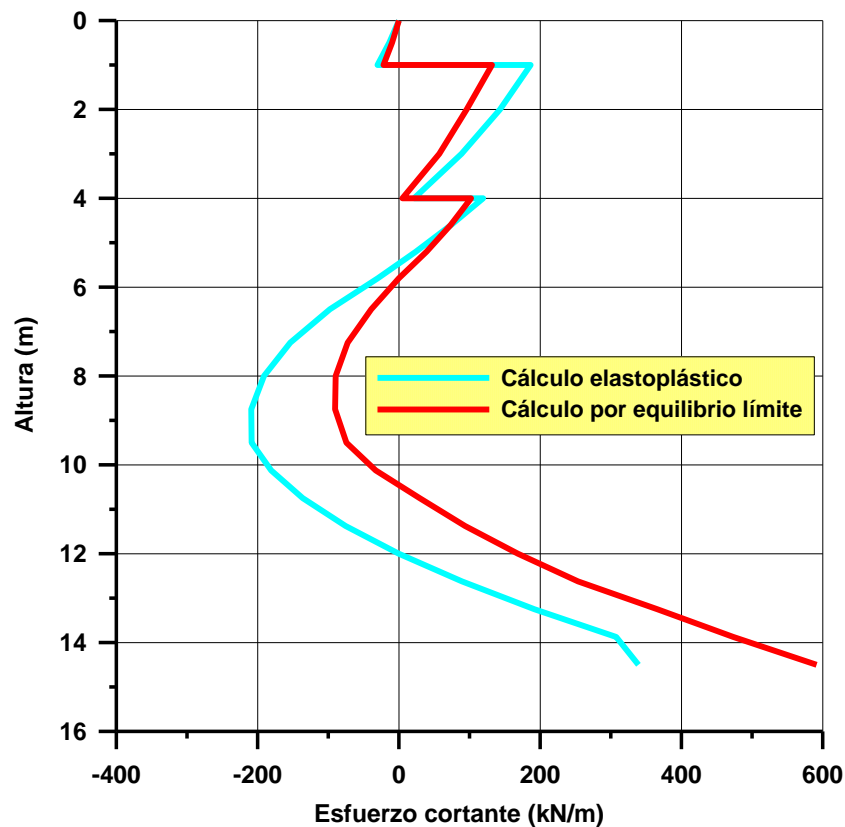


Figura 3.56. Leyes de cortantes, tras colocación de 2ª fila de anclajes y vaciado de 6.5 m, modelo 3.8.1.

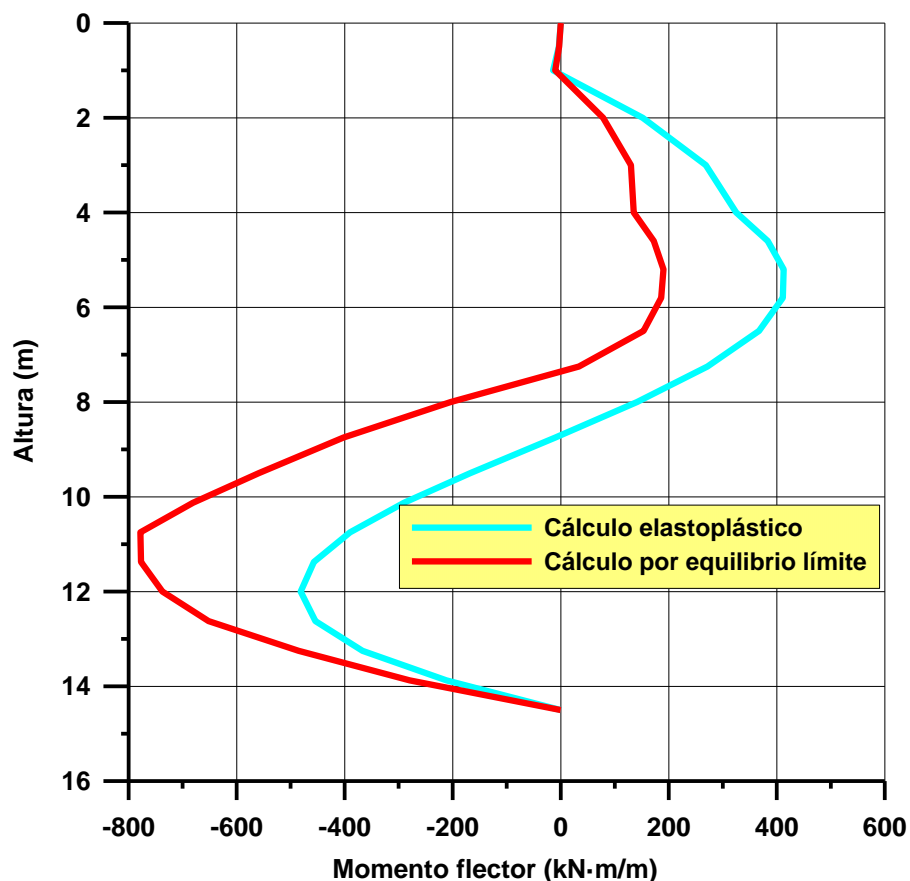


Figura 3.57. Leyes de flectores, tras colocación de 2ª fila de anclajes y vaciado de 6.5 m, modelo 3.8.1.

Tabla 3.42. Comparación de máximos esfuerzos cortantes modelo 3.8.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)	RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (+) (kN/m)	%	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	z (m)	V _{máx} (-) (kN/m)	%
14.50	339.18	14.50	591.34	57.36	8.75	-209.07	8.75	-90.34	231.43

Tabla 3.43. Comparación de máximos momentos flectores modelo 3.8.1.

RIDO (1)		EQ. LÍMITE (2)		(1)/(2)
z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	z (m)	M _{máx} (kN·m/m)	%
12.00	-454.28	10.75	-778.41	58.36

En el modelo de pantalla con varios niveles de suelos y dos filas de anclajes, las leyes de esfuerzos cortantes y flectores son en general similares. El máximo flector y esfuerzo cortante positivo en RIDO se sitúan en el entorno del 60% de los valores de equilibrio límite. Las diferencias de cortante más significativas se sitúan en el cortante negativo donde el valor de RIDO es del orden del 235% respecto al de equilibrio límite.

3.9. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

1. Para la altura de pantalla y fuerza de anclaje que proporciona el cálculo por equilibrio límite, la movilización de los empujes pasivos en el intradós ha sido:

- ◆ en los modelos de un suelo granular del 68-92%.
- ◆ En los modelos de dos suelos granulares del 60-75%.
- ◆ En los modelos de un suelo cohesivo del 15-48%.
- ◆ En los modelos con un suelo superior granular y un suelo inferior cohesivo, del 19-43%.
- ◆ En el modelo de pantalla con dos filas de anclajes y acciones de más de dos suelos granulares y cohesivos, del 88-94%.

Por tanto en los modelos donde existen acciones de terreno predominantemente cohesivo, las condiciones de equilibrio límite de la pantalla se encuentran lejos de los estados de plastificación. Es precisamente en esos casos de baja movilización de los empujes pasivos dónde se dan las mayores diferencias en los esfuerzos máximos entre RIDO y los métodos de equilibrio límite.

2. El coeficiente de reacción horizontal k_h , sólo tiene influencia en el cálculo de las deformaciones de la pantalla, y el contacto terreno-pantalla δ , tiene una repercusión máxima en los esfuerzos del 5% de los mismos.

3. A igualdad de todos los parámetros y condiciones de contorno impuestas tanto en RIDO como en equilibrio límite, se concluye que las diferencias entre los resultados de los esfuerzos obtenidos entre ambos métodos se deben a que el método de equilibrio límite presupone que se moviliza la totalidad de los empujes pasivos y activos en el terreno, y en los casos estudiados se comprueba que dicha hipótesis no se alcanza en ninguna ocasión.

4. En general las leyes de esfuerzos cortantes y momentos flectores obtenidos con RIDO y mediante métodos de equilibrio límite presentan fuertes semejanzas en la forma.

5. En cuanto a los esfuerzos máximos:

◆ La cohesión del terreno enmascara fuertemente la influencia de las distintas condiciones de contorno (sobrecargas del trasdós, existencia del nivel freático y anclajes) sobre el cálculo de esfuerzos máximos, de forma que no se puede cuantificar, de forma general, la relación entre los obtenidos con RIDO y los de los métodos de equilibrio límite por su gran variabilidad. Así:

- ◆ Para modelos de terreno con un único estrato cohesivo, el flector en RIDO es del 25-106% (el intervalo más frecuente es 60-90%) del valor obtenido por equilibrio límite; el cortante negativo del 20-100% en pantallas sin anclar, del 215-340 % en pantallas ancladas; y el cortante positivo del 25-50% en pantallas sin anclar, del 80-97% en pantallas ancladas.
- ◆ Para modelos con un estrato superior granular y uno inferior cohesivo el flector en RIDO es el 95% del que se obtiene en equilibrio límite en pantallas sin anclar, del 620% en pantallas ancladas; el cortante negativo del 98% en pantallas sin anclar, del 135% en pantallas ancladas; el cortante positivo del 35% en pantallas sin anclar y del 108% en pantallas ancladas.

◆ Para modelos de terrenos granulares, existe una gran semejanza entre esfuerzos máximos obtenidos con RIDO y los de los métodos de equilibrio límite. Realizando los promedios de los resultados para las distintas condiciones de contorno planteadas se tiene:

- ◆ Para suelos con un único estrato granular, el flector en RIDO es un 96% del valor obtenido por equilibrio límite; el cortante negativo del 95% en el mismo sentido; y el cortante positivo 67% en pantallas sin anclar, del entorno al 100% en pantallas ancladas.
- ◆ Para los casos de estudio con suelos formados por dos estratos granulares, el flector en RIDO es un 97% del valor obtenido por equilibrio límite; el cortante negativo del 94% en el mismo sentido; y el cortante positivo 65% en pantallas sin anclar y del 98% en pantallas ancladas.

4. COMPARACIÓN ENTRE EL CÁLCULO MEDIANTE MODELOS NUMÉRICOS BIDIMENSIONALES Y TRIDIMENSIONALES

4.1. INTRODUCCIÓN

La modelización numérica del proceso constructivo completo (construcción del sistema de contención de tierras y excavación del recinto) se ha llevado a cabo con el programa comercial *FLAC3D* (*FastLagrangianAnalysis of Continua*) (Versión 3.0) de ITASCA CONSULTING GROUP INC (Minneapolis, Minnesota, EEUU), que permite simular el comportamiento de suelos, rocas y otros materiales estructurales que se ajustan a modelos elásticos, elastoplásticos y viscoelásticos, en dos y tres dimensiones. También son posibles análisis térmicos o de flujos de agua con posibilidad de interacción mecánica con el terreno. *FLAC3D* permite resolver problemas geotécnicos mediante modelización explícita en diferencias finitas.

La forma de la excavación o la estructura se puede ajustar por el usuario prácticamente sin limitaciones. En el código del programa *FLAC3D* contempla la posibilidad de modelizar estructuras de hormigón y anclajes, que interaccionan con el terreno y facilitan el análisis de los efectos de estabilización que dichos elementos estructurales tienen sobre excavaciones subterráneas, simulando el comportamiento que las estructuras tienen en el interior del terreno.

El programa *FLAC3D* contempla hasta quince modelos constitutivos mecánicos, y dos tipos de elementos, el cuadrilateral de 4 nodos y el lineal de 2 nodos. En los análisis objeto del presente trabajo se han considerado de forma generalizada modelos constitutivos tipo elástico y Mohr-Coulomb.

Se ha desarrollado un modelo bidimensional en el que la pantalla es de gran longitud con relación a su profundidad. El número de elementos de la malla ha sido de unos 720 y el de nodos de unos 1300. La malla adoptada con los cables de anclaje se muestra en la figura 4.1.

De forma paralela se han realizado modelos tridimensionales, cuadrados en planta, con longitudes variables entre 160 m y 300 m, en los que se excavan de forma simétrica y simultánea los mismos metros tanto en dirección x como en dirección y. Se consideran recintos simétricos en dirección x e y, por lo que reduciendo los modelos a un cuarto, se puede analizar perfectamente el fenómeno de estudio. Por ello en adelante al hablar de semirrecinto se estará haciendo referencia a un cuarto de un recinto cerrado apantallado.

FLAC3D 3.00
 Step 53 Model Perspective
 22:58:24 Mon Aug 13 2012

Center:	Rotation:
X: 4.688e+001	X: 0.346
Y: 2.013e-001	Y: 0.000
Z: 3.732e+001	Z: 357.369
Dist: 2.787e+002	Mag.: 1.18
Increments:	Ang.: 22.500
Move: 1.109e+001	
Rot.: 10.000	

Block Group
 deposito_arenoso
 jabre_flojo
 jabre_sano
 pantalla

SEL Geometry
 Magfac = 0.000e+000

Itasca Consulting Group, Inc.
 Minneapolis, MN USA

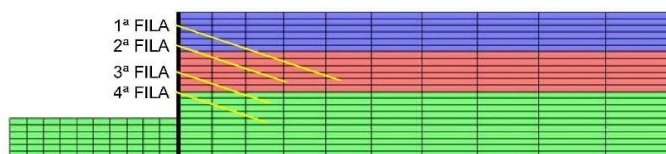


Figura 4.1. Malla adoptada para el modelo numérico de diferencias finitas en dos dimensiones y elementos de sostenimiento.

El número de elementos y nodos de las mallas 3D depende de las longitudes de los modelos y varía entre 4,312-162,712 elementos y 5,175-174,087 nodos. Una visión parcial pero representativa de un modelo tipo excavado se presenta en la figura 4.2.

FLAC3D 3.00
 Step 45 Model Perspective
 22:55:10 Mon Aug 13 2012

Center:	Rotation:
X: 4.524e+001	X: 20.181
Y: 3.978e+001	Y: 0.183
Z: 2.720e+001	Z: 50.557
Dist: 3.342e+002	Mag.: 1.75
Increments:	Ang.: 22.500
Move: 1.307e+001	
Rot.: 10.000	

Block Group
 deposito_arenoso
 jabre_flojo
 jabre_sano
 pantalla

SEL Geometry
 Magfac = 0.000e+000

Itasca Consulting Group, Inc.
 Minneapolis, MN USA

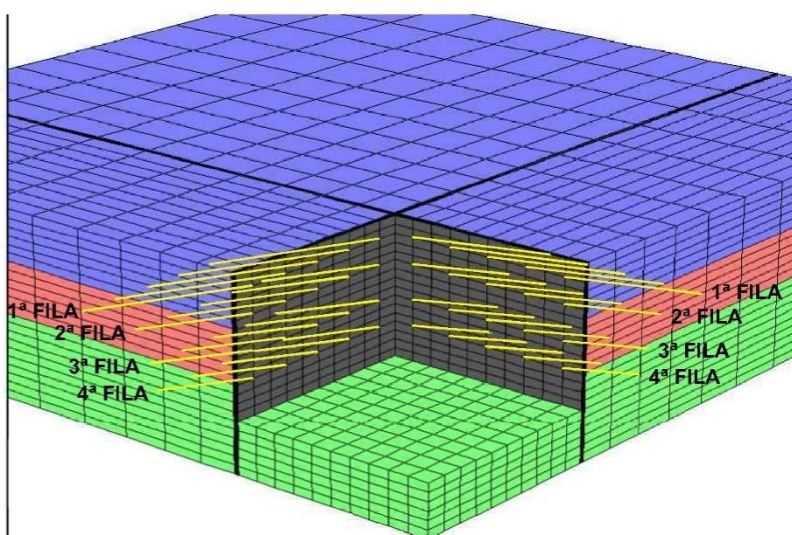


Figura 4.2. Visión parcial de la malla adoptada para un modelo numérico en 3D de diferencias finitas y elementos de sostenimiento.

Este capítulo tiene tres partes. En la primera, enlazando con el capítulo 3, se pretende comparar el cálculo de la flexión en 2D mediante métodos tipo Winkler y mediante modelos en diferencias finitas para dos tipologías estructurales diferentes, las pantallas continuas y las pantallas de pilotes. En la segunda parte se comparan las cargas de anclajes en pantallas continuas de hormigón entre modelos numéricos en diferencias finitas en 2D y en 3D. Finalmente en la tercera parte se comparan los resultados de flexión de pantallas continuas de hormigón en 2D y en 3D analizando la influencia que tienen las diversas variables que intervienen en el diseño y cálculo, hasta proponer una predicción de la evolución M_{3D}/M_{2D} a lo largo de un semirrecinto apantallado.

Para el estudio no se limitan al máximo los movimientos del terreno durante su excavación, ni tampoco se trabaja con una pantalla al borde del colapso sino que se trabaja en unas condiciones de estabilidad y deformación que se han considerado admisibles.

Las condiciones de contorno aplicadas en el modelo bidimensional han sido:

- ◆ Movimientos impedidos en la dirección perpendicular al plano del modelo.
- ◆ Superficie inferior: todos los movimientos impedidos.

Las condiciones de contorno aplicadas en los modelos de tres dimensiones, atendiendo a la variabilidad de sus longitudes, son:

- ◆ Planos $y = 0$ e $y = 160/300$ m: movimientos impedidos en la dirección "y".
- ◆ Planos $x = 0$, $x = 160/300$ m: movimientos impedidos en la dirección "x".
- ◆ Superficie inferior: todos los movimientos impedidos.

Se han hecho pruebas interponiendo una interfaz entre la pantalla y el terreno, de tal forma que se permitieran los desplazamientos relativos entre ambos en la superficie de contacto, y sin interponer dichas interfaces; los resultados en ambos casos varían muy poco por lo que se ha optado por modelizar el problema sin interfaz, con el consiguiente ahorro en el tiempo de cálculo.

En cada apartado, antes del análisis de los resultados, se indicarán las propiedades del terreno utilizadas.

Para los apartados 4.2 y 4.3 se emplea la disposición típica de suelos de gran parte de los plutones existentes de la Comunidad Autónoma Gallega, si bien conceptualmente es extensible a la generación de suelos de alteración sobre lechos

rocosos de otra naturaleza como pueda ser la metamórfica. La disposición de depósitos arenosos sobre los materiales autóctonos, responde a la frecuente existencia de rellenos en los ámbitos urbanos que son por antonomasia los espacios donde con mayor frecuencia se requiere la ejecución de recintos apantallados. Las propiedades geotécnicas se indican en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Parámetros geotécnicos considerados en los modelos numéricos de diferencias finitas y en RIDO (comparación RIDO vs FLAC3D).

Suelo	γ_{ap} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (kPa)	ν
Depósito arenoso	20	25	0	9,000	0.3
Jabre flojo	20	28	0	25,000	0.3
Jabre sano	20	34	30	55,000	0.28

En los apartados 4.2 y 4.3 se han utilizado dichos suelos con la siguiente disposición estratigráfica desde la cota de inicio de excavación:

-0.00-6.50 m depósito arenoso;

-6.50-12.00 m jabre flojo;

-12.00-22.00 jabre denso.

En el apartado 4.4 se ha trabajado con terrenos diferentes formados en su totalidad con un único tipo de suelo denominándolo suelo malo, medio y bueno y cuyas propiedades se corresponden respectivamente en ese orden con las de los suelos indicados en la Tabla 4.1, variando su densidad o su cohesión.

En cuanto al resto de materiales que intervienen en el modelo se han considerado los siguientes modelos constitutivos y propiedades mecánicas:

1- Hormigón armado para las pantallas (modelo elástico):

$$\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$E = 3 \cdot 10^7 \text{ kPa}$$

$$\nu = 0.2$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$c = 3,000 \text{ kPa}$$

2- Cables de alta resistencia para los anclajes (modelo elástico lineal, hasta rotura).

$$E = 2.1 \cdot 10^8 \text{ kPa}$$

$$\nu = 0.2$$

$$f_{y0.1} = 1,710 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{rotura} = 1,910 \text{ MPa}$$

$$\text{Tope estructural} = 943.54 \text{ kN}$$

La adherencia de los anclajes al terreno para todas las filas se ha considerado de 100 kPa. Los anclajes en algunos casos se pretesan a 900 kN y en otros casos se deja que alcancen la carga estricta que requieren por equilibrio, indicándose siempre en el texto, en función de la variable que se vaya a estudiar.

Las fases de cálculo constan de las siguientes etapas:

◆ Fase 0: Estado inicial, obtención del estado de tensiones *in situ* del terreno, es decir el existente antes de comenzar las obras. Se ha añadido la sobrecarga en coronación de 10 kPa, que se puede corresponder a una sobrecarga de tráfico.

Una vez alcanzado el estado de equilibrio mecánico para la sobrecarga, y condiciones de contorno aplicadas, se inicializan a cero todos los movimientos del terreno. Esto permite ver más claramente las deformaciones que producen las sucesivas excavaciones.

◆ Fase 1: Construcción de una pantalla continua de hormigón de 20 m de altura, longitud variable entre 10-100 m y espesor variable entre 0.40-1.00 m, según sea el modelo.

◆ Fase 2: Excavación de 3 m en todo el semirrecinto situado entre pantallas, de forma que no se tenga en cuenta, ni en los modelos de dos ni en los de tres dimensiones, el efecto estabilizador que produce el terreno circundante sin excavar (figura 4.3).

◆ Fase 3: Ejecución de la primera fila de anclajes a 2 m de coronación de pantalla (Figura 4.4).

◆ Fase 4: Excavación de los sucesivos tramos de 3 m de profundidad.

◆ Fase 5: Ejecución de la segunda fila de anclajes a 5 m de coronación de pantalla.

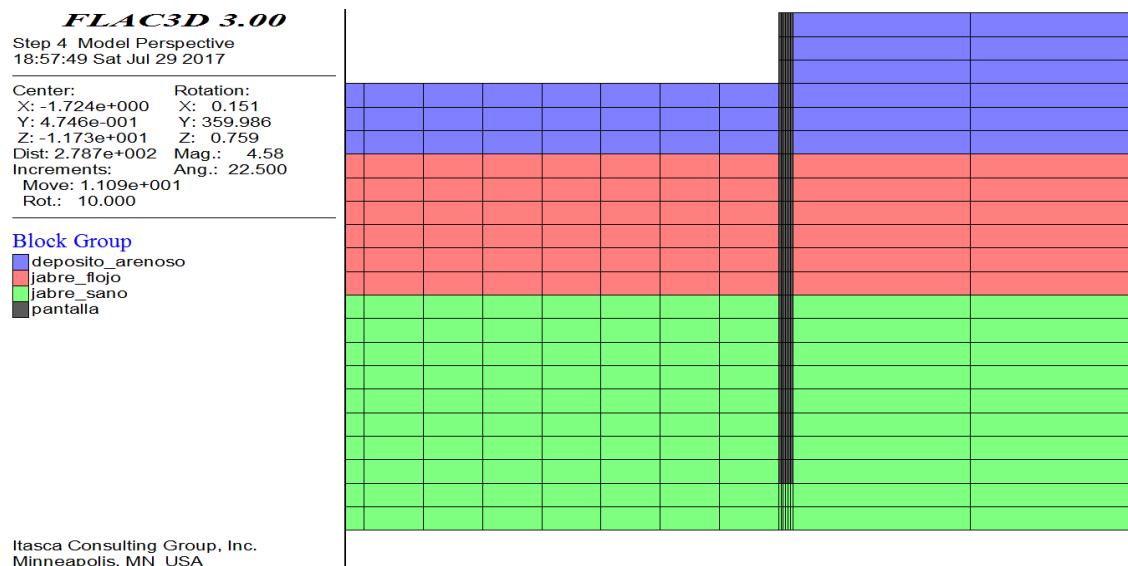


Figura 4.3. Excavación del primer batache.

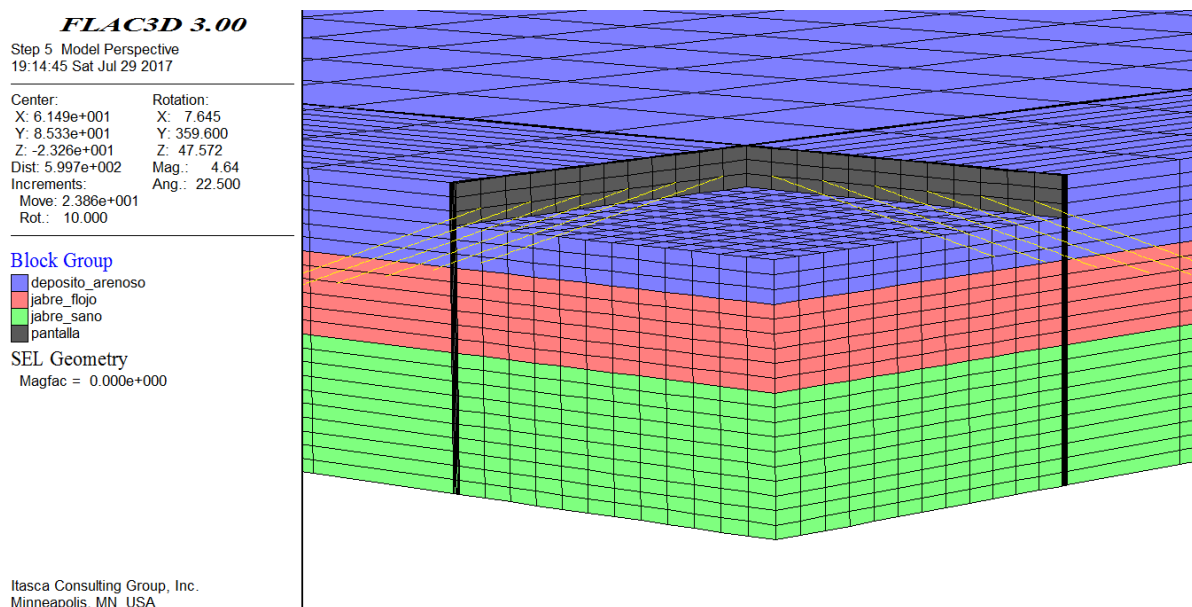


Figura 4.4. Anclaje del primer batache.

- ◆ Fase 6: Excavación de los sucesivos tramos de 4 m de profundidad.
- ◆ Fase 7: Ejecución de la tercera fila de anclajes a 9 m de coronación de pantalla.
- ◆ Fase 8: Excavación de los sucesivos tramos de 3 m de profundidad.

◆ Fase 9: Ejecución de la cuarta fila de anclajes a 12 m de coronación de pantalla.

◆ Fase 10: Excavación de los sucesivos 3 m, hasta los 16 m de profundidad.

FLAC3D 3.00

Step 12 Model Perspective
20:02:56 Sat Jul 29 2017

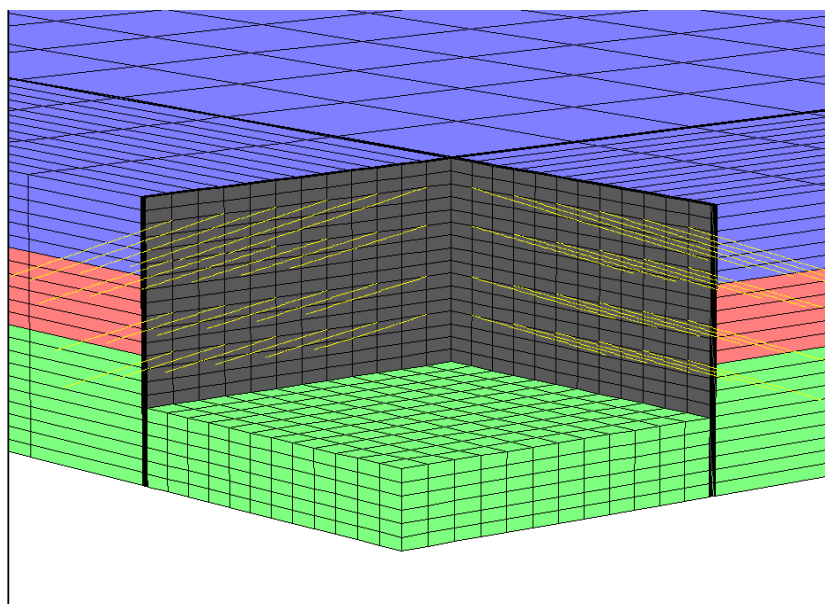
Center: X: 5.626e+001 Y: 9.967e+001 Z: -2.780e+001
Rotation: X: 10.964 Y: 359.999 Z: 39.907
Dist: 5.997e+002 Mag.: 4.3
Increments: Move: 2.386e+001 Ang.: 22.500
Rot.: 10.000

Block Group

deposito_arenoso
jabre_flojo
jabre_sano
pantalla

SEL Geometry

Magfac = 0.000e+000



Itasca Consulting Group, Inc.
Minneapolis, MN USA

Figura 4.5. Excavación del quinto batache.

Las propiedades geométricas de los anclajes se indican en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Propiedades geométricas de los cables de pretensado considerados en los modelos numéricos de diferencias finitas.

Fila de anclajes	Longitud total (m)	Longitud de bulbo (m)	Inclinación respecto a la horizontal (°)
1ª fila	26	14	18
2ª fila	18	7.5	18
3ª fila	16	7.5	18
4ª fila	15	7.5	18

En los modelos de tres dimensiones los anclajes están separados entre sí 5 m en la horizontal. Los nodos de la malla se han hecho coincidir con la posición de los anclajes.

4.2. COMPARACIÓN ENTRE MODELOS NUMÉRICOS EN 2D Y MODELOS WINKLER

El estudio de pantallas y elementos de sostenimiento para la contención de excavaciones puede llevarse a cabo mediante tres metodologías diferenciadas: los métodos clásicos de equilibrio límite, los métodos clásicos tensión-deformación y los modelos numéricos mediante elementos o diferencias finitas.

En los métodos clásicos de equilibrio límite no se tienen en cuenta las propiedades de deformación del terreno, ni la influencia de la deformabilidad de la pantalla y sus movimientos. Los métodos clásicos tensión-deformación más empleados son los elásticos y los elastoplásticos que se basan en la reacción del terreno, en los que mediante muelles se simulan las reacciones del terreno. Tienen en cuenta que los empujes que actúan sobre la pantalla son una consecuencia de las deformaciones que ésta experimenta. En ellos se define una ley tensión-deformación del terreno. Sin embargo el principal problema reside en la elección del tipo de ley más adecuada para cada terreno. En general la pantalla se modeliza como una viga flotante sobre apoyos elásticos o elasto-plásticos (modelo de Winkler).

De este modo, en los métodos clásicos la contención queda definida por una viga con apoyos elásticos, donde los efectos producidos por el terreno se traducen en cargas a un lado y a otro de la misma, denominadas empujes, activo o pasivo, según el terreno se desplace hacia la pantalla o se oponga al desplazamiento de ésta.

En el cálculo mediante modelos de elementos finitos o diferencias finitas, se considera el terreno como un medio continuo, donde se introduce la pantalla y se inicializan todas las tensiones entre el terreno y la estructura hasta alcanzar el equilibrio inicial. Estos modelos permiten una mayor optimización de los elementos de sostenimiento, en comparación a los métodos clásicos, al obtener una redistribución de tensiones en el terreno y en la estructura hasta alcanzar una nueva configuración de equilibrio. Así se puede introducir el estado inicial del terreno, el efecto del rozamiento tierras-muro, la variación de los módulos de deformación del terreno con la profundidad, la variación del módulo de deformación de la pantalla, la rigidez de la pantalla, las propiedades de los anclajes o puntales, las fases del proceso constructivo, la influencia de excavación del terreno adyacente a la pantalla en distintos ámbitos del recinto apantallado, la consolidación y las deformaciones remanentes de terrenos cohesivos, el comportamiento reológico de los materiales, (sobre todo en terrenos cohesivos), la ejecución de la excavación mediante bermas, etc, y todo ello mediante diferentes modelos constitutivos para el terreno.

Se trata pues de dos metodologías diferentes desde el punto de vista teórico. No tiene pues sentido, en el caso de los modelos numéricos, hablar de empujes activo o

pasivo en un modelo, pues ambos términos se refieren a una simplificación de la realidad necesaria para aplicar los métodos clásicos elastoplásticos, donde el medio físico no se discretiza de una manera continua sino discontinua y simplificada. Por tanto mediante los modelos numéricos (como los utilizados) no se reflejan los conceptos de removilización de empujes pasivos y activos sino de estado tensional continuo. Esta manera de abordar el problema es más real, dado que no es producto de una simplificación.

Resulta por tanto posible obtener de los modelos numéricos las tensiones horizontales y verticales en cada elemento de la pantalla, tanto en la zona del trasdós como en la zona del intradós de la pantalla. Integrando las tensiones obtenidas en la estructura se pueden discretizar los esfuerzos a que se encuentra sometida.

4.2.1. Pantallas continuas

Los métodos de diferencias finitas permiten obtener soluciones numéricas aproximadas a problemas de equilibrio complejos. Para ello es fundamental realizar una correcta división del dominio continuo en el que se plantea el problema, en un número de subdominios más pequeños (formados por elementos finitos) de forma que se puedan calibrar la bondad de dicha división mediante la comparación de sus resultados con los obtenidos en problemas sencillos, mediante métodos analíticos de resistencia de materiales o de geotecnia.

Los métodos numéricos de diferencias finitas resuelven los sistemas de ecuaciones lineales que se obtienen de sustituir las derivadas que aparecen en las ecuaciones diferenciales de gobierno del problema por cocientes de diferencias, obligando a una solución discreta en puntos del dominio del problema, satisfaciendo las condiciones iniciales y de contorno impuestas y el error admitido en el cálculo. Los resultados dependen por tanto del tamaño de los elementos.

Se toma el caso de estudio descrito en el epígrafe 4.1, en la última fase constructiva, es decir en la fase 10, y se comparan los momentos flectores para pantallas continuas que proporciona la programación con RIDO y con FLAC3D tanto para una división de elementos de 1 m de altura (subdivisión de la pantalla en 20 divisiones en el sentido de la coordenada z del modelo numérico) como para una subdivisión de elementos de 0.10 m de altura (subdivisión de la pantalla en 200 elementos en el sentido de la coordenada z del modelo numérico). El error admitido en el cálculo es de $3 \cdot 10^{-5}$ y $1 \cdot 10^{-6}$ para cada una de las subdivisiones indicadas. La comparación se realiza para pantallas de 0.60 m de espesor y los resultados se muestran en la figura 4.6.

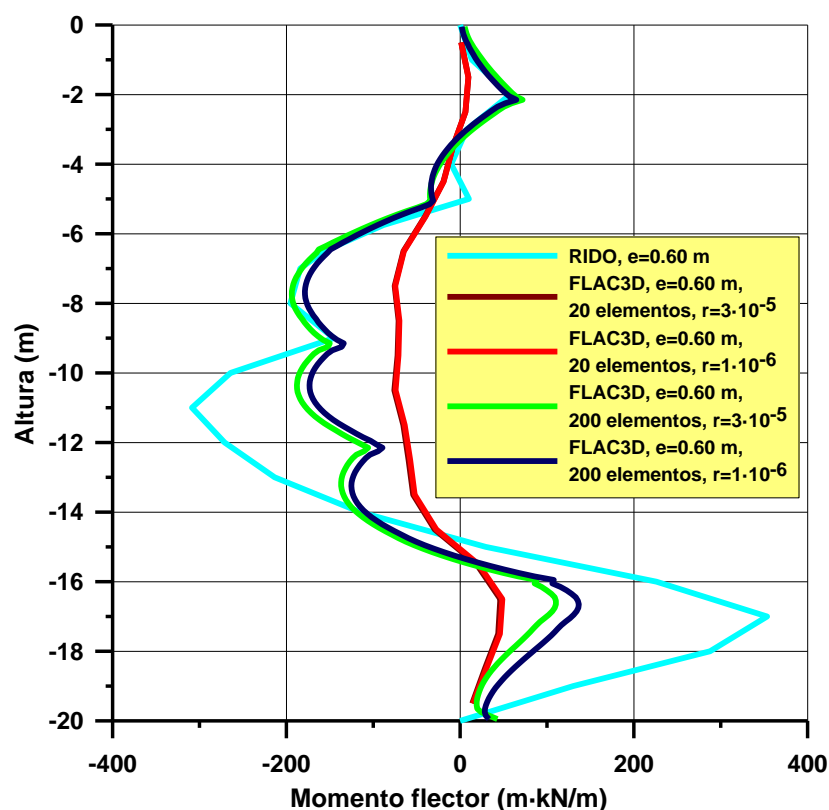


Figura 4.6. Comparación de momentos flectores obtenidos mediante RIDO y el modelo 2D de FLAC3D para pantallas continuas de espesor 0.60 m.

Como se puede ver, los resultados obtenidos mediante modelos numéricos en diferencias finitas dependen de la discretización de los elementos que se imponga, así como del error admitido en el cálculo de diferencias finitas.

El cálculo con RIDO proporciona mayores flectores que los obtenidos en los modelos 2D de FLAC3D, tanto si se divide la pantalla en 20 divisiones en el sentido de avance de la coordenada z, con un error admitido en el cálculo de $3 \cdot 10^{-5}$ o de $1 \cdot 10^{-6}$, como si se divide la pantalla en 200 divisiones en el sentido de avance de la coordenada z, con un error de admisión de cálculo de $3 \cdot 10^{-5}$ o de $1 \cdot 10^{-6}$.

Se concluye que cuanto mayor es el número de subdivisiones del dominio del problema (cuanto mayor es la discretización) y menor la admisión de errores de cálculo, más precisa es la solución. Sin embargo los resultados resultan parecidos para los dos errores admitidos, por lo que para ahorrar tiempo se escoge el modelo que discretiza la pantalla en 20 divisiones en el sentido de la coordenada z y $3 \cdot 10^{-5}$ en el error de precisión, aunque se sabe que los modelos con discretización de los elementos en el sentido de la coordenada z en 200 unidades y errores de cálculo admisibles $1 \cdot 10^{-6}$ son más precisos.

El sentido común, la experiencia del ingeniero, la magnitud del problema y el tiempo de cálculo permitirán determinar la necesidad de utilización de modelos numéricos para la resolución de problemas geotécnicos y si ello debe hacerse en tres dimensiones, así como la discretización más idónea a considerar en la malla y el error de cálculo admisible.

Una vez confirmada dicha necesidad, la calibración de los modelos numéricos se deberá hacer mediante modelos numéricos sencillos resueltos en paralelo mediante métodos de resistencia de materiales y geotecnia clásicos y con diferencias finitas, debiéndose obtener para el tamaño de elementos escogido y el error de cálculo admitido, resultados similares; en dicha calibración nunca se deberá perder de vista el tiempo de cálculo que requerirán los modelos numéricos complejos. Calibrados los modelos sencillos, se deberá desarrollar el modelo complejo, irresoluble en magnitud y tiempo mediante métodos analíticos. Una mala calibración inicial, puede llevar a obtener resultados erróneos.

4.2.2. Pantallas de pilotes

Se ha llevado a cabo la modelización idéntica a la descrita en el proceso constructivo para pantallas continuas de hormigón (apartado 4.1), con pantallas de pilotes, colocando los elementos de refuerzo a idénticas profundidades.

En la figura 4.7 se muestra una salida de la malla FLAC3D adoptada, con la subdivisión del pilote en elementos de 0.50 m en la dirección de la coordenada z (40 subdivisiones en todo el pilote), para un modelo de pilotes de hormigón ejecutados *in situ*, de 0.80 m de diámetro. Se ha admitido un error en el cálculo de $1 \cdot 10^{-4}$.

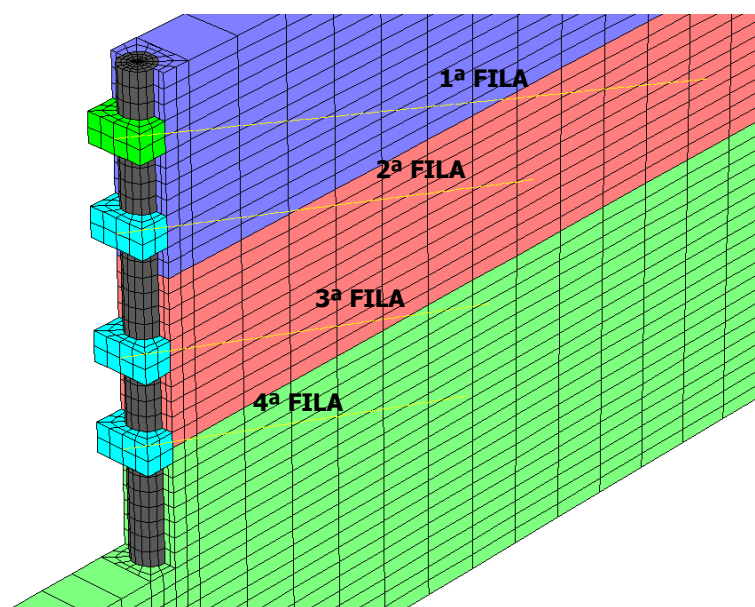
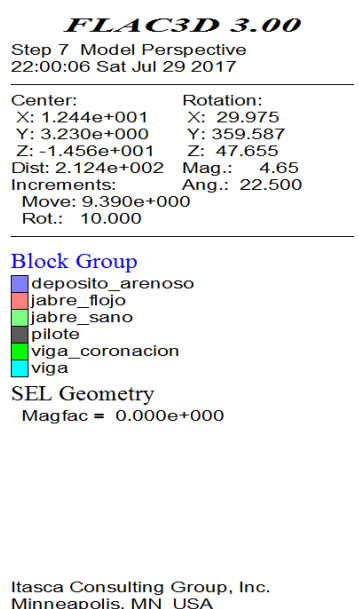


Figura 4.7. Malla de la pantalla de pilotes.

De forma idéntica se ha programado en RIDO la misma pantalla de pilotes. En la figura 4.8 se expone la comparación entre los flectores obtenidos con RIDO y los obtenidos en el modelo de pantalla de pilotes de FLAC3D. Con la calibración hecha del modelo, los resultados resultan bastante similares a lo largo de toda la altura de pantalla excavada, siendo, por lo general, ligeramente superior el resultado obtenido mediante RIDO que el obtenido mediante diferencias finitas. Sin embargo, en el empotramiento, los resultados de RIDO son bastante superiores a los del modelo 2D de FLAC3D porque en el modelo de numérico no se llega al movimiento necesario de la pantalla para que se desarrolle el empuje pasivo en toda la zona empotrada de la pantalla.

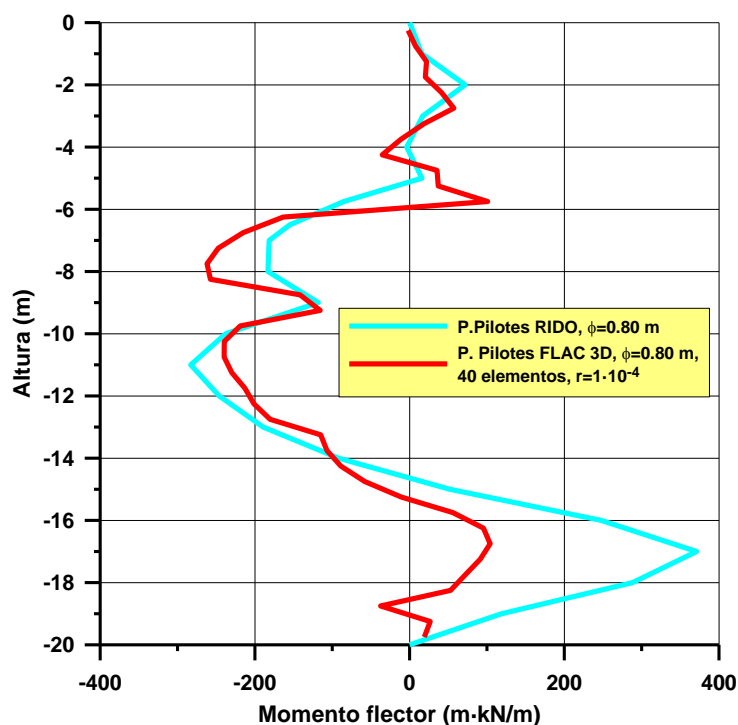


Figura 4.8. Comparación de momentos flectores obtenidos con RIDO y el modelo 2D de FLAC3D para pantallas de pilotes de diámetro 0.80 m

4.2.3. Equivalencia entre pantallas continuas y pantallas de pilotes

Se ha procedido a calcular los momentos flectores de pantallas continuas de diferentes espesores y de pantallas de pilotes de diferente diámetro, espaciado entre pilotes y canto del forro, tanto con RIDO como con FLAC3D, para rigideces de anclaje similares de la fase 10 del proceso constructivo descrito en el apartado 4.1.

Se muestra en la figura 4.9 la comparación de resultados entre una pantalla continua de 0.60 m de espesor y una pantalla de pilotes de 0.80 m de diámetro, espaciados entre ellos 1.5 diámetros, es decir 1.2 m, y con un canto de forro de 0.30 m. La

inercia por metro lineal de pantalla es respectivamente en cada caso de $0.018 \text{ m}^4/\text{m}$ y de $0.0182 \text{ m}^4/\text{m}$.

Si se comparan los resultados por métodos de cálculo, Winkler por un lado y diferencias finitas por otro, los resultados se ajustan relativamente bien en RIDO (curvas azules) y de forma aceptable en FLAC3D (curvas rojas). Si la comparación se hace entre métodos de cálculo, las mayores diferencias se localizan en el empotramiento de la pantalla al no llegar a movilizarse la totalidad del empuje pasivo en los métodos de diferencias finitas.

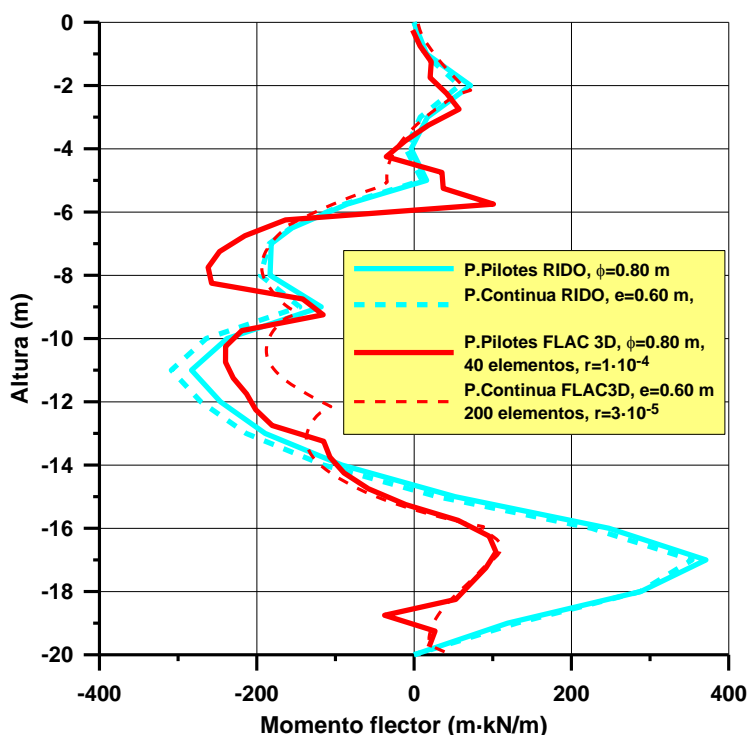


Figura 4.9. Comparación de momentos flectores de pantallas de pilotes y pantallas continuas calculados mediante RIDO y FLAC3D.

Para establecer la equivalencia entre pantallas continuas y pantallas de pilotes, hay que resolver mecánicamente el problema, es decir componer las inercias por metro lineal de las distintas piezas que forman la pantalla.

En la figura 4.10 se presenta un ábaco en el que entrando con el espaciamiento entre ejes de pilotes, para cantos o espesores de forro de 0.20 y 0.30 m, se representa la evolución del momento de inercia por metro de pantalla, y su comparación con los valores de pantallas continuas (el corte entre cada curva y una recta representa la igualdad de dicha propiedad mecánica). Se toman logaritmos en el eje de ordenadas para una presentación de resultados más visual.

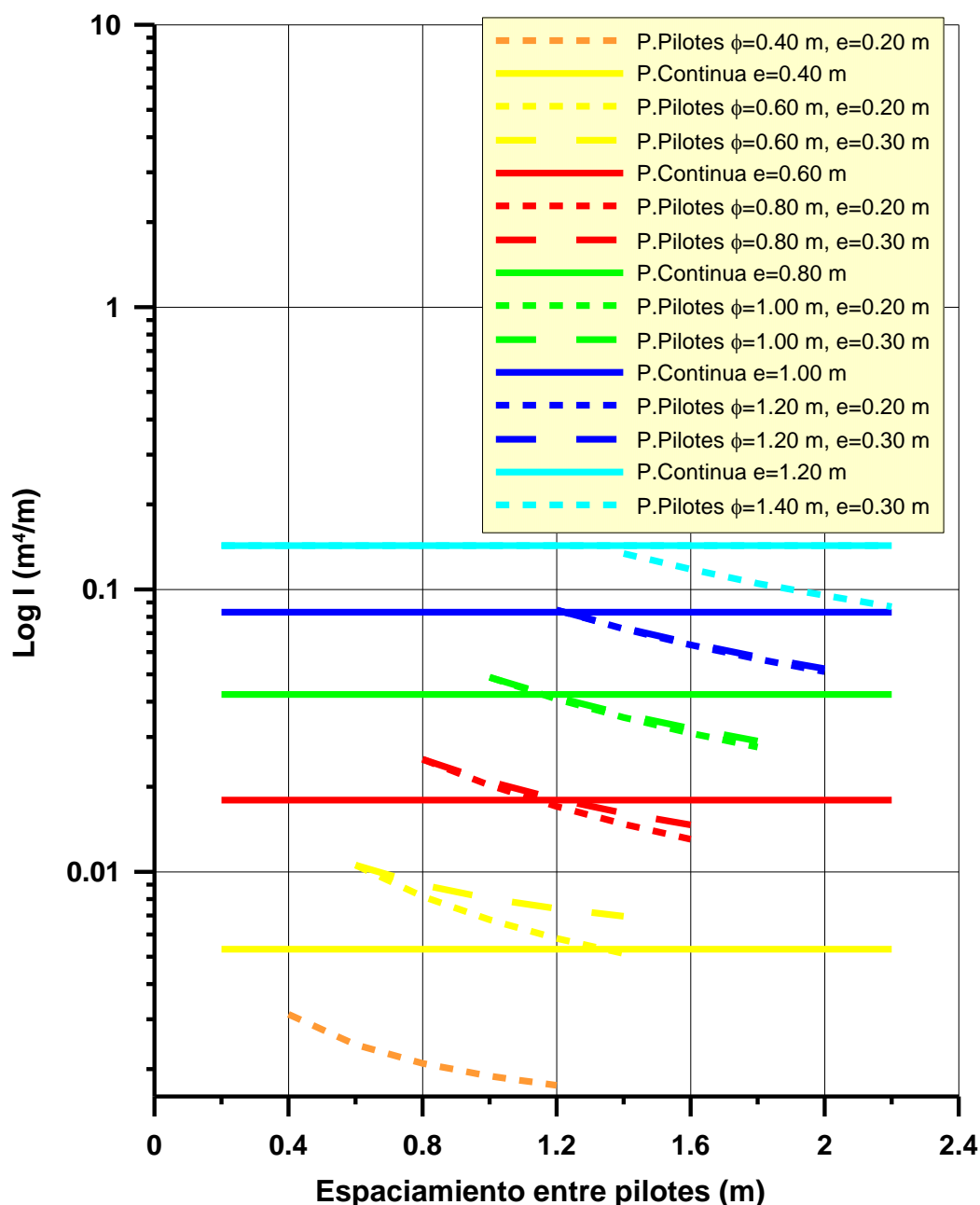


Figura 4.10. Momentos de inercia de pantallas de pilotes con espesor de forro 0.20-0.30 m y pantallas continuas de hormigón.

Con este ábaco en la intersección entre las rectas horizontales (inercia de las pantallas continuas) y las curvas decrecientes (inercia de las pantallas de pilotes), se puede obtener la distancia intereje que proporciona momentos de inercia idénticos en ambas tipologías estructurales.

También el intervalo entre momentos de inercia de pantallas continuas permite predimensionar de forma rápida un diámetro de pilote equivalente al espesor de una pantalla continua y finalmente establecer el espaciamiento entre ejes necesario bien

para igualar el de una pantalla continua, bien para obtener el mínimo que necesario por cálculo.

Vistas las diferencias en la flexión existentes entre el modelo de Winkler y los modelos 2D en diferencias finitas, ¿qué ventajas presenta una modelización numérica en diferencias finitas en tres dimensiones?

En los epígrafes sucesivos se pretende dar respuesta a dicha pregunta. Se adelanta en este momento la potencia de los modelos numéricos en tres dimensiones que permiten obtener resultados mucho más precisos al tener en cuenta la presencia de la esquina del semirrecinto, que rigidiza las pantallas en esa zona, ya que el cálculo 2D deja excesivamente del lado de la seguridad esas zonas. Se empieza viendo su repercusión en las unidades de anclaje que se analizan en el siguiente epígrafe para finalmente ver su influencia en el momento flector.

4.3. COMPARACIÓN DE CARGAS DE ANCLAJE ENTRE MODELOS NUMÉRICOS 2D Y MODELOS NUMÉRICOS 3D

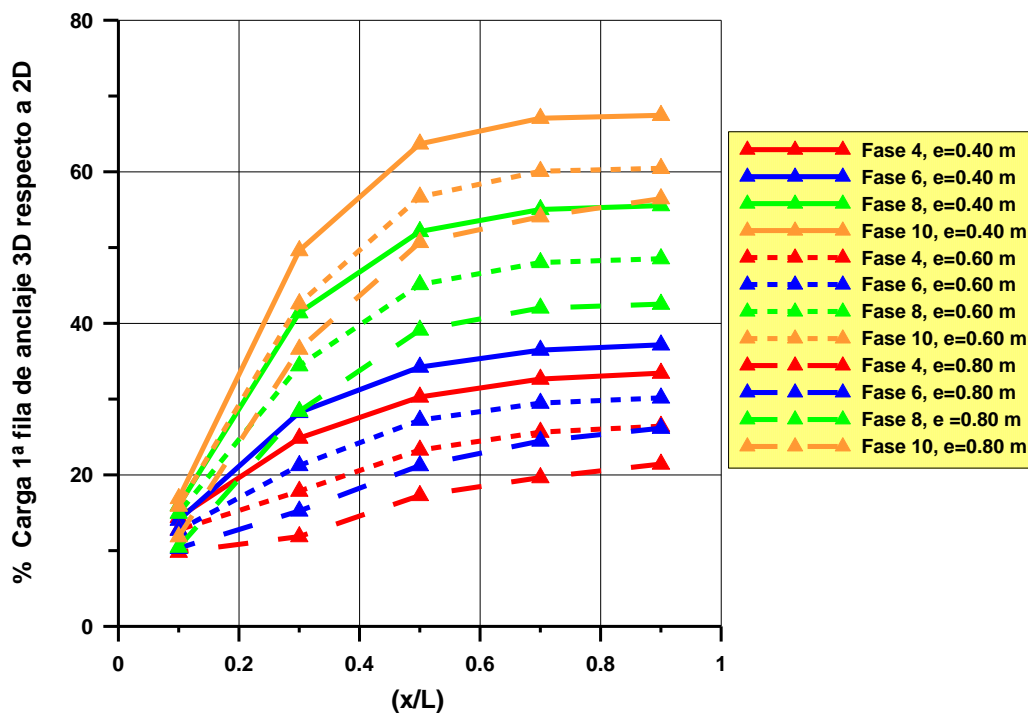
En este apartado se compara la carga que alcanzan los anclajes de los modelos 3D, influenciados por la esquina del semirrecinto, a medida que avanza la ejecución de la excavación, y la carga que alcanzan dichos elementos en los modelos 2D. El proceso constructivo es el indicado en el epígrafe 4.1 y la comparación de cargas se hace por metro lineal de pantalla.

Se añade a dicha comparación distintos cambios en otras variables como el espesor del muro, la longitud del modelo que representa el semirrecinto apantallado y el empotramiento de la pantalla para poder ponderar su influencia en las variaciones de carga de los anclajes.

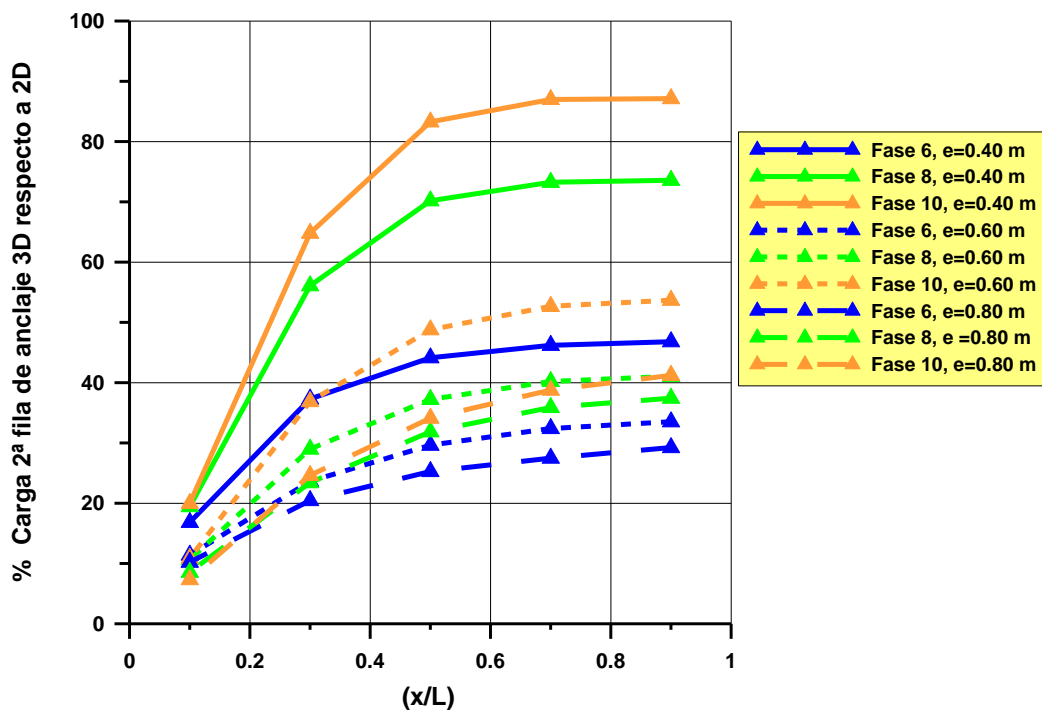
Los anclajes en todos los casos se programan para que alcancen la carga requerida por equilibrio sin ningún tipo de pretensado inicial.

4.3.1. Influencia del espesor de muro

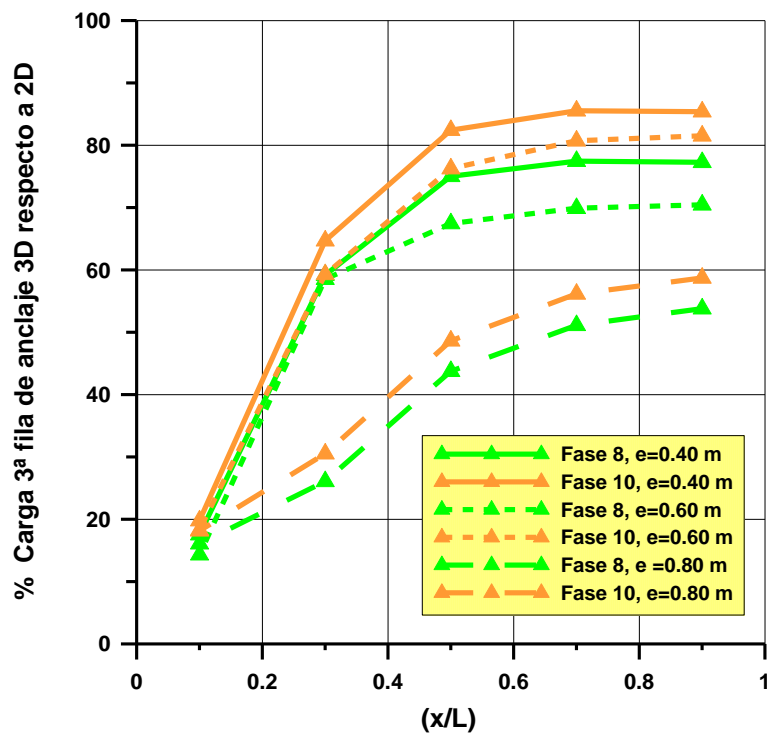
Se comparan pantallas continuas de hormigón de espesor 0.40, 0.60 y 0.80 m en dos y tres dimensiones con una longitud de semirrecinto de 25 m. En la figura 4.11 (a) a (d) se presenta la evolución, por filas de anclaje, del porcentaje de carga de los anclajes de los modelos 3D respecto a los modelos 2D, en función de la distancia a la esquina del semirrecinto, para cada fase de obra y para cada espesor de pantalla.



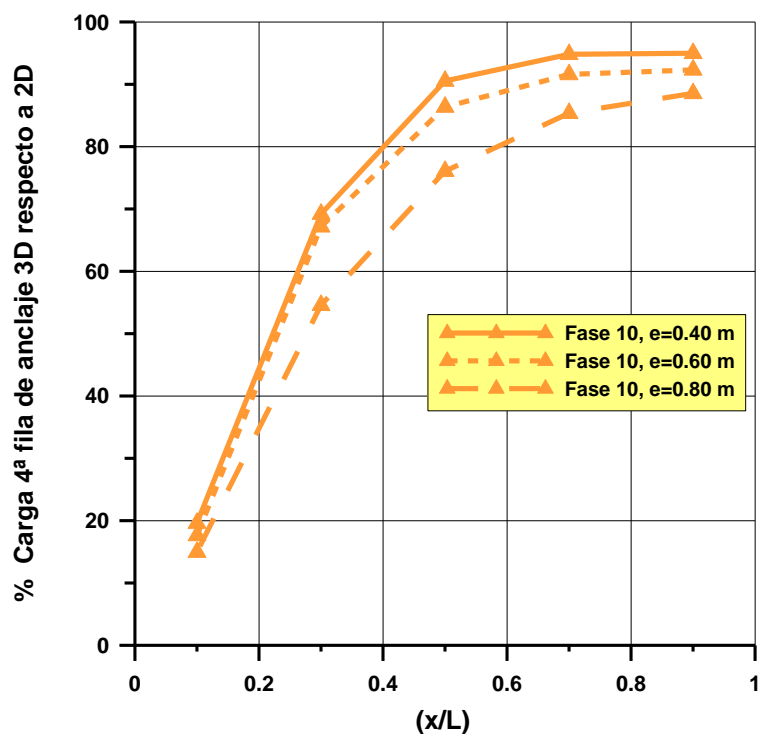
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.11 (a) a (d). Porcentaje de carga de anclaje 3D/2D para cada fila de anclaje en función de la distancia a la esquina, para distintos espesores de pantalla, en cada etapa constructiva.

Las curvas que se obtienen se ajustan muy bien a expresiones logarítmicas.

Al ver la evolución de la carga de los anclajes en los modelos tridimensionales, si se realiza un análisis de cada anclaje, en primer lugar se observa una clara disminución de la carga hacia la esquina en cada fase del proceso constructivo. En segundo lugar queda patente que un aumento del espesor del muro repercute en una disminución de la carga de los anclajes.

Si se hace un análisis por filas de anclaje, a las dos apreciaciones anteriores cabe añadir que se alcanza la máxima carga de anclaje en la última fase del proceso constructivo y tiene lugar en los anclajes de la primera fila, es decir cuando la excavación es máxima en altura.

De la información de la figura 4.11, atendiendo sólo a los valores máximos de relación de cargas 3D/2D de cada curva, se representa su variación con la profundidad de excavación (o fases constructivas) adimensionalizada con la profundidad total de excavación. Para no duplicar la información, se representa en la figura 4.12 sólo el resultado en la primera fila de anclajes.

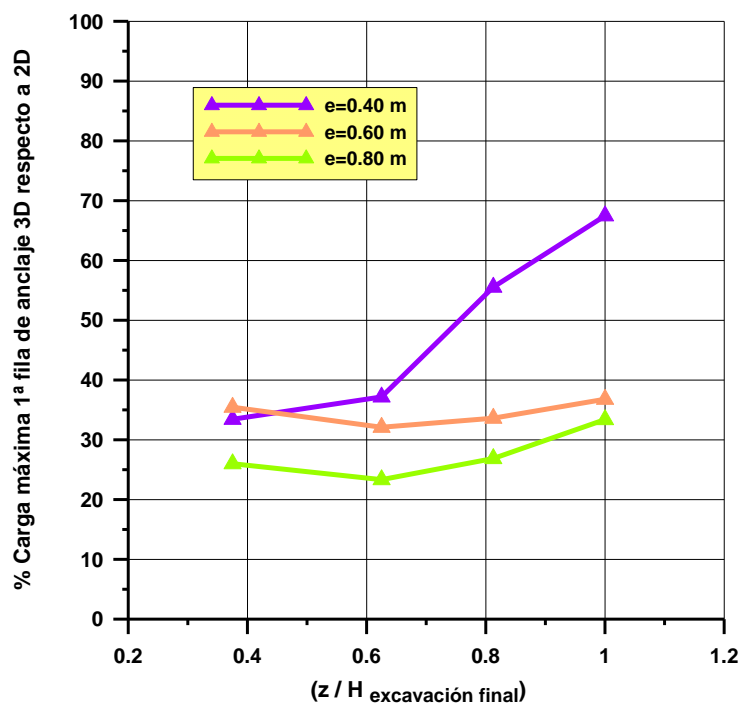


Figura 4.12. Porcentaje de carga máxima de anclaje 3D/2D para la primera fila de anclajes, en función de la altura de excavación, para distintos espesores de pantalla.

En general, asumiendo una envolvente media para cualquier espesor de pantalla, el porcentaje de carga máxima de los modelos 3D en la primera fila de anclajes se sitúa aproximadamente entre el 45-50% de los valores de los modelos 2D (ver figura

4.12), en la segunda fila del 40-60%, en la tercera del 70-80% y en la cuarta en torno al 90-95%.

4.3.2. Influencia de las dimensiones del recinto

Se comparan en este apartado tres longitudes de semirrecinto diferentes 10, 25 y 50 m para un único espesor de muro 0.60 m. En la figura 4.13 se muestran los modelos de FLAC3D en la última fase constructiva.

FLAC3D 3.00

Step 56 Model Perspective
13:06:48 Tue Aug 28 2012

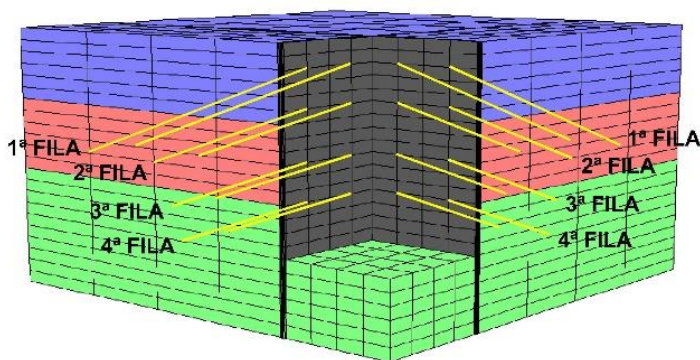
Center:	Rotation:
X: 1.954e+001	X: 10.000
Y: 1.844e+001	Y: 0.000
Z: 3.404e+001	Z: 50.000
Dist: 1.326e+002	Mag.: 1
Increments:	Ang.: 22.500
Move: 5.274e+000	
Rot.: 10.000	

Block Group

- deposito_arenoso
- jabre_flojo
- jabre_sano
- pantalla

SEL Geometry

Magfac = 0.000e+000



Modelo con semirrecinto de longitud L=10 m

Itasca Consulting Group, Inc.
Minneapolis, MN USA

(a)

FLAC3D 3.00

Step 45 Model Perspective
22:55:10 Mon Aug 13 2012

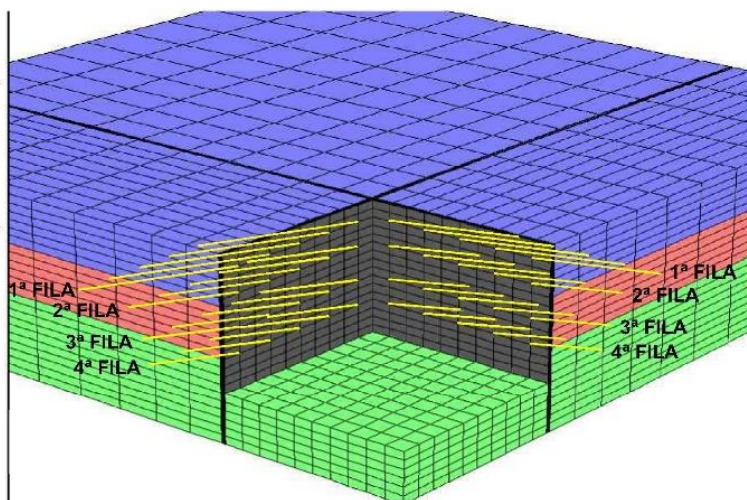
Center:	Rotation:
X: 4.524e+001	X: 20.181
Y: 3.978e+001	Y: 0.183
Z: 2.720e+001	Z: 50.557
Dist: 3.342e+002	Mag.: 1.75
Increments:	Ang.: 22.500
Move: 1.307e+001	
Rot.: 10.000	

Block Group

- deposito_arenoso
- jabre_flojo
- jabre_sano
- pantalla

SEL Geometry

Magfac = 0.000e+000



Modelo con semirrecinto de longitud L=25 m

Itasca Consulting Group, Inc.
Minneapolis, MN USA

(b)

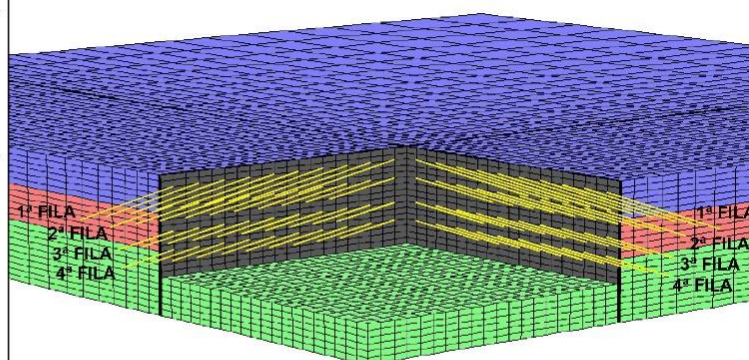
FLAC3D 3.00
Step 39 Model Perspective
13:28:09 Tue Aug 28 2012

Center:	Rotation:
X: 9.101e+001	X: 9.468
Y: 1.040e+002	Y: 0.023
Z: 2.312e+001	Z: 40.187
Dist: 6.577e+002	Mag.: 2.35
Increments:	Ang.: 22.500
Move: 2.606e+001	
Rot.: 10.000	

Block Group
deposito_arenoso
jabre_flojo
jabre_sano
pantalla

SEL Geometry
Magfac = 0.000e+000

Itasca Consulting Group, Inc.
Minneapolis, MN USA



Modelo con semirrecinto de longitud L=50 m

(c)

Figura 4.13. (a) a (c). Bloques diagramas de los modelos numéricos con distintas longitudes de semirrecinto (L) adoptadas, L=10, 25 y 50 m.

Un aumento de la longitud del semirrecinto repercute en un aumento de la carga de los anclajes. Los máximos porcentajes de las cargas de anclajes de los modelos tridimensionales respecto a los bidimensionales, se alcanzan en función de la longitud del semirrecinto; en la figura 4.14 se representan los resultados obtenidos para la primera fila de anclajes, adimensionalizando en el eje de abscisas la distancia a la esquina (x) con la longitud del semirrecinto (L).

La evolución de la carga de los anclajes de la pantalla en los modelos tridimensionales presenta una fuerte disminución de la carga hacia la esquina en cada fase del proceso constructivo. Sin embargo ésta es mayor en los semirrecintos de mayor longitud, al irse perdiendo la influencia de la esquina conforme los anclajes se alejan de la misma.

Un aumento de la longitud del semirrecinto repercute en un aumento de la carga de los anclajes, es decir en semirrecintos pequeños la influencia de la esquina alcanza a la totalidad de la longitud semirrecinto (por lo que los anclajes apenas llegan a cargarse), mientras que en semirrecintos grandes la influencia de la esquina en las cargas de los anclajes llega hasta longitudes de $2/5 \cdot L - L/2$ medidos desde la esquina (es decir hasta un 40-50% de la longitud del semirrecinto); pasada dicha longitud los anclajes empiezan a aumentar rápidamente de carga y tienden a un valor asintótico.

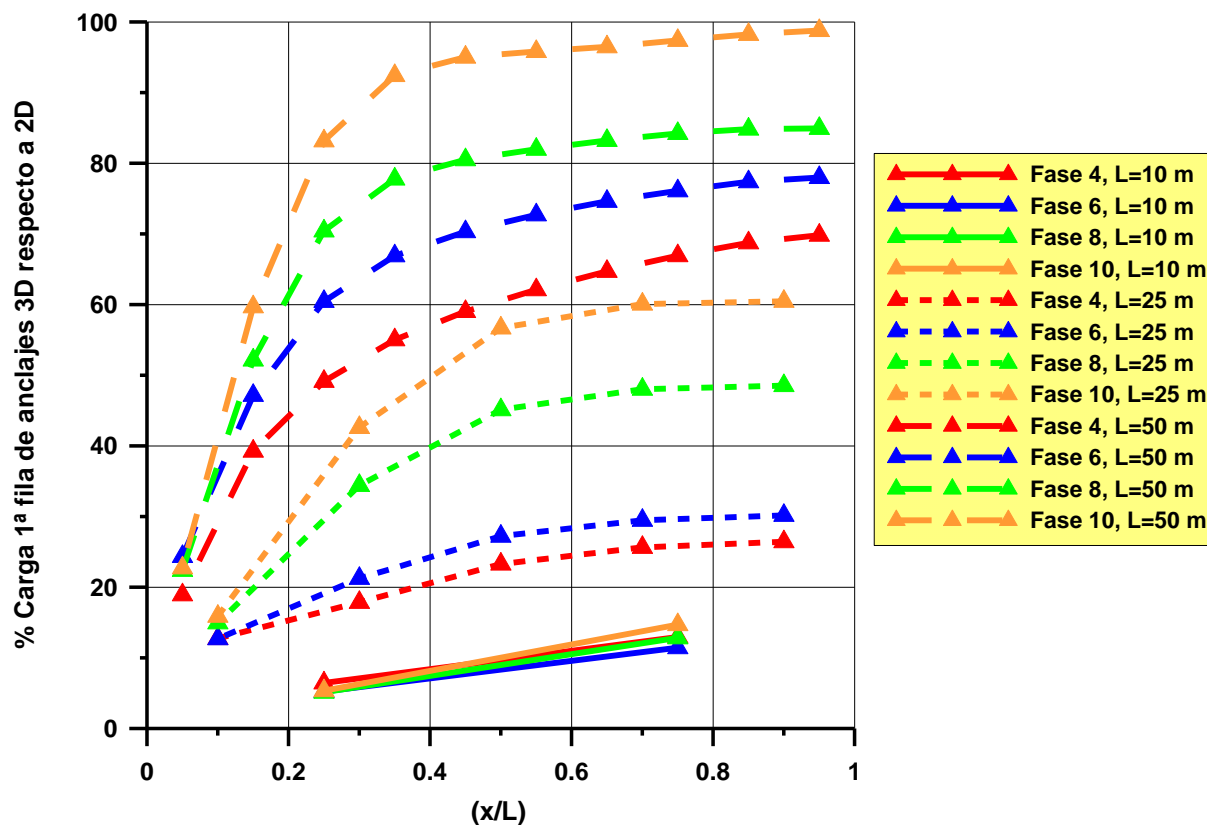


Figura 4.14. Porcentaje de carga de anclaje 3D/2D para la 1ª fila de anclaje en función de la distancia a la esquina, para distintas longitudes de pantalla en cada etapa constructiva.

Al igual que pasaba en la comparación de las cargas de anclaje con el espesor del muro, para las distintas longitudes de semirrecinto la máxima carga de anclaje se alcanza en la última fase del proceso constructivo, es decir cuando la excavación es máxima en altura y en las secciones más alejadas de la esquina.

Atendiendo al valor máximo de la relación 3D/2D de la figura 4.14, en la figura 4.15 se muestra el porcentaje de carga máxima 3D/2D para cada profundidad de excavación, adimensionalizada en el eje de abscisas con la profundidad final de excavación, para las distintas longitudes de semirrecinto en los anclajes de la primera fila de los modelos.

Los porcentajes de carga máxima disminuyen fuertemente al disminuir la longitud del semirrecinto debido a la influencia de la esquina en los semirrecintos pequeños.

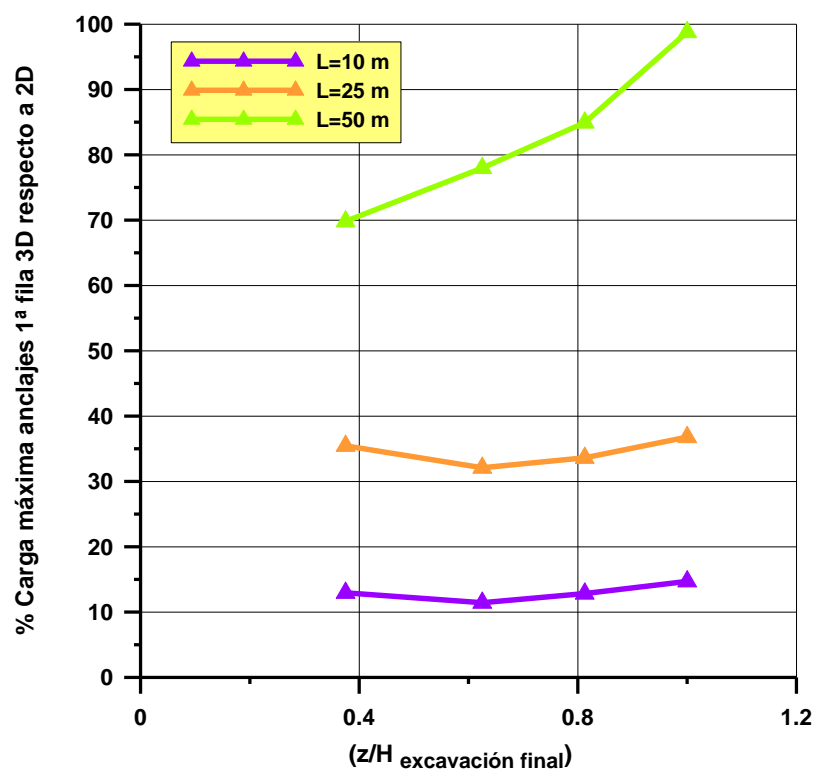


Figura 4.15. Porcentaje de carga máxima de anclaje 3D/2D para la primera fila de anclajes, en función de la altura de excavación, para distintas longitudes de pantalla.

Los intervalos de cargas de anclaje en dos dimensiones son superiores a los que se obtienen en tres dimensiones, para cualquiera de las tres longitudes de semirrecinto estudiadas. Atendiendo a todas las filas de anclaje de los modelos, en la Tabla 4.3 se recogen los porcentajes de carga máxima de anclaje 3D/2D que llegan a desarrollar estos elementos para las distintas longitudes de semirrecinto en cada fase constructiva del proceso descrito en el epígrafe 4.1.

Tabla 4.3. Porcentaje de cargas de anclaje 3D/2D alcanzado en cada fila de anclaje a lo largo del proceso constructivo, para las distintas longitudes de semirrecinto.

% Carga máxima anclajes 3D/2D			
Fila de anclajes	L= 10 m	L=25 m	L=50 m
1ª fila	11-15	32-37	70-99
2ª fila	12-17	34-54	40-63
3ª fila	18-26	71-82	92-97
4ª fila	19	66	99

4.3.3. Influencia del empotramiento de la pantalla

Se comparan en este apartado empotramientos (D) de pantalla de 2, 4, 6, 8 y 10 m en el interior del terreno, para semirrecintos de longitud 25 m y espesor de muro pantalla de 0.60 m.

En los modelos tridimensionales se constata que la variable del empotramiento apenas influye en la carga máxima de cada fila de anclajes, situándose las diferencias en el intervalo del 1-7%, siendo en general superiores al aumentar el empotramiento pero dicho efecto no se puede considerar como una tendencia sistemática. A modo de ejemplo se representa en la figura 4.16 la evolución de las cargas máximas en la primera fila de anclajes en función de la distancia a la esquina de cada anclaje, para los empotramientos de pantalla máximo y mínimo considerados.

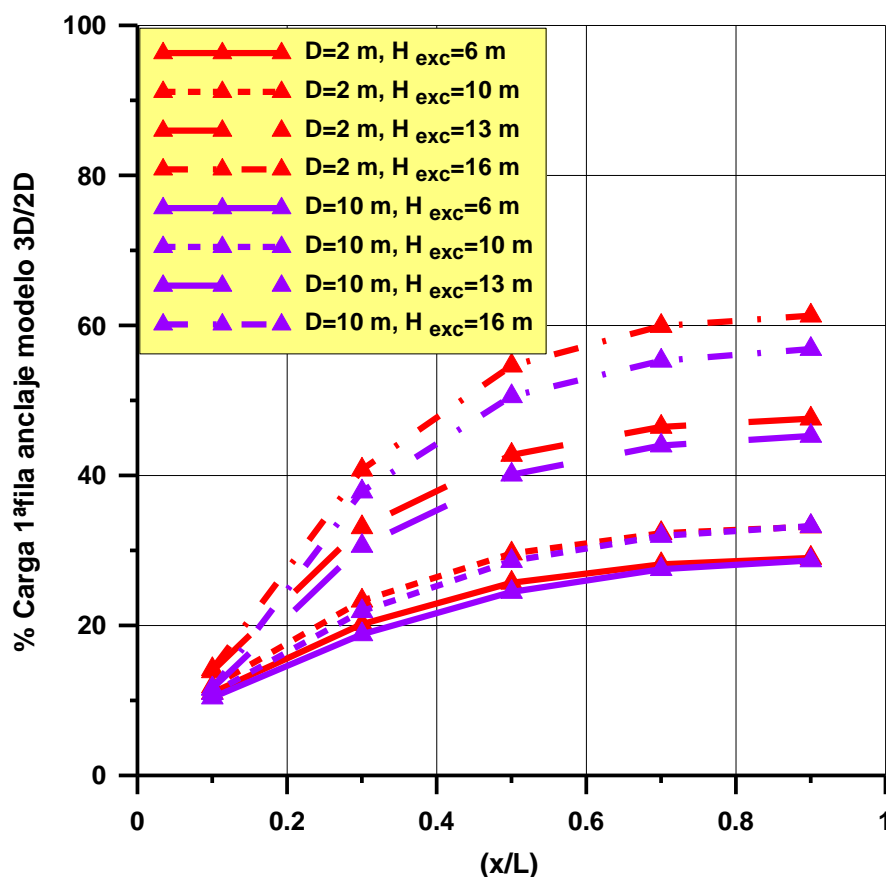


Figura 4.16. Porcentaje de carga 3D/2D en 1ª fila de anclaje, para distintos empotramientos (D), para las distintas alturas de excavación de cada fase constructiva.

Si se comparan las cargas máximas de anclaje que se obtienen en la sección más alejada de la esquina de los modelos 3D con las que se obtienen en los modelos

bidimensionales para la primera fila de anclajes y los empotramientos extremos estudiados, a saber, 2 y 10 m de clava, se obtiene la figura 4.17.

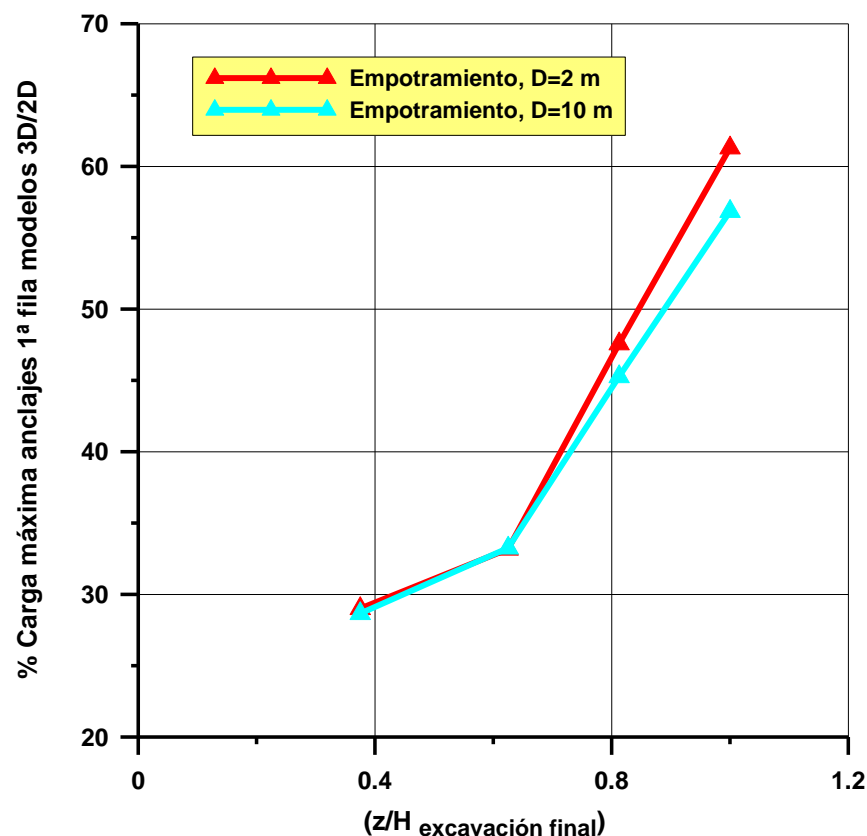


Figura 4.17. Evolución de las cargas máximas de anclaje 3D/2D en 1ª fila de anclajes, en función de la profundidad de empotramiento (D) de la pantalla.

Como se puede apreciar el empotramiento apenas influye en variación de carga máxima de la primera fila de anclajes, siendo las diferencias entre los distintos empotramientos estudiados de entre el 1-7% de la carga.

4.4. COMPARACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES ENTRE MODELOS NUMÉRICOS 2D Y MODELOS NUMÉRICOS 3D

4.4.1. Introducción

Para los momentos flectores se ha adoptado la nomenclatura de M y el subíndice 3D se corresponden a modelos tridimensionales y 2D si lo hacen a modelos bidimensionales.

La sección instrumentada en los modelos de dos dimensiones se muestra en la Figura 4.18. Para los modelos de tres dimensiones se instrumentan las secciones

cada 2.5 m en la horizontal de la pantalla y se consideran semirrecintos de 20, 40 y 100 m de longitud; en la figura 4.19 se muestra un ejemplo.

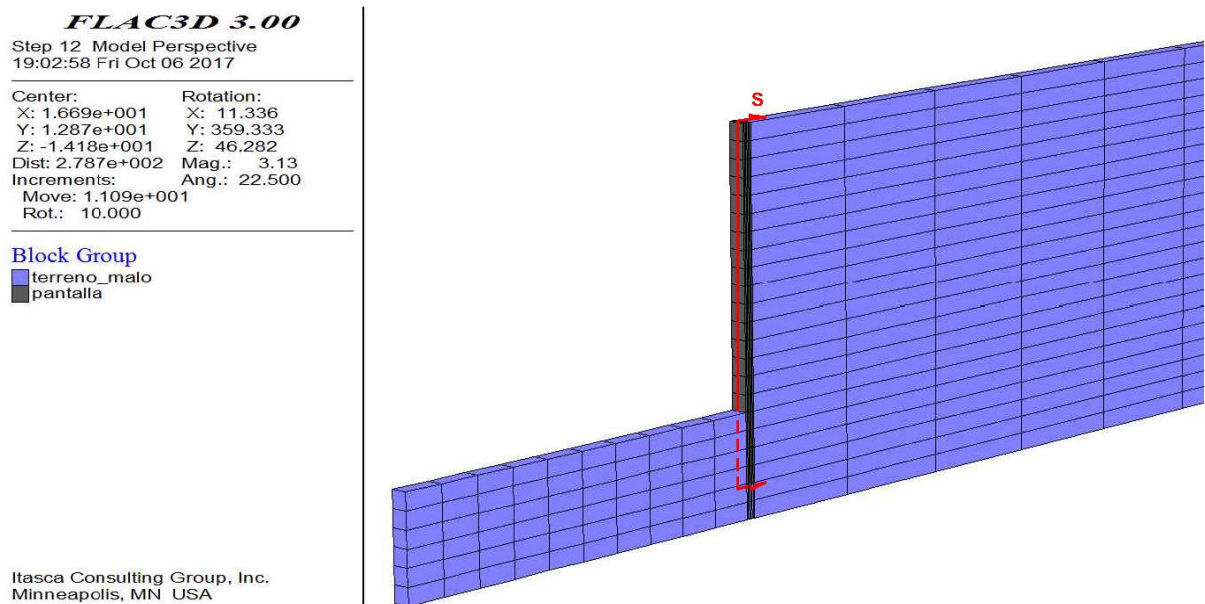


Figura 4.18. Situación de la sección instrumentada, modelo bidimensional.

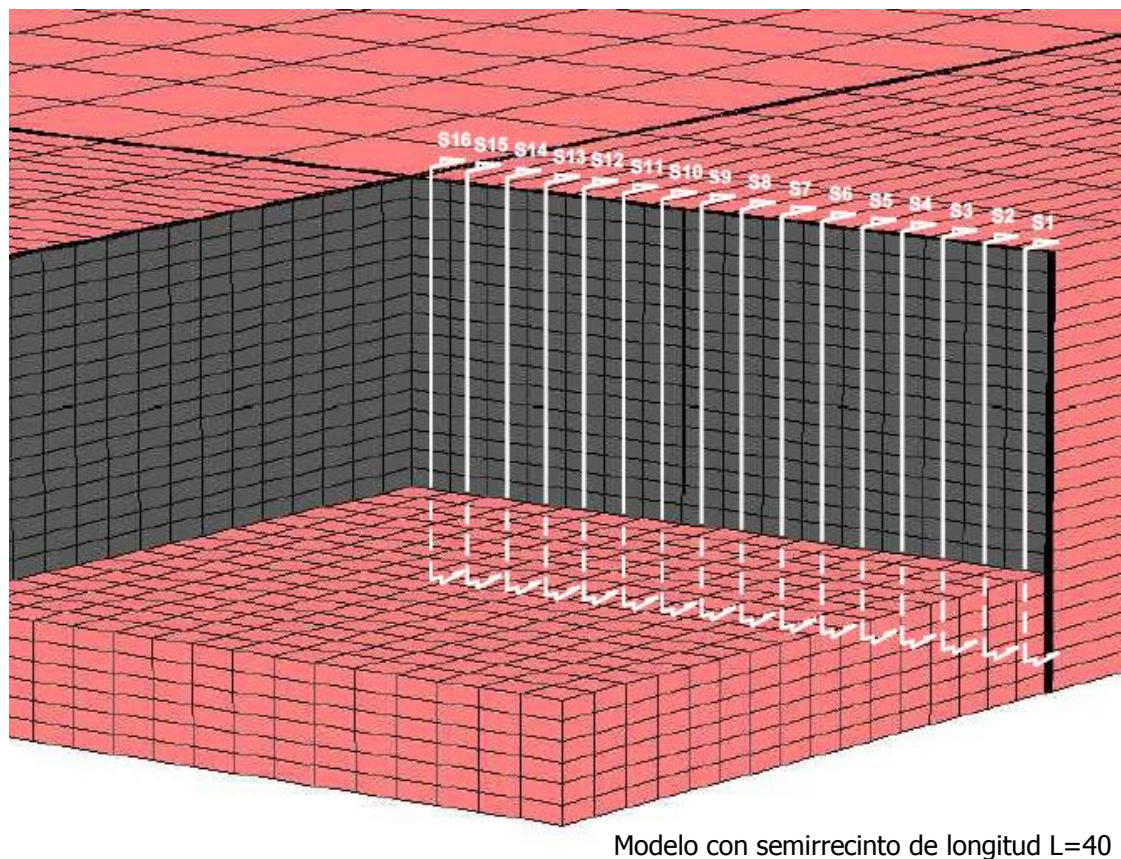


Figura 4.19. Ejemplo de malla de modelo numérico tridimensional utilizado y localización de las secciones instrumentadas en su interior.

Se comparan los modelos en la última fase del proceso constructivo indicado en el apartado 4.1. Los resultados obtenidos en la dirección del eje x son simétricos a los que se obtienen en la dirección del eje y, en esfuerzos, fuerzas y tensiones. También las respuestas que se obtienen entre los anclajes presentan dicha simetría.

4.4.2. Datos geotécnicos

Para establecer la comparación de momentos flectores se parte de excavaciones en un único tipo de terreno. Las propiedades geotécnicas de cada tipo de terreno se indican en la tabla 4.4.

Tabla 4.4. Parámetros geotécnicos considerados en los modelos numéricos de diferencias finitas para la comparación de flectores M_{3D}/M_{2D} .

Suelo	γ_{ap} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (kPa)	ν
Terreno Malo	17.5	25	0	9,000	0.3
Terreno Medio	18.5	28	0	25,000	0.3
Terreno Bueno	20.0	34	30	55,000	0.28

Se programan anclajes activos con una carga de pretensado de 900 kN.

4.4.3. Relación con la distancia relativa a la esquina

Se exponen a continuación los resultados obtenidos de la comparación, para los distintos tipos de suelos analizados, entre modelos 3D de 20, 40 y 100 m de longitud con los modelos numéricos en 2D y espesores de muro, en todos ellos, de 0.60, 0.80 y 1.00 m.

Dada la profusión de datos, se representa sólo dicha relación de flectores en las secciones instrumentadas situadas a una distancia L, 3L/6, 2L/6 y L/6 de la esquina del semirrecinto, siendo L la longitud del semirrecinto. El eje de abcisas se adimensionaliza con la longitud del semirrecinto para mayor utilidad del ábaco.

En los resultados absolutos de los valores que toma el momento flector, tanto si se analizan en 2D como si se hace en 3D, el máximo momento flector en una estructura flexible es siempre menor que el máximo momento flector en una estructura rígida, debido a que la deformación de la pantalla permite llegar a movilizar una mayor

parte del empuje pasivo en la zona de empotramiento del terreno en todos esos casos.

Hecha esta consideración, se muestra en las figuras 4.20, 4.21 y 4.22 los resultados obtenidos de la relación M_{3D}/M_{2D} para los distintos tipos de terreno.

De forma aproximada en terrenos buenos (figura 4.20) para semirrecintos largos, en la sección más alejada de la esquina (a una longitud L), la relación M_{3D}/M_{2D} se encuentra entre 0.9-1.0 en función del espesor del muro, mientras que a $L/6$ de la esquina M_{3D}/M_{2D} varía entre 0.7-0.9 en función del espesor del muro. Para semirrecintos pequeños en la sección más alejada de la esquina, M_{3D}/M_{2D} se encuentra entre 0.5-0.7 en función del espesor del muro, mientras que a $L/6$ de la esquina M_{3D}/M_{2D} varía entre 0.35-0.40 en función del espesor del muro.

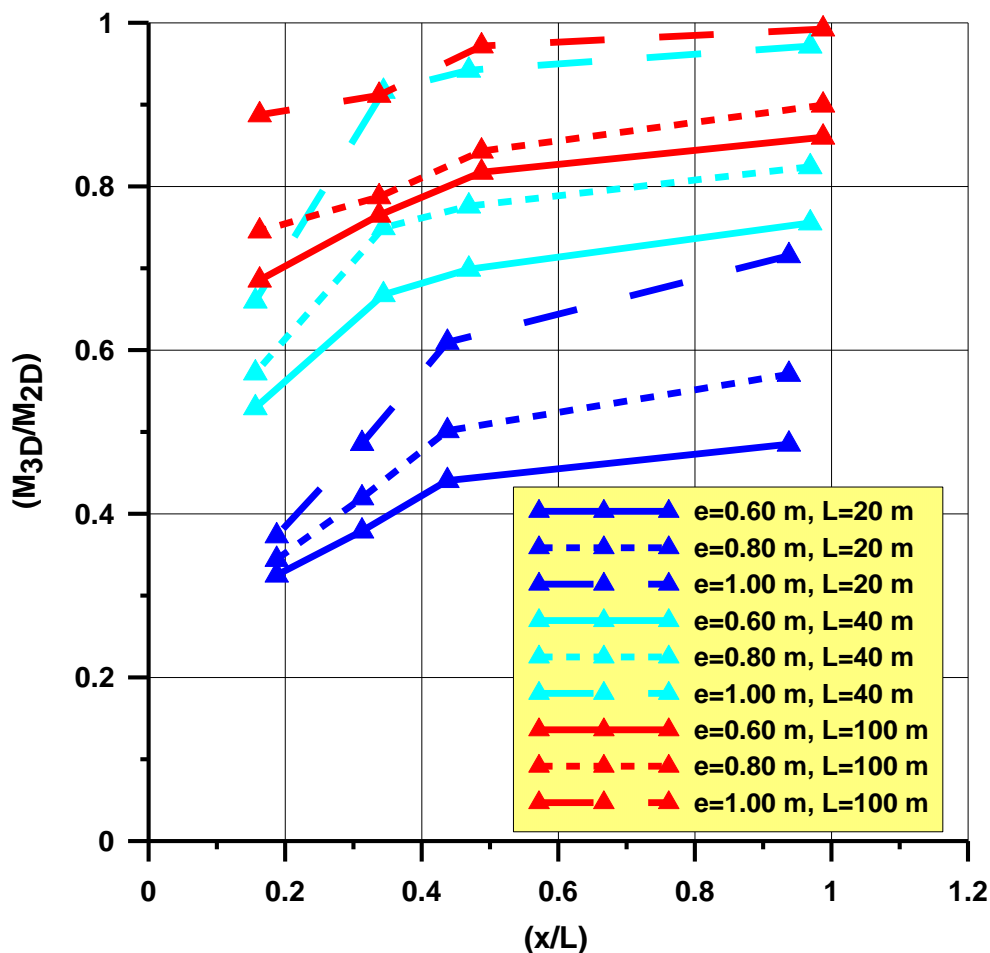


Figura 4.20. Relación de momentos flectores M_{3D}/M_{2D} , con la distancia a la esquina del semirrecinto, en terreno bueno.

De la misma forma en terrenos medios (figura 4.21) para semirrecintos largos, en la sección más alejada de la esquina, M_{3D}/M_{2D} se encuentra entre 0.60-0.65 en función

del espesor del muro, mientras que a una distancia $L/6$ de la esquina M_{3D}/M_{2D} varía entre 0.45-0.50 en función del espesor del muro. Para semirrecintos pequeños en la sección más alejada de la esquina, M_{3D}/M_{2D} se encuentra entre 0.22-0.27 en función del espesor del muro, mientras que a $L/6$ de la esquina M_{3D}/M_{2D} varía entre 0.10-0.15 en función del espesor del muro.

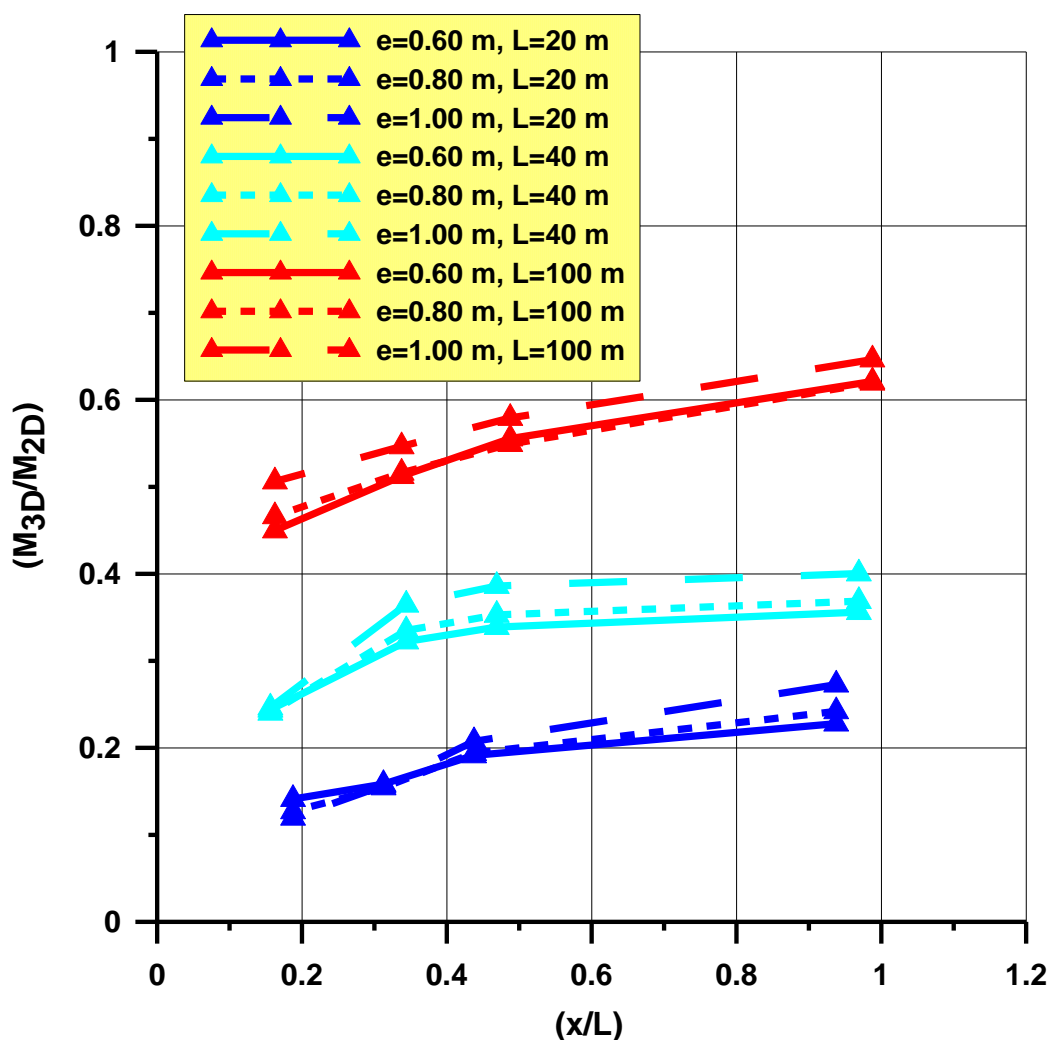


Figura 4.21. Relación de momentos flectores M_{3D}/M_{2D} , con la distancia a la esquina del semirrecinto, terreno medio.

Finalmente en terrenos malos (figura 4.22) para semirrecintos largos, en la sección más alejada de la esquina, M_{3D}/M_{2D} se encuentra entre 0.55-0.60 en función del espesor del muro, mientras que a una distancia $L/6$ de la esquina M_{3D}/M_{2D} varía entre 0.40-0.45 en función del espesor del muro. Para semirrecintos pequeños en la sección más alejada de la esquina, M_{3D}/M_{2D} se encuentra entre 0.18-0.22 en función del espesor del muro, mientras que a $L/6$ de la esquina M_{3D}/M_{2D} varía entre 0.04-0.09 en función del espesor del muro.

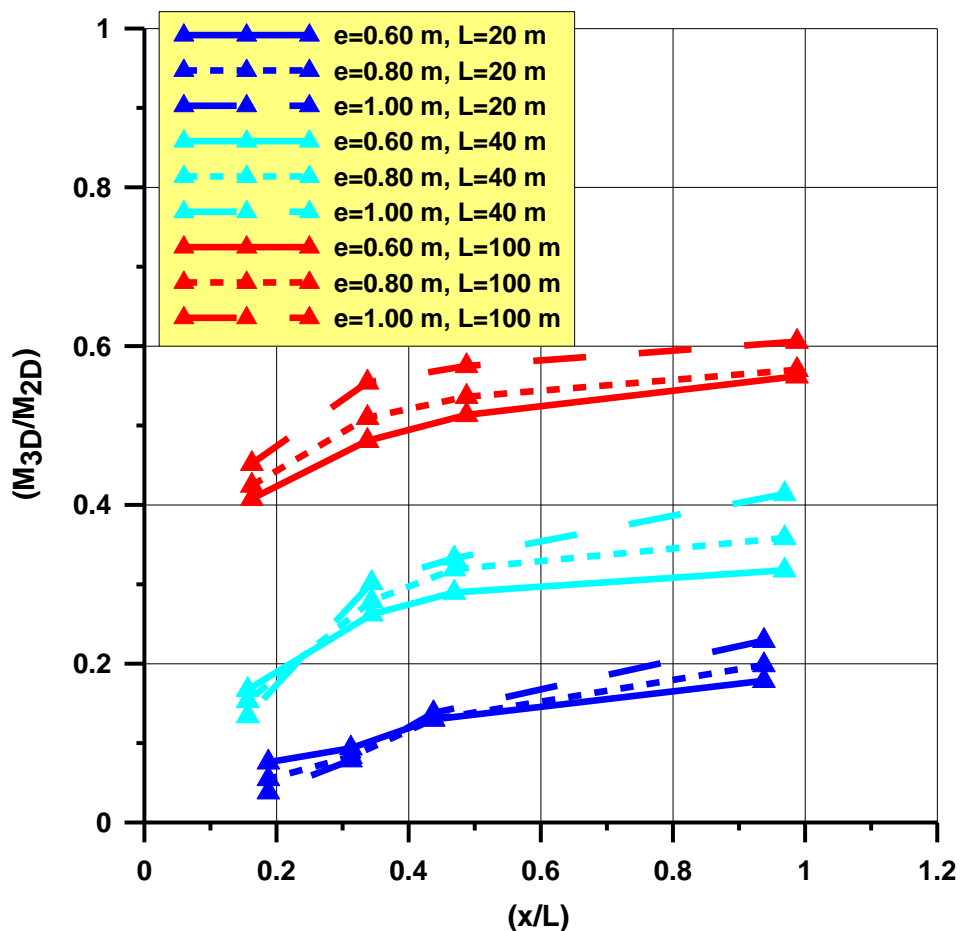


Figura 4.22. Relación de momentos flectores M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina del semirrecinto, terreno malo.

Para cualquier tipo de terreno, existe una tendencia decreciente en las curvas M_{3D}/M_{2D} conforme la sección instrumentada se acerca a la esquina del semirrecinto pero la forma en que lo hace y los valores que va tomando depende fundamentalmente del tipo de terreno. Así en terreno malo para que los resultados de flectores de la sección más alejada a la esquina tiendan a los resultados de un modelo bidimensional, habría que realizar modelos 3D mucho más largos (probablemente modelos de 300 m de longitud de pantalla); sin embargo en terreno bueno, con las longitudes máximas de pantalla estudiadas (hasta 100 m) ya se obtiene esa tendencia asintótica, es decir un valor cercano a 1 en la comparación M_{3D}/M_{2D} .

Se puede afirmar, para todo tipo de terrenos, que desde la esquina hasta una distancia a la esquina del 40-50% de la longitud del semirrecinto, se producen las mayores reducciones en la flexión en 3D respecto a los modelos 2D por efecto de la esquina y éstas son del orden de 0.15-0.20 M_{3D}/M_{2D} . Por el contrario, en general

desde $0.4 \cdot L$ - $0.5 \cdot L$ hasta el extremo L del semirrecinto, los valores M_{3D}/M_{2D} toman una tendencia asintótica prácticamente horizontal.

La reducción de M_{3D}/M_{2D} desde $0.4 \cdot L$ hasta la esquina es mayor en terrenos malos que en terrenos buenos por la mayor rigidez relativa del sistema que presenta el conjunto pantalla-terreno si éste es malo y que facilita que las reacciones del terreno no sean uniformes a lo largo del trasdós de la pantalla.

Sin embargo la respuesta de la pantalla ante el tipo de terreno también se encuentra influenciada por la longitud del modelo. Así, en terreno bueno, para modelos grandes, la disminución de M_{3D}/M_{2D} es de aproximadamente un 15% y de un 30% en los modelos pequeños. Sin embargo en terreno malo, para modelos grandes la disminución es de un 15% en los modelos largos y de aproximadamente un 15-20% en los modelos pequeños. Por tanto, no se obtiene la misma disminución, de los momentos flectores conforme el análisis se acerca a la esquina, en todos los terrenos ni en todas las longitudes.

En general, cuanto mayor es la longitud de la pantalla menor es la diferencia entre el momento flector calculado en la sección más alejada de la esquina del semirrecinto y el calculado con el modelo bidimensional.

Para las distintas longitudes de semirrecinto, las relaciones M_{3D}/M_{2D} aumentan con la longitud del semirrecinto para todas las secciones pero el modo en que lo hacen depende del tipo de terreno.

En los modelos 3D, en los semirrecintos pequeños la influencia de la esquina llega hasta la sección más alejada del semirrecinto. Para semirrecintos de longitud intermedia la influencia de la esquina llega hasta un 40-50% de la longitud del semirrecinto. Finalmente en los semirrecintos de gran longitud, en general, el momento que se obtiene a una distancia igual a la longitud del semirrecinto, es prácticamente igual al que se obtiene a una longitud igual a la mitad del semirrecinto, y la influencia de la esquina se circunscribe entorno a longitudes del 30-40% de la longitud total del semirrecinto, medidas desde la esquina.

Para semirrecintos de gran longitud los momentos máximos en 3D, a medida que el análisis se aleja de la esquina, tienden a los que se obtienen en 2D con mayor o menor rapidez en función del tipo de terreno. Concretamente en terrenos buenos lo hacen con mayor rapidez que en terrenos malos debido a la menor rigidez relativa que presentan los terrenos buenos respecto a la pantalla.

Para semirrecintos de longitud pequeña, para cualquier espesor, la relación M_{3D}/M_{2D} es muy baja para todo tipo de terreno, por la elevada influencia que ejerce la esquina del semirrecinto.

Lo previsible sería que para pantallas de elevado espesor, la relación M_{3D}/M_{2D} fuese muy pequeña (en el límite tender a cero) porque la influencia de la esquina debería ser muy grande; y para pantallas de pequeño espesor M_{3D}/M_{2D} debería ser cercano a 1 porque al no tener el muro apenas rigidez no se debería transmitir la influencia de la esquina. Los resultados han reflejado que en terrenos malos dicha previsión se cumple en las zonas de mayor influencia de la esquina en modelos pequeños y medianos, en terrenos medios se cumple también en las zonas de mayor influencia de la esquina para modelos pequeños (para ambos terrenos ocurre hasta una longitud $0.3-0.4 \cdot L$ medidos desde la esquina del semirrecinto); en terrenos buenos la transmisión ya no se desarrolla de la forma como teóricamente debería darse debido a las propiedades resistentes y deformacionales del terreno, aunque se sigue reflejando la influencia de la esquina de otro modo más general a lo largo de toda la longitud de los semirrecintos.

En síntesis, la influencia de la esquina depende de una combinación del tipo de terreno, de la longitud de los modelos, y del espesor de las pantallas de forma que:

- ◆ A medida que el terreno es peor, la influencia de la esquina es mayor.
- ◆ A medida que el modelo es más pequeño la transmisión, a lo largo de la longitud del semirrecinto, de la influencia de la esquina es mayor.
- ◆ A medida que la pantalla tiene mayor espesor se transmite mejor la influencia de la esquina (por ser la estructura más rígida) pero dicho efecto puede quedar completamente ocultado por las características deformaciones y resistentes del tipo de terreno.

4.4.4. Influencia de la densidad relativa

En este apartado se estudia la influencia que tiene la densidad relativa del terreno en el efecto tridimensional que provoca la esquina en la flexión. Para ello se toman las propiedades del terreno que se recogen en la tabla 4.5.

Tabla 4.5. Propiedades de los terrenos empleadas para el estudio de la influencia de la densidad relativa del suelo en el efecto tridimensional de la flexión.

γ_{ap} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (kPa)	ν
14-21	25	0-40	9,000	0.3

Para ello se toman valores muy extremos de densidad dentro de un mismo terreno (difíciles de encontrar en la naturaleza dentro de un mismo suelo), precisamente para poder acotar la influencia que tiene este parámetro en la flexión por efecto de la esquina. Se analiza una única longitud de semirrecinto de 100 m y un único espesor de pantalla de 0.60 m.

En la figura 4.23 se representa de forma continua la evolución de flectores con la distancia a la esquina.

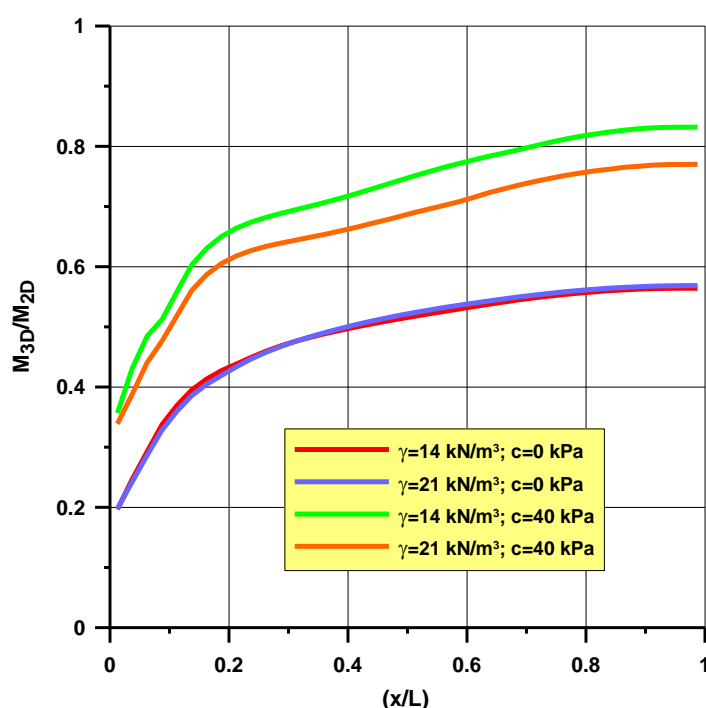


Figura 4.23. Evolución M_{3D}/M_{2D} con la rigidez relativa del sistema 3D de un semirrecinto de 100 m de longitud y pantalla de 0.60 m de espesor, para terrenos con densidades relativas extremas, sin cohesión y con una consistencia moderadamente firme.

Como se puede observar la densidad relativa tiene una pequeña repercusión en la relación de la flexión tridimensional. En concreto, en terrenos sin cohesión la variación en los resultados de flexión tridimensional es de un máximo de un 2%; sin

embargo su efecto se ve potenciado por la cohesión del terreno, donde la variación en los resultados de flexión tridimensional entre modelos es del 9-10%.

4.4.5. Influencia de la cohesión del terreno

Se analiza en primer lugar la influencia de la cohesión en el efecto tridimensional de la flexión, con la distancia a la esquina del semirrecinto, para un único espesor de muro de 0.60 m y longitudes de semirrecinto de 10, 20, 40 y 100 m. Los parámetros del terreno considerado se indican en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6. Parámetros geotécnicos considerados en los modelos numéricos de diferencias finitas para el estudio de la influencia de la cohesión en la evolución M_{3D}/M_{2D} por efecto de la esquina.

Suelo	γ_{ap} (KN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (kPa)	ν
Terreno Malo	17.5	25	0-100	9,000	0.3

En la figura 4.24 se representa el resultado de representar el valor de la relación M_{3D}/M_{2D} a distancias L, L/2 y L/6 de la esquina, para las longitudes de semirrecinto indicadas más arriba en función de la cohesión.

Existe una tendencia decreciente en la relación M_{3D}/M_{2D} con la disminución de la cohesión. Cuanto mayor es el valor de la cohesión menor influencia tiene la esquina en la flexión de la pantalla y por el contrario, cuanto más pequeño es el valor de la cohesión, más influencia tiene la esquina.

En los modelos pequeños, de longitud 10 m, la variación de la cohesión se ajusta a prácticamente rectas de escasa pendiente para todas las secciones instrumentadas; sin embargo en los modelos grandes, de longitud 100 m, la variación de la cohesión se ajusta a curvas crecientes (para valores crecientes de cohesión) hasta alcanzar una tendencia asintótica horizontal conforme sigue aumentando el valor de la cohesión.

Comparando modelos de la misma longitud se observa que, en general, las diferencias M_{3D}/M_{2D} son de aproximadamente el doble entre terrenos sin cohesión y terrenos firmes.

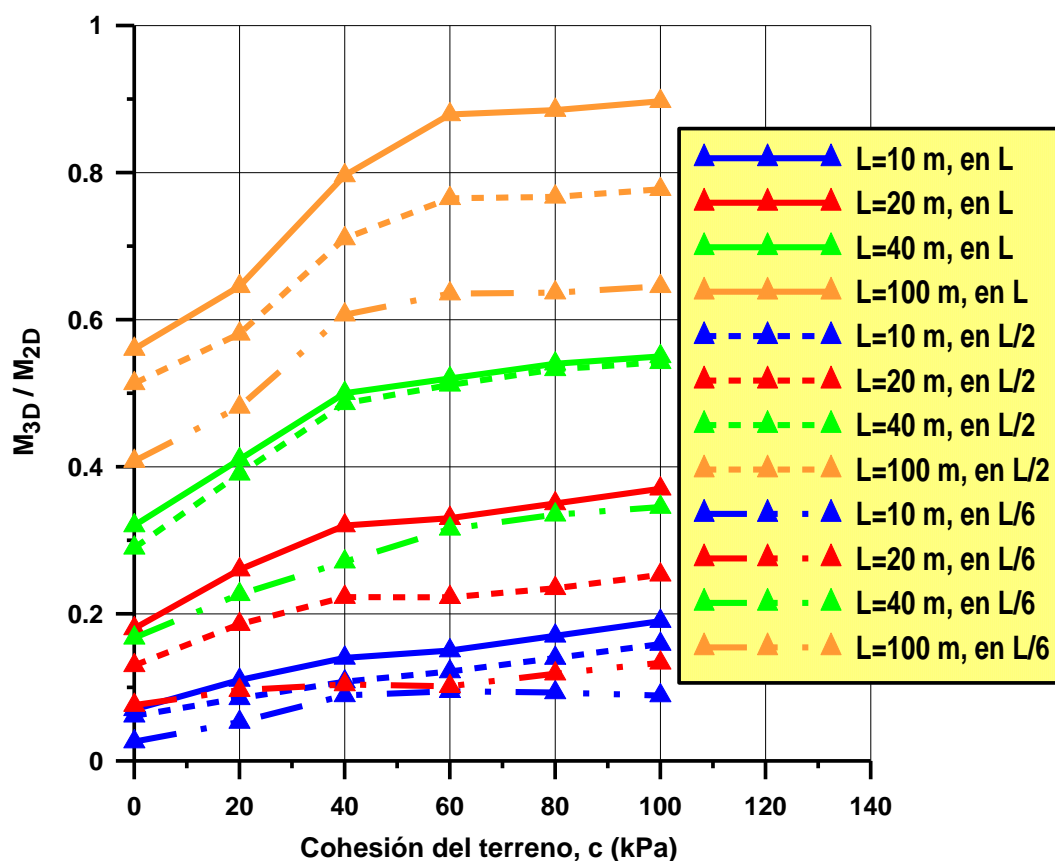


Figura 4.24. Evolución M_{3D}/M_{2D} en las secciones instrumentadas a L , $L/2$ y $L/6$ de la esquina, en semirrecintos de longitudes 10, 20, 40 y 100 m para cohesiones entre 0-100 kPa.

En la figura 4.25 se representa la influencia que tiene la cohesión en cada longitud de semirrecinto en las secciones situadas a una distancia L y $L/6$ de la esquina. Para todas las cohesiones estudiadas, en semirrecintos pequeños, de 10 m de longitud, la relación M_{3D}/M_{2D} en L se sitúa entre 0.10-0.20 y 0.05-0.10 en $L/6$ mientras que en los semirrecintos grandes lo hace en L entre 0.58-0.90 y en $L/6$ entre 0.40-0.65. Es decir en los semirrecintos pequeños, la influencia de la esquina es grande tanto en terrenos sin cohesión como en terrenos con cohesión, aunque lo es más en los terrenos sin cohesión; sin embargo en los semirrecintos grandes la influencia de la esquina se aprecia mucho más en los terrenos sin cohesión que en los terrenos con un elevado valor de este parámetro.

Si se comparan los resultados adimensionalizados con la longitud de cada semirrecinto (ver figura 4.26), se observa cómo la cohesión tiene un efecto en cierto modo aditivo o sumatorio, pero no lineal, que se refleja en formas de curvas muy semejantes entre sí para semirrecintos de la misma longitud pero con distintos valores de cohesión en el terreno.

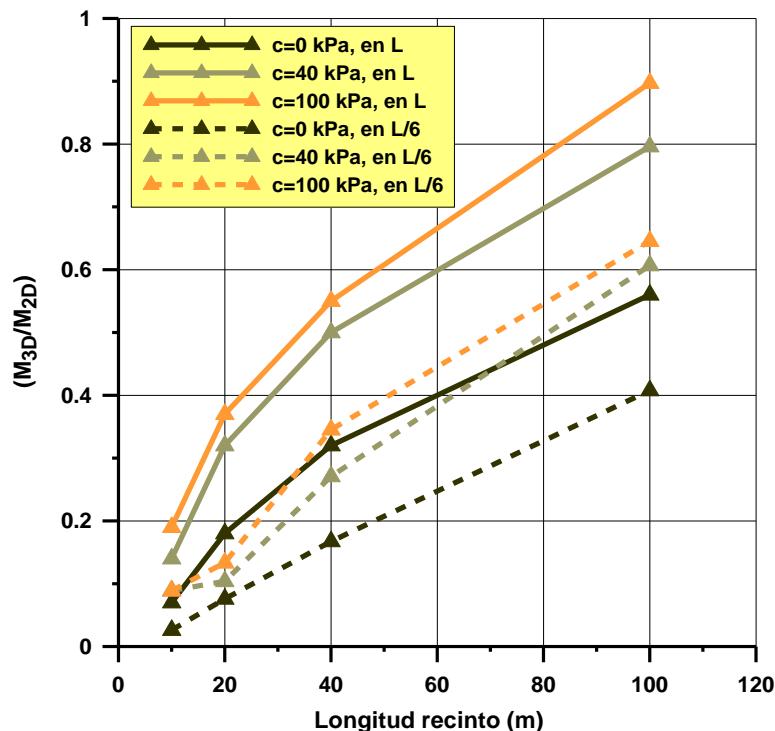


Figura 4.25. Evolución M_{3D}/M_{2D} en las secciones situadas a L y L/6 de la esquina de semirrecintos de longitud $L=10, 20, 40$ y 100 m.

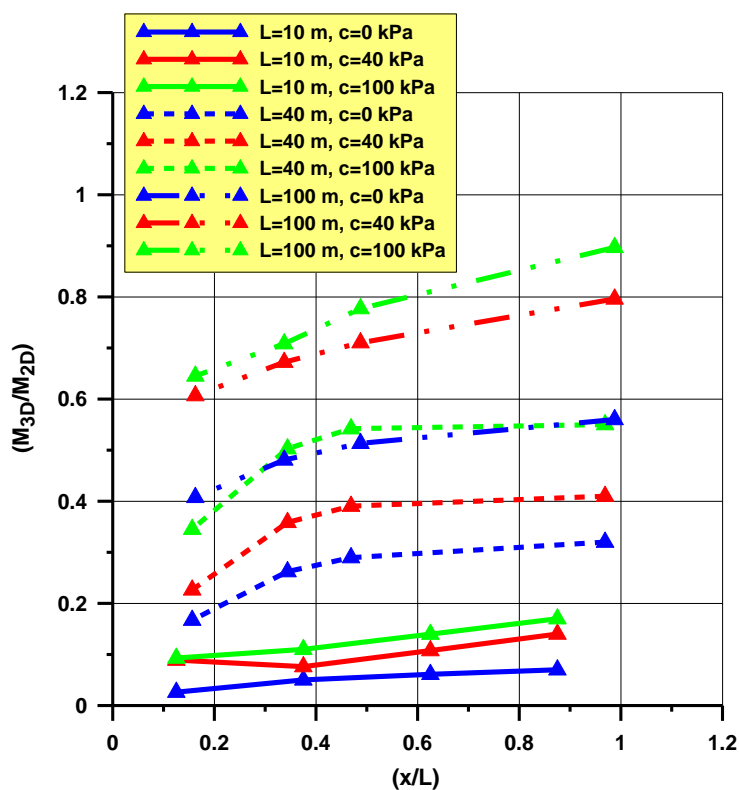


Figura 4.26. Evolución M_{3D}/M_{2D} , en L, $3L/6$, $2L/6$ y $L/6$, adimensionalizada con la distancia a la esquina, para semirrecintos de distintas longitudes y terrenos con distintas cohesiones.

Finalmente se incorpora, en el estudio de la influencia de la cohesión, la variación del espesor de la pantalla. En la figura 4.27 se representan los resultados de forma continua en todas las secciones instrumentalizadas (discretización "continua" a lo largo de cada longitud de semirrecinto) de un terreno sin cohesión y un terreno con 40 kPa de cohesión, con la misma densidad relativa ($\gamma=17.5 \text{ kN/m}^3$), para todas las secciones instrumentadas en un semirrecinto de longitud 100 m, con espesores de pantalla de 0.6, 0.8 y 1.0 m.

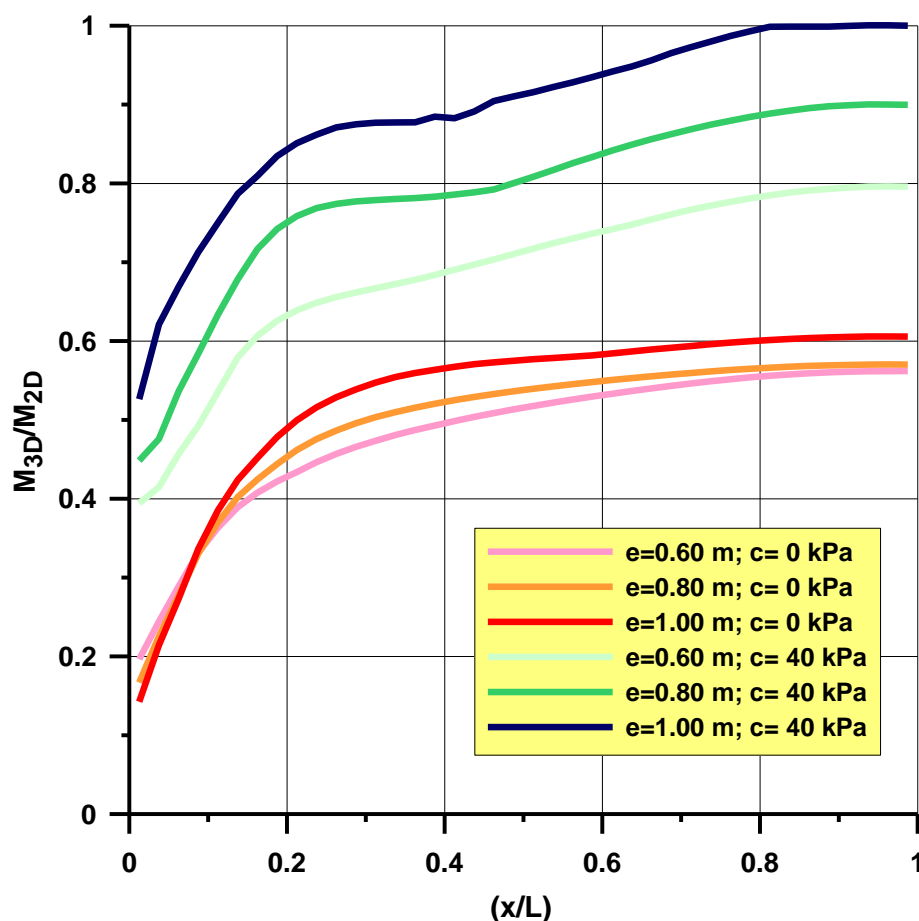


Figura 4.27. Evolución continua M_{3D}/M_{2D} a lo largo de un semirrecinto de 100 m de longitud, con la rigidez relativa del sistema 3D, para terreno malo sin cohesión y para un terreno con 40 kPa de cohesión y pantallas de distinto espesor.

En este caso concreto se comprueba que la cohesión comporta un aumento de la relación M_{3D}/M_{2D} entre un 20-40%. La influencia de la esquina es determinante los primeros 12.5-20.0 m desde la esquina, zona donde las rigideces relativas estructurales son mayores y a partir de las cuales dicha influencia va desapareciendo paulatinamente hasta alcanzar valores asintóticos en el extremo del semirrecinto.

4.4.6. Relación con la rigidez “geométrica” del recinto

En este apartado se parte de muros pantalla de 0.60, 0.80 y 1.00 m de espesor, en terrenos con idénticas características de estado, deformacionales y de resistencia al corte salvo la cohesión; concretamente se toma un terreno sin cohesión y otro con cohesión 40 kPa, en semirrecintos de longitud 20, 40 y 100 m. En estas condiciones se genera una nueva variable que se ha denominado rigidez geométrica (ecuación 4.1).

$$k = x \cdot H \quad (4.1)$$

Donde x es la distancia desde la sección instrumentada del modelo a la esquina del semirrecinto y H es la altura de la pantalla.

El objetivo de esta nueva variable es mostrar que la relación geométrica de las dimensiones de la pantalla largo (dimensión cuantificable en un análisis 3D) por alto (dimensión cuantificable en un análisis 2D y 3D), repercuten en la cuantificación de la influencia de la esquina en la flexión de la pantalla. Se comparan los momentos flectores en la última fase del proceso constructivo detallado en el apartado 4.1 con anclajes activos tesados a 900 kN. Cada punto de la curva corresponde a cada sección instrumentada (cada 2.5 m en la horizontal) desde el extremo más alejado de la esquina hasta la esquina del semirrecinto.

Los parámetros del terreno utilizados se indican en la tabla 4.7 y los resultados para cada uno de ellos se muestran en las figuras 4.28 y 4.29.

Tabla 4.7. Parámetros geotécnicos considerados en los modelos numéricos de diferencias finitas para el estudio de la influencia de la rigidez “geométrica” del semirrecinto en M_{3D}/M_{2D} .

Suelo	γ_{ap} (KN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (kPa)	ν
Terreno Malo	17.5	25	0	9,000	0.3
Terreno Medio a Bueno	17.5	25	40	9,000	0.3

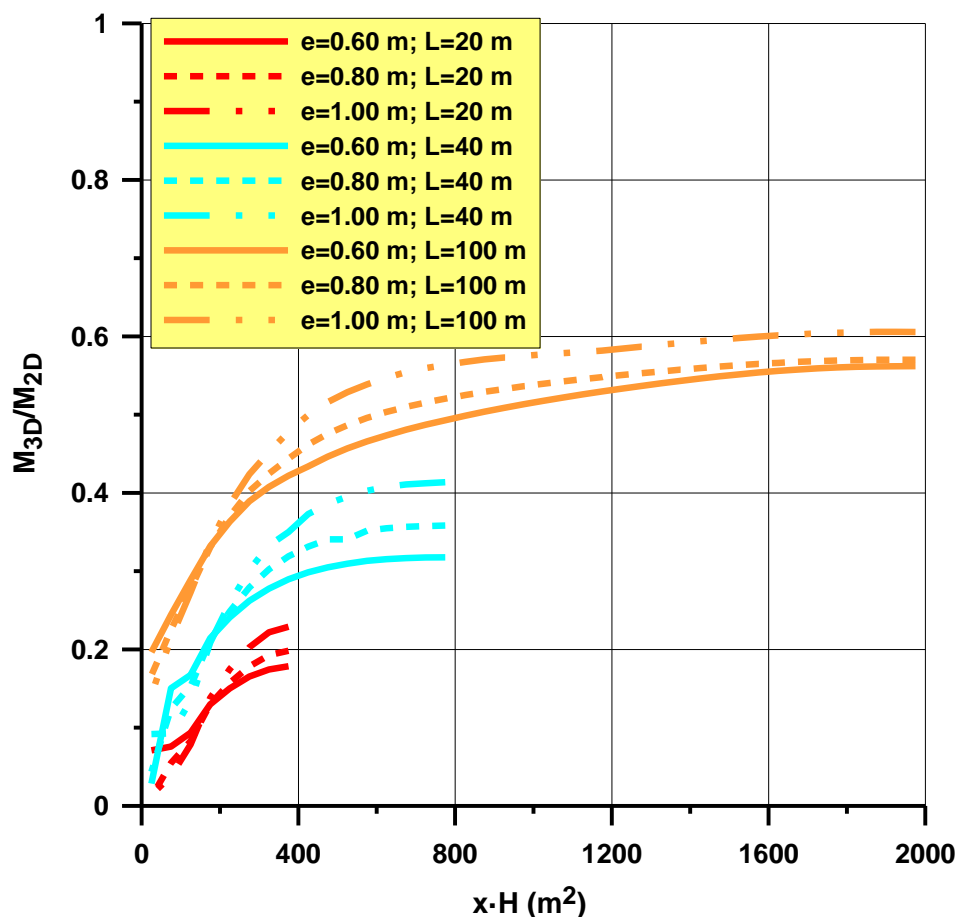


Figura 4.28. Evolución M_{3D}/M_{2D} con la rigidez "geométrica" para distintos espesores de muro y distintas longitudes de semirrecinto, en terreno malo sin cohesión.

Para cualquier longitud del semirrecinto, cuanto mayor es el espesor de la pantalla mayor es la relación M_{3D}/M_{2D} .

A medida que los semirrecintos tienen mayor longitud, se observa una tendencia asintótica horizontal en la estabilización de los valores de la relación M_{3D}/M_{2D} desde una distancia a la esquina de $0.75-0.80 \cdot L$, siendo L la longitud del semirrecinto. A la vez, por debajo de dicha distancia la influencia de la esquina se va haciendo cada vez más patente hasta $0.025-0.125 \cdot L$. En general el valor de rigidez geométrica $L \cdot H$ de 400 m^2 marca bien la transición desde zonas de influencia a la esquina y zonas sin apenas dicha influencia.

Para un terreno con 40 kPa de cohesión se obtienen resultados que se indican en la figura 4.29. En ella se aprecia también el valor de rigidez geométrica de 400 m^2 como límite de la zona con mayor influencia de la esquina.

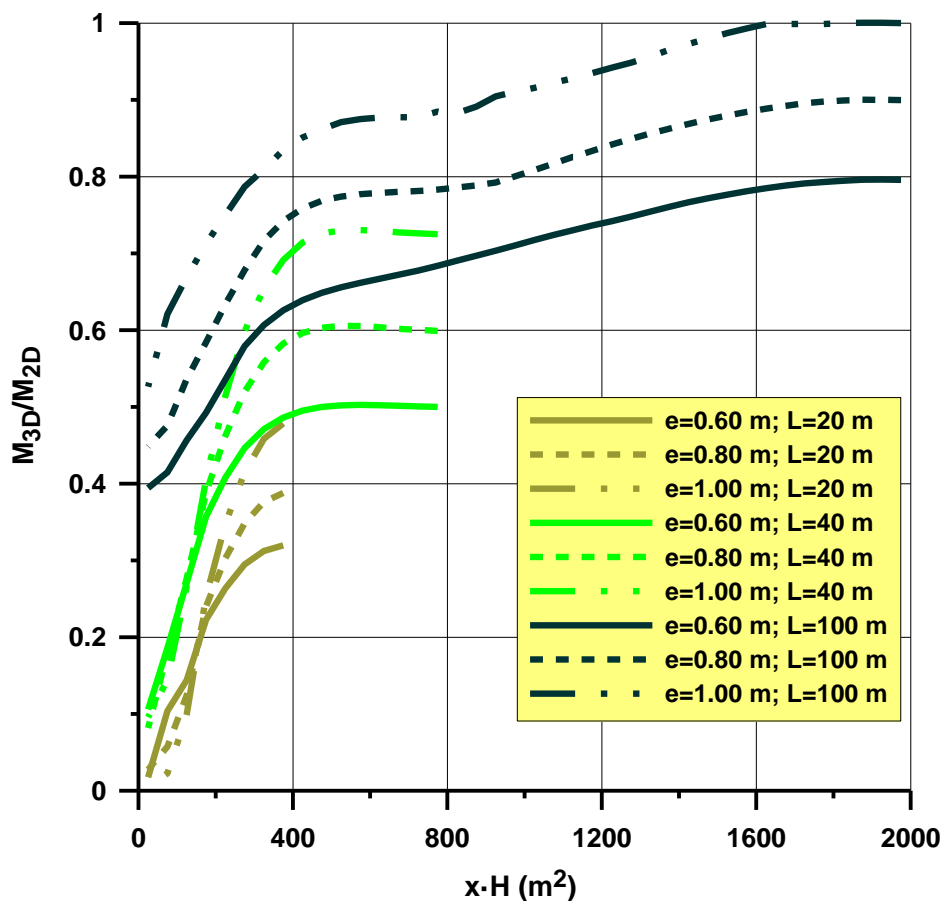
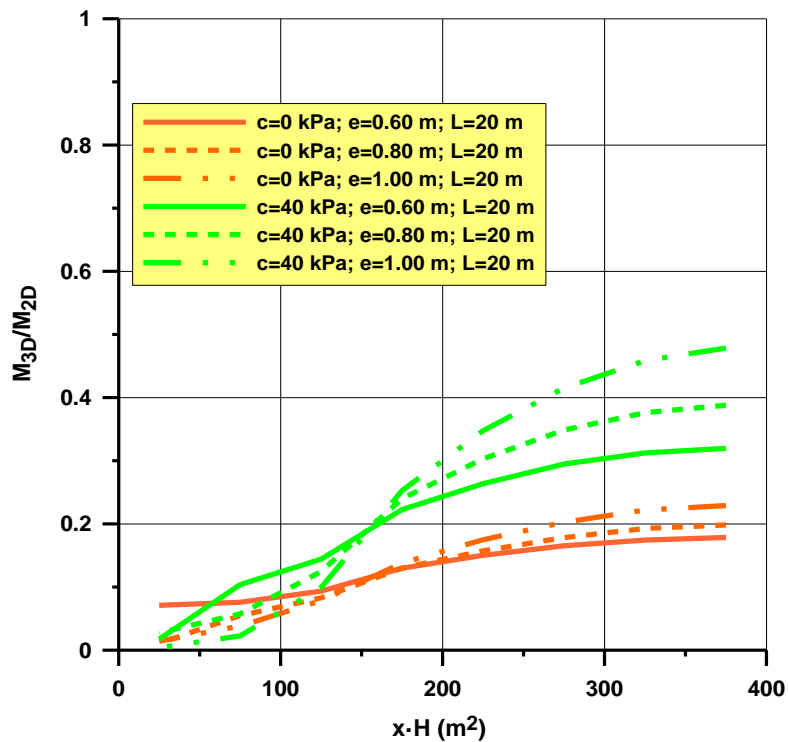
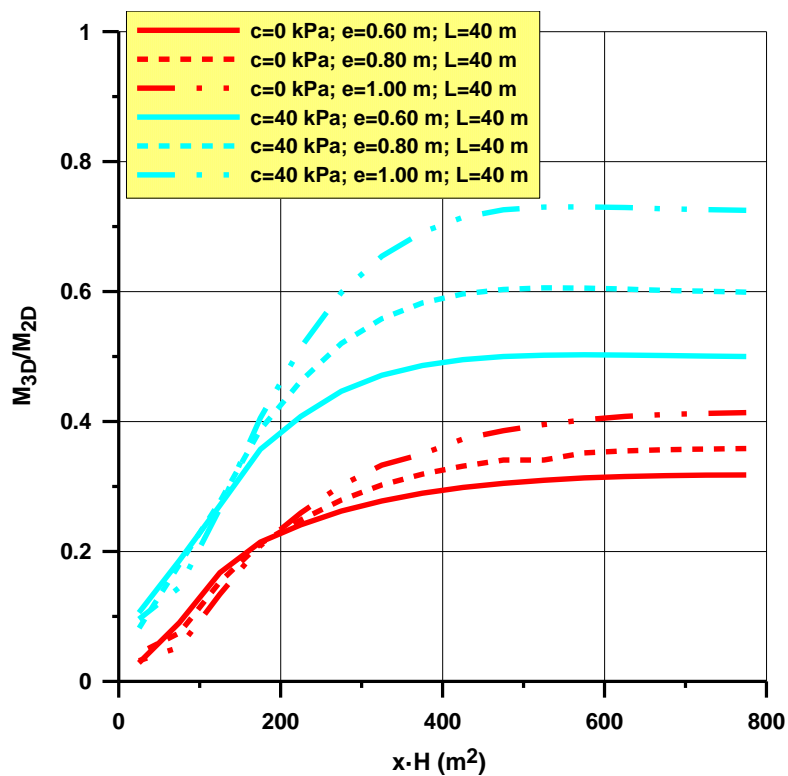


Figura 4.29. Evolución M_{3D}/M_{2D} con la rigidez "geométrica" para distintos espesores de muro y distintas longitudes de semirrecinto, en terreno medio a bueno con 40 kPa de cohesión.

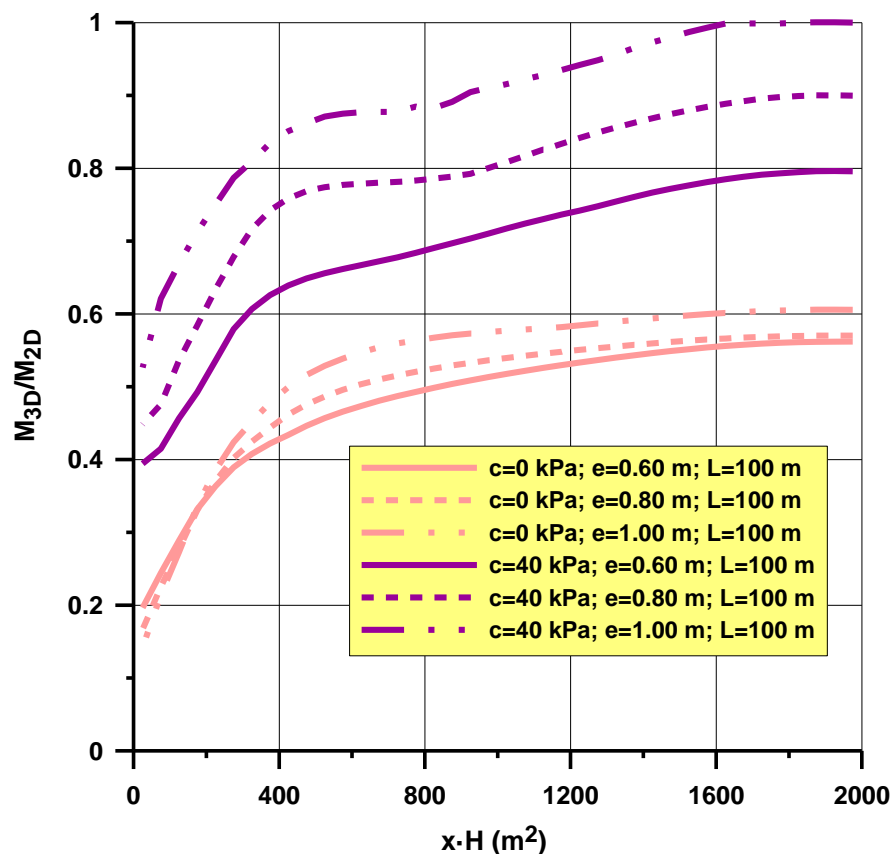
Si se comparan terrenos con idénticas propiedades geotécnicas salvo la cohesión, en concreto terrenos sin cohesión y terrenos con 40 kPa de cohesión, en modelos de idéntica longitud, se obtienen relaciones superiores M_{3D}/M_{2D} en terrenos con cohesión que sin ella pero las tendencias de las curvas de ambos terrenos son similares (ver figura 4.30 (a) a (c)).



(a)



(b)



(c)

Figura 4.30. Relación entre los momentos flectores 3D/2D con la rigidez "geométrica" del semirrecinto, distintos espesores de muro, y diferentes longitudes de semirrecinto, en terrenos sin cohesión y con 40 kPa de cohesión.

Todas las curvas anteriores reflejan:

- ◆ a mayor cohesión, menor influencia de la esquina.
- ◆ A mayor longitud de semirrecinto menor influencia de la esquina.
- ◆ A mayor cohesión y longitud de semirrecinto, menor influencia de la esquina.
- ◆ A mayor cohesión y longitud de semirrecinto, se pierde la transmisión del efecto de la esquina pero se mantiene una influencia generalizada de la esquina a lo largo de la longitud del semirrecinto.
- ◆ A menor cohesión y menor longitud de semirrecinto, mejor transmisión de la influencia de la esquina pero hasta un límite de rigidez geométrica ($x \cdot H$) de 150-200 m².

En general valores por debajo de 400 m² delimitan la zona de mayor influencia de la esquina.

4.4.7. Relación con una rigidez relativa del recinto 3D

Para poder sistematizar de forma ordenada el efecto que tiene la esquina en el cálculo de los momentos flectores de la pantalla en tres dimensiones, para discriminar la forma y alcance de dicha influencia tridimensional, se juzga necesario definir una nueva variable que intente recoger la influencia resistente y deformacional del terreno, la longitud del semirrecinto, el espesor de la pantalla y su deformabilidad, de los que depende. Se trata de una rigidez relativa de todo el sistema 3D, ya incoada en algún argumento proporcionado pero que pasa a definirse en este.

Medina (2007) para el estudio de cimentaciones superficiales, recoge la definición clásica de la rigidez relativa de una zapata según la expresión analítica:

$$K_r = \frac{1}{6} \cdot \left(\frac{1 - \nu_s^2}{1 - \nu_c^2} \right) \cdot \left(\frac{E_c}{E_s} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot T}{B} \right)^3 \quad (4.2)$$

Donde, los subíndices s y c hacen referencia al suelo y al hormigón, respectivamente; ν y E son el coeficiente de Poisson y el módulo elástico de dichos materiales y las variables T y B el espesor y la anchura de la cimentación, respectivamente. Valores de rigidez relativa cercanos a 0 indican una cimentación flexible y valores de K_r muy altos indican una cimentación rígida. Entre estos dos casos extremos se encuentra la realidad de las cimentaciones, es decir ninguna zapata real es totalmente flexible o completamente rígida. En todo caso sí está claro que la distribución de esfuerzos depende de la rigidez relativa.

Partiendo de este concepto, se ha creado una variable que se ha denominado rigidez relativa del semirrecinto 3D que intenta reproducir la rigidez del conjunto, bajo la siguiente expresión:

$$K_r = \left(\left(\frac{E_c}{E_s} \right) \cdot \left(\frac{10 \cdot T}{B} \right)^3 \right) + 6 \cdot \left(\frac{\gamma \cdot H}{5 + c + (\gamma \cdot H) \cdot \tan \phi} \right) \quad (4.3)$$

Dicha variable se encuentra formada por dos sumandos. El primero recuerda en parte a la expresión de rigidez relativa heredada de teoría de cimentaciones, pero en este caso T toma el valor del espesor de la pantalla y B la mitad de la longitud de

recinto; los subíndices c y s siguen haciendo referencia al hormigón y al suelo respectivamente. El segundo sumando corresponde a un cociente entre la tensión total dividida básicamente por la expresión del criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

De este modo cada modelo, con su espesor de pantalla, su longitud de semirrecinto correspondiente y sus características resistentes y deformacionales adquiere un valor de rigidez relativa del sistema 3D, K_r , constante.

Según la expresión anterior cuanto mayor sea la cohesión del terreno menor es la rigidez relativa que tiene el sistema. Los coeficientes escalares y términos independientes de la ecuación responden a la calibración de la ecuación realizada con los resultados obtenidos.

En la ecuación de la rigidez relativa del sistema 3D presentada, el peso del término resistente del terreno es grande en modelos largos y pequeño en modelos cortos; en los modelos de longitud media, está compensado.

Tomando las características geotécnicas de los terrenos indicados en la tabla 4.4, se exponen a continuación los resultados obtenidos de la comparación, entre modelos 3D de 20, 40 y 100 m de longitud de semirrecinto con los modelos numéricos en 2D y todo ello para espesores de pantalla de 0.60, 0.80 y 1.00 m.

Los valores de la rigidez relativa del sistema 3D, definida más arriba, se presentan en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8. Resultados de la rigidez relativa del sistema 3D, K_r , para los espesores de pantalla, longitudes de semirrecinto y tipo de terreno indicados.

	Espesor de la pantalla, e (m)									Longitud del modelo (m)
	0.6	0.8	1.0	0.6	0.8	1.0	0.6	0.8	1.0	
	Tipo de terreno									
	Malo			Medio			Bueno			
K_r sistema 3D	13.2	14.2	15.9	11.3	11.6	12.2	8.0	8.2	8.5	100
	24.9	41.8	69.8	15.5	21.6	31.6	9.9	12.7	17.2	40
	122	271	518	50.3	104	193	25.7	50.2	90.6	20

En las figuras 4.31 a 4.33 se representa, para valores constantes de la rigidez del sistema 3D K_r , la relación M_{3D}/M_{2D} en función de la distancia a la esquina adimensionalizada con la longitud del semirrecinto.

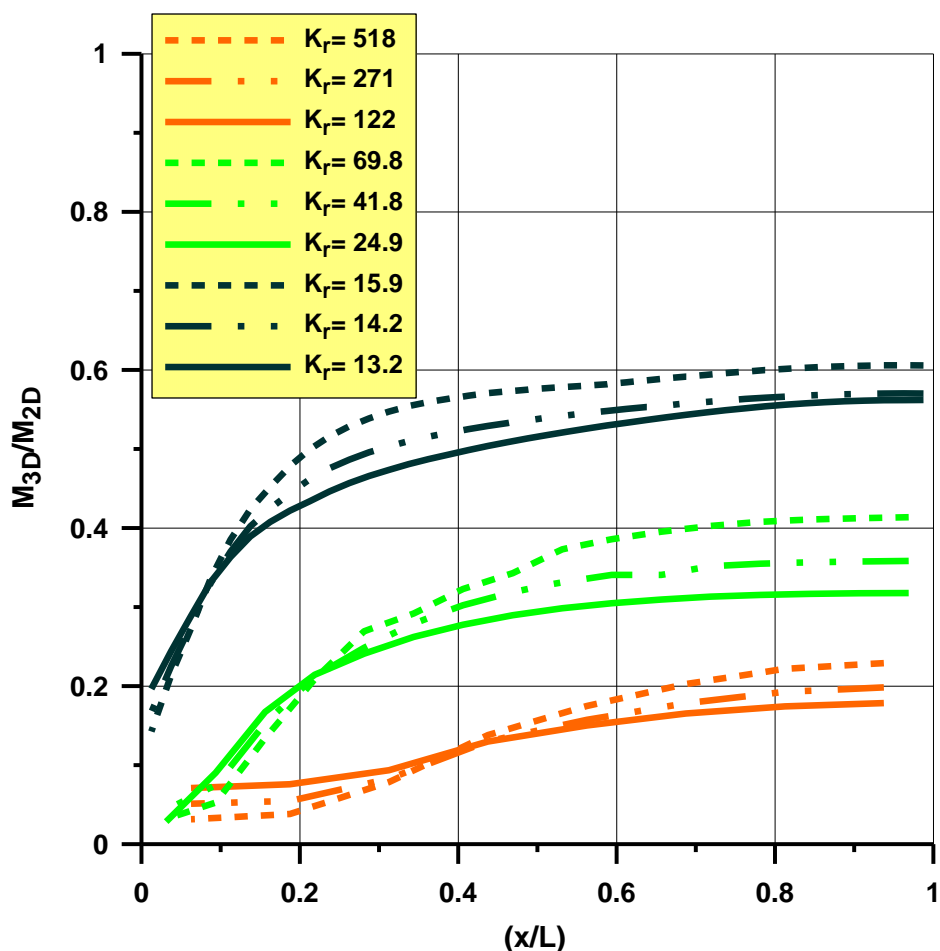


Figura 4.31. Evolución de la relación M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para rigideces relativas del sistema 3D en terreno malo.

El intervalo de rigidez relativa del sistema 3D en este tipo de terrenos es de gran longitud (13, 518). Para los modelos con rigideces relativas del sistema altas, la influencia de la esquina es muy clara, sin embargo no por ser el muro de mayor espesor, es decir la estructura más rígida se transmite mejor dicha influencia. Las diferencias de transmisión entre sistemas más flexibles y sistemas más rígidos son de entre 0.05-0.10 M_{3D}/M_{2D} . El intervalo de las diferencias M_{3D}/M_{2D} entre las secciones situadas en los extremos de los semirrecintos (el más alejado a la esquina y el más cercano a la misma) para todos los sistemas, es decir para pantallas de idéntica longitud pero distinto espesor, es de valores entre 0.2-0.4 M_{3D}/M_{2D} para todas las rigideces relativas del sistema 3D.

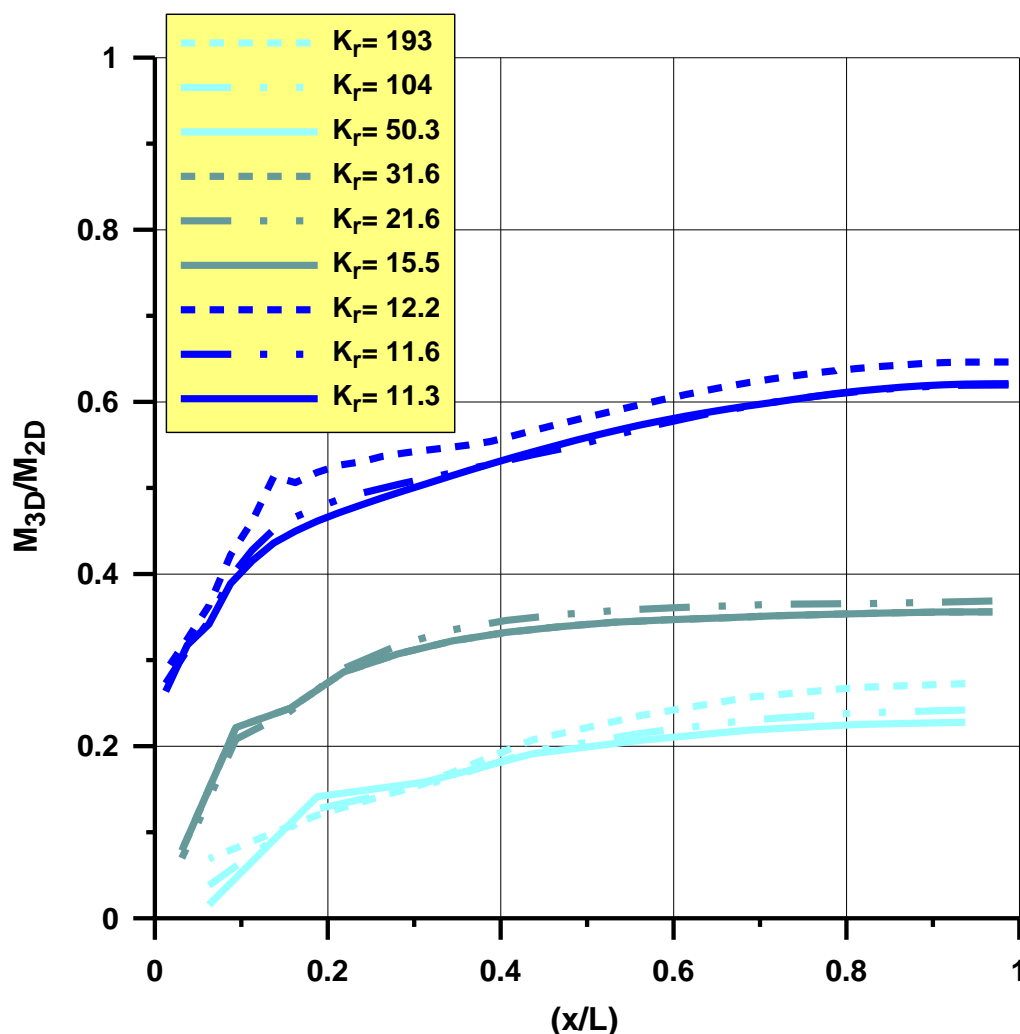


Figura 4.32. Evolución de la relación M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para rigideces relativas del sistema 3D en terreno medio.

El intervalo de rigidez relativa del sistema 3D (K_r) en este tipo de terrenos es de menor longitud (11, 193). La influencia de la esquina sigue siendo clara y no por ser la pantalla de mayor espesor se transmite mejor dicha influencia. Las diferencias de transmisión entre estructuras más flexibles y estructuras más rígidas, dentro de una misma longitud de semirrecinto, son de aproximadamente $0.05 M_{3D}/M_{2D}$.

El intervalo de las diferencias M_{3D}/M_{2D} entre las secciones situadas en los extremos de los semirrecintos (el más alejado a la esquina y el más cercano a la misma) para todos los sistemas, es decir para pantallas de idéntica longitud pero distinto espesor, es de valores entre $0.20-0.35 M_{3D}/M_{2D}$ para todas las rigideces relativas del sistema 3D.

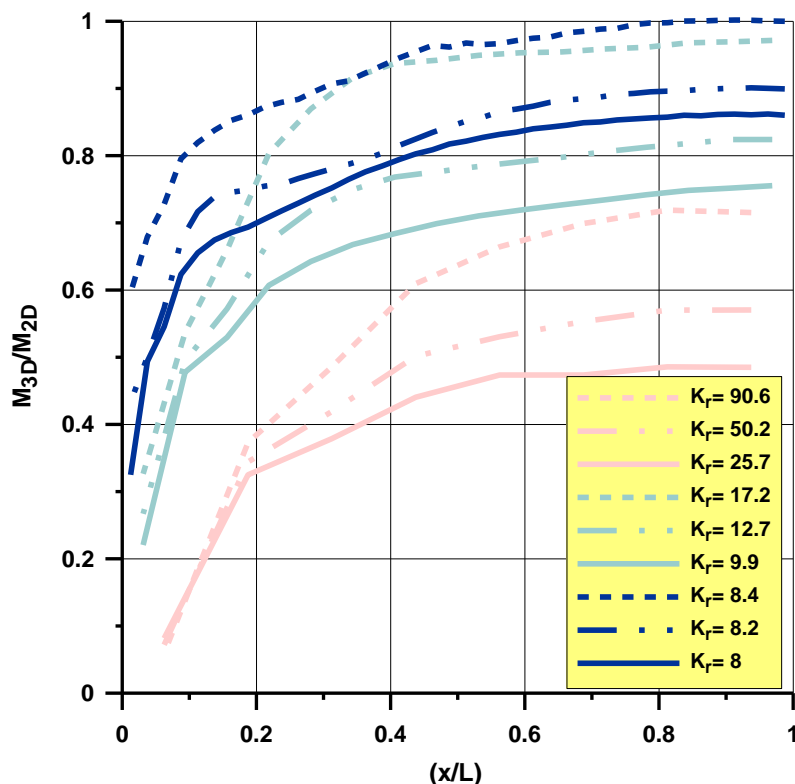


Figura 4.33. Evolución de la relación M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para rigideces relativas del sistema 3D en terreno bueno.

Los terrenos buenos presentan una rigidez relativa del sistema 3D menor que los terrenos malos y medios, concretamente $k_r=(8, 91)$. También presentan mayores diferencias M_{3D}/M_{2D} entre los distintos valores de K_r (es decir entre modelos más flexibles y más rígidos), del orden de 0.4-0.6.

Analizadas las tres figuras anteriores se puede concluir:

- ◆ Cuanto más flexible es el sistema 3D (rigidez relativa tendente a cero), para cualquier tipo de terreno, la relación M_{3D}/M_{2D} es mayor, sin embargo ésta decae a valores muy bajos desde distancias a la esquina de $L/5$ o $L/6$ y lo hace muy rápidamente, y desde valores altos, en terrenos buenos; por el contrario decae suavemente, y desde valores más bajos, en terrenos malos.
- ◆ En general la longitud del semirrecinto agrupa los resultados en conjuntos de tres curvas, en los distintos terrenos, donde los valores constantes de la rigidez del sistema 3D, K_r , decrecen al disminuir la influencia de la esquina, es decir los sistemas más flexibles son los que menos influencia de la esquina reciben.
- ◆ Si se analiza con detalle cada conjunto de tres curvas se observa la tendencia contraria en el decrecimiento de k_r indicada en el párrafo anterior

pero no en el comportamiento del sistema ($k_r \approx 0$, sistema flexible o con rigidez relativa baja, y $k_r \approx \infty$, sistema rígido o con rigidez relativa alta).

♦ Esta aparente contradicción va a permitir proponer una previsión de la evolución de M_{3D}/M_{2D} a lo largo de un semirrecinto, en función de la rigidez relativa del sistema 3D.

Realizando la media de cada conjunto de tres curvas procedentes de los modelos de la misma longitud, para cada tipo de terreno, se obtiene el intervalo de rigideces del sistema que las afecta (con una confianza del 100%), su curva promedio obtenida mediante regresión logarítmica y su coeficiente de ajuste.

De los nueve intervalos de rigidez relativa del sistema 3D y de las ecuaciones de gobierno que los rigen, se recogen en la figura 4.34 las salidas gráficas de los más representativos.

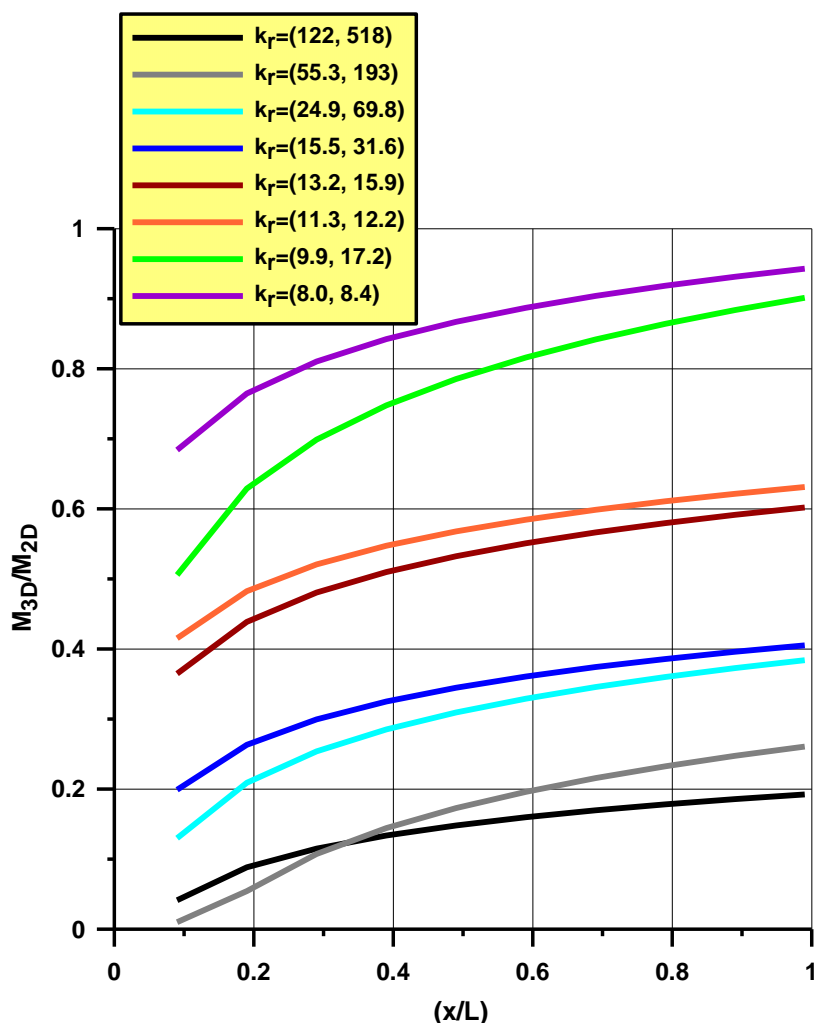


Figura 4.34. Evolución de la relación M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para diferentes rigideces relativas del sistema 3D.

En la anterior figura se observa que hay tres pares de curvas muy similares y aplicables a intervalos de K_r también muy similares. Por ello, se realiza el promedio de dichas curvas y se aplican a cada intervalo de K_r con un 100% de confianza. El resultado se muestra en la figura 4.35.

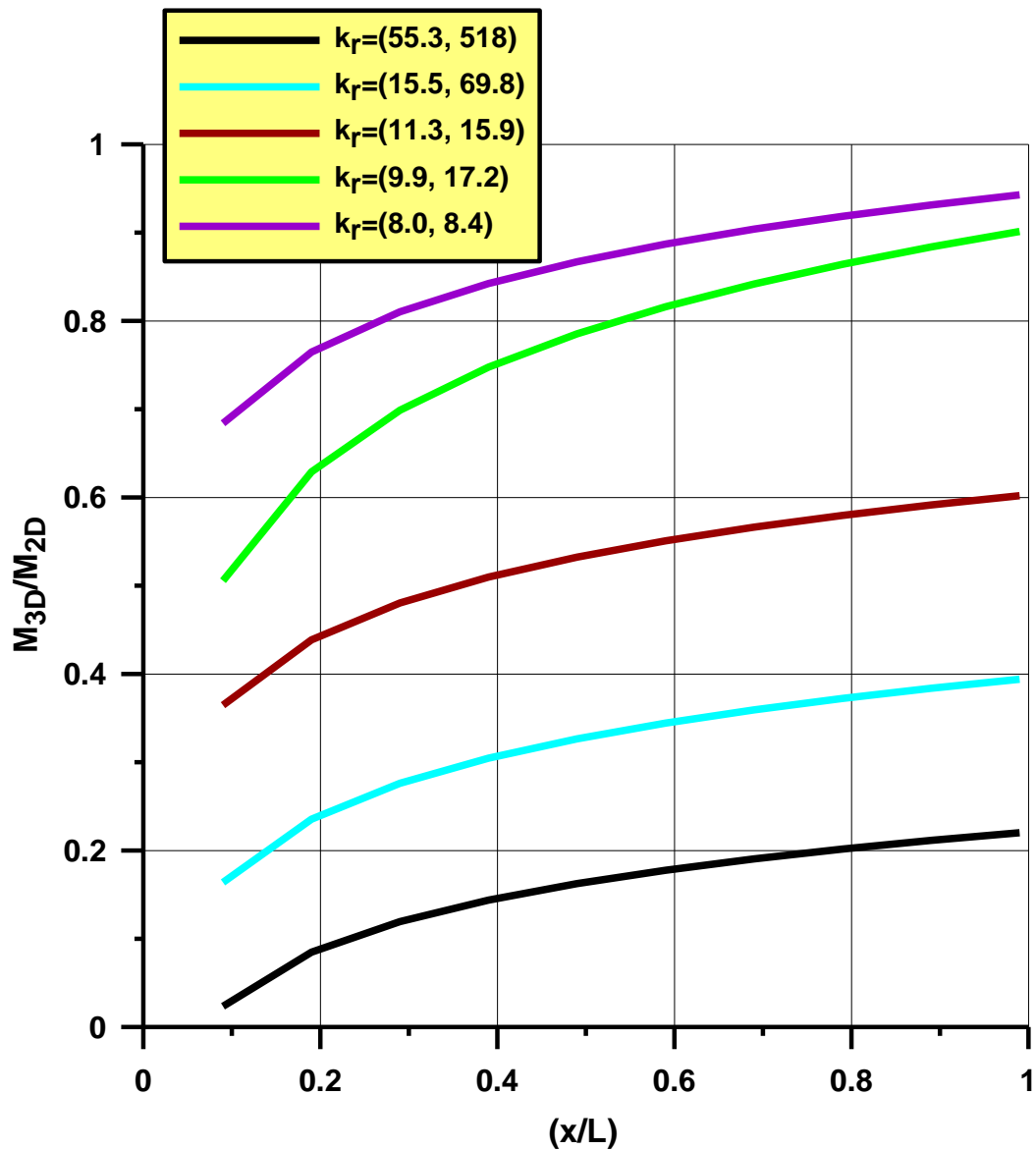


Figura 4.35. Evolución de la relación M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para diferentes rigideces relativas del sistema 3D, agrupando curvas similares.

Dado que los intervalos de rigideces se solapan en los extremos, se proponen unos nuevos intervalos de K_r , con una confianza superior al 90%. Su representación gráfica se muestra en el ábaco de la figura 4.36.

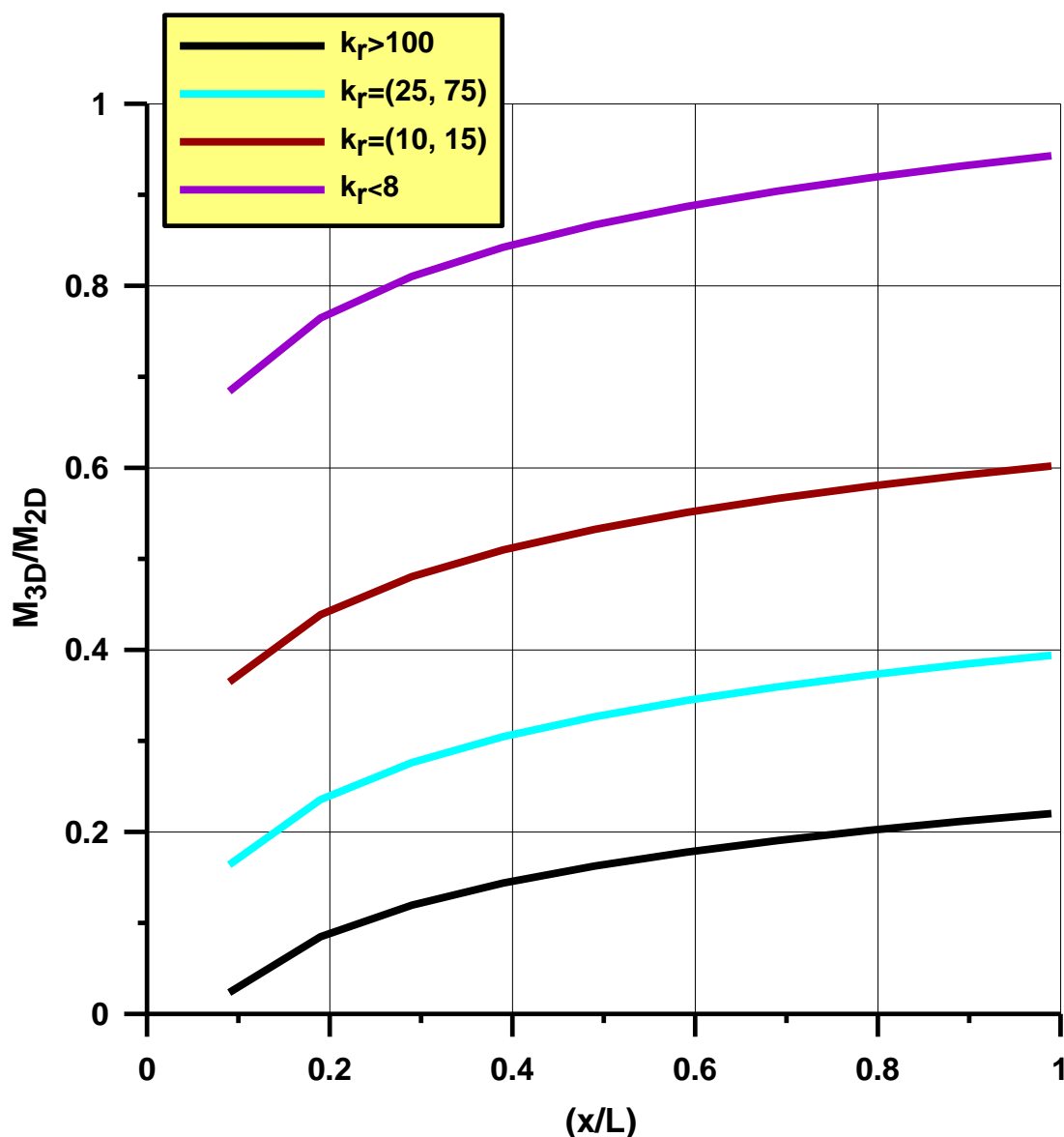


Figura 4.36. Ábaco propuesto de evolución M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para diferentes rigideces relativas del sistema 3D.

Como puede observarse hay intervalos de K_r para los cuales no se ha obtenido ninguna curva en el ábaco anterior. Dichas curvas se obtienen mediante interpolación lineal entre las curvas superior e inferior a dichos intervalos. Una vez obtenidas se propone trabajar exclusivamente con el valor central de dicho intervalo, de forma que se alcanza la figura 4.37 como ábaco final, con una confianza superior al 90%. Para valores de k_r entre los definidos por las curvas del ábaco se deberá interpolar linealmente entre la inmediatamente superior e inferior.

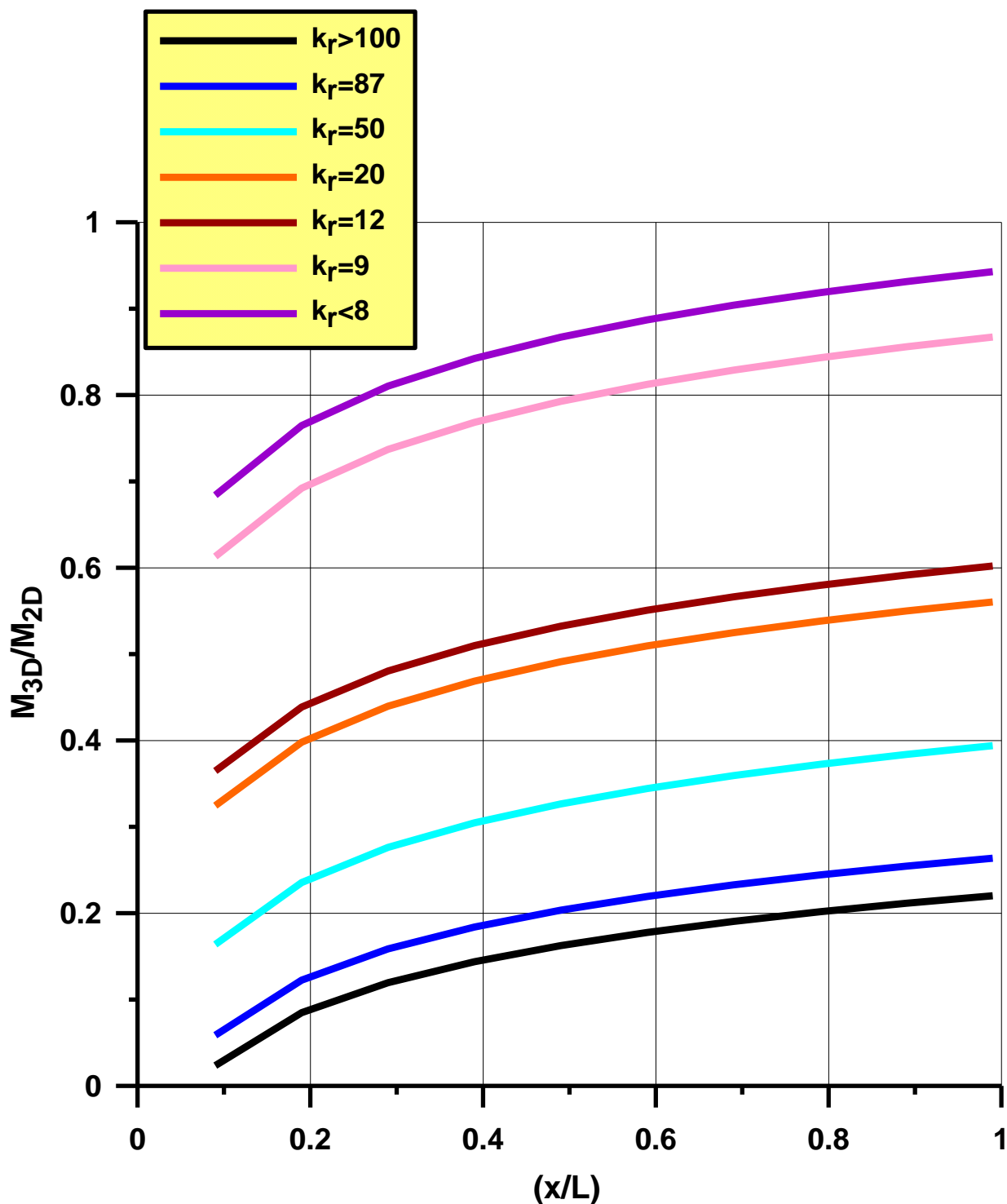


Figura 4.37. Ábaco propuesto de evolución M_{3D}/M_{2D} con la distancia a la esquina, para todo el espectro de diferentes rigideces relativas del sistema 3D.

De este modo conociendo la rigidez relativa del sistema 3D, se propone de forma aproximada la reducción de momentos flectores que tiene lugar en un semirrecinto tridimensional provocada por la influencia de la esquina.

4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

1. En análisis 2D, no existe una identificación entre los esfuerzos obtenidos mediante modelos elastoplásticos y mediante modelos numéricos en diferencias finitas. Son ligeramente mayores los esfuerzos obtenidos con RIDO que con FLAC3D, siendo las diferencias entre ambos del 7-15%. La diferencia radica en el modelo matemático que intenta resolver el problema. Concretamente RIDO combina el modelo elástico con el de muelles, acotando los esfuerzos máximos al porcentaje de desarrollo de los estados activo y pasivo que se alcancen, mientras que con FLAC3D el problema se resuelve obteniendo las tensiones en todas las zonas de la pantalla, suponiendo una variación lineal de la misma entre las zonas situadas a la misma profundidad, y aproximando el valor del momento mediante la aplicación de la fórmula de Navier.

2. Al comparar las cargas que alcanzan los anclajes en los modelos numéricos en dos y tres dimensiones, se observa que conforme aumenta el espesor del muro disminuye la carga de los anclajes. A la vez la carga de los anclajes disminuye al acercarse éstos a la esquina y adquiere una forma asintótica más allá de la influencia de la esquina. La variación de carga de estos elementos en los modelos 3D se ajusta a curvas logarítmicas. La relación de carga máxima Q_{3D}/Q_{2D} de anclaje entre para las diferentes longitudes de semirrecinto, en todas las fases constructivas, se sintetizan en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9. Resultados de la variación de carga de anclaje, más allá de la zona de influencia de la esquina, entre modelos 3D y 2D.

Longitud semirrecinto, L (m)	Longitud de influencia de la esquina	Porcentaje carga anclajes, Q_{3D}/Q_{2D} (%)
50	$0.4 \cdot L$	70-100
25	$0.5 \cdot L$	38-80
10	$1 \cdot L$	10-25

El empotramiento en los casos estudiados tiene una influencia del 1-7% en la carga máxima de cada fila de anclajes, tanto en los modelos 2D como en los modelos 3D.

3. En cuanto al análisis de los momentos flectores, atendiendo a los resultados absolutos 3D y 2D, se observa que el máximo momento flector en pantallas de espesor 0.60 m es siempre menor que el máximo momento flector que se obtiene en pantallas de espesor 1.00 m.

Cuanto mayor es la longitud del semirrecinto, menor es la diferencia entre el momento flector calculado en la sección más alejada de la esquina del semirrecinto y

el calculado con el modelo bidimensional que resulta de valor superior; esta diferencia, y la evolución de la misma a lo largo del semirrecinto, depende básicamente del tipo de terreno.

Las relaciones M_{3D}/M_{2D} aumentan con la longitud del semirrecinto para todas las secciones y el modo en que lo hacen depende del tipo de terreno.

En los modelos 3D, en los semirrecintos pequeños (10-20 m de longitud) la influencia de la esquina alcanza hasta la sección más alejada del semirrecinto. Para semirrecintos de longitud intermedia (30-50 m de longitud) la influencia de la esquina llega hasta una distancia relativa de un 40-50% de la longitud del semirrecinto y finalmente en los semirrecintos de gran longitud (60-100 m de longitud), en general el momento que se obtiene en el extremo es igual al que se obtiene en el centro del semirrecinto, y la influencia de la esquina se circunscribe entorno a longitudes relativas del 30-40% de la longitud total del semirrecinto medidas desde la esquina.

Atendiendo a los valores M_{3D}/M_{2D} obtenidos a una distancia L y $L/2$ de la esquina, los momentos en 3D tienden a los que se obtienen en 2D con mayor o menor rapidez en función del tipo de terreno, concretamente en terrenos buenos lo hacen con mayor rapidez que en terrenos malos.

Para todas las secciones y para cualquier tipo de terreno, existe una tendencia decreciente en las curvas M_{3D}/M_{2D} conforme la sección instrumentada se acerca a la esquina del semirrecinto.

A mayor espesor de muro, la estructura es más rígida, el momento flector que se desarrolla es mayor y se transmite mejor la influencia de la esquina pero esta transmisión depende del tipo de terreno. Así en terrenos malos se observa este hecho en las zona de mayor influencia de la esquina; en terrenos medios sólo se aprecia en dichas zonas para modelos pequeños y en terrenos buenos ya no se desarrolla debido a las propiedades del terreno. En la Tabla 4.10 se resumen los resultados obtenidos para los distintos espesores y longitudes de muro, en distintos terrenos.

Para todo tipo de terrenos, desde la esquina hasta una distancia a la esquina del 40% de la longitud del semirrecinto, se producen las mayores reducciones en la flexión en 3D respecto a los modelos 2D por efecto de la esquina y estas son del orden de 0.15-0.20 M_{3D}/M_{2D} . Por el contrario, en general entre el 40-100% de la distancia a la esquina, los valores M_{3D}/M_{2D} tienden a valores asintóticos.

Tabla 4.10. Resultados de la relación M_{3D}/M_{2D} en distintos terrenos a una distancia aproximada de L y L/6 de la esquina.

Distancia desde la sección instrumentada hasta la esquina	M_{3D}/M_{2D}					
	Terreno bueno		Terreno medio		Terreno malo	
	L=100 m	L=10 m	L=100 m	L=10 m	L=100 m	L=10 m
L	0.86-1.00	0.48-0.72	0.62-0.65	0.10-0.12	0.56-0.61	0.07-0.09
L/6	0.69-0.89	0.33-0.37	0.45-0.51	0.02-0.03	0.41-0.45	0.01-0.03

4. La variación de la densidad relativa, para cualquier tipo de terreno, espesor de muro y longitud de semirrecinto, tiene una influencia inferior al 10% en la relación M_{3D}/M_{2D} .

5. La cohesión tiene una influencia grande en el efecto M_{3D}/M_{2D} . Para todas las cohesiones estudiadas, en semirrecintos pequeños de 10 m de longitud la relación M_{3D}/M_{2D} en el extremo ,L, se sitúa entre 0.10-0.20 y 0.05-0.10 en las proximidades de la esquina, en L/6; mientras que en los semirrecintos grandes se sitúa en L entre 0.58-0.90 y en L/6 entre 0.40-0.65, correspondiendo los valores extremos de dichos intervalos a las cohesiones inferior y superior estudiadas.

Si se fija la longitud del semirrecinto y se varían los espesores de pantalla, las diferencias M_{3D}/M_{2D} entre los distintos espesores de pantalla se indican en la tabla 4.11.

Tabla 4.11. Resultados de la variación de M_{3D}/M_{2D} en los extremos de los semirrecintos, entre pantallas de distinto espesor.

Tipo de terreno	$\Delta(M_{3D}/M_{2D})$	
	L	L/6
Sin cohesión	0.15-0.20	0.01-0.02
Con cohesión moderadamente firme	0.2	0.12

6. Se genera otra nueva variable que se ha denominado rigidez "geométrica" del semirrecinto formada por el producto entre la longitud a la esquina de cada sección instrumentada, x, y la altura de la pantalla, H; tiene un valor relativo dado que no refleja de forma óptima la reducción del fenómeno M_{3D}/M_{2D} ocasionado por la esquina. En general el valor de 400 m² delimita la zona de mayor influencia de la

esquina y el valor 150-200 m² la mejor transmisión de rigideces relativas estructurales (no rigideces relativas del sistema 3D).

7. Se propone una nueva variable, la rigidez relativa del sistema 3D, en función del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, que permite predecir de forma aproximada la reducción de momentos flectores que tiene lugar en un semirrecinto tridimensional provocada por la influencia de la esquina para cualquier tipo de terreno, espesor de estructura y longitud de semirrecinto. El resultado se plasma en la obtención de un ábaco donde las curvas son regresiones de tipo logarítmico y los intervalos de aplicación de las mismas presentan una confianza superior al 90%.

A igualdad de espesor de muro y de distancia a la esquina, los terrenos buenos presentan rigideces relativas del sistema 3D menores que los terrenos malos. Para todas las longitudes de semirrecinto, en terrenos malos, las distancias próximas a la esquina se encuentran completamente influenciadas por el arriostramiento de la esquina, sin embargo en terrenos buenos dicha influencia resulta menor que en los terrenos malos, debido a que cuanto más flexible es el sistema menos influencia tiene la esquina sobre la flexión y su transmisión en tres dimensiones.

Los valores absolutos de la variación M_{3D}/M_{2D} dependen del valor de la rigidez relativa del sistema 3D, K_r . Sin embargo, para cualquier valor de K_r , la variación M_{3D}/M_{2D} , entre la sección más alejada de la esquina, la situada a una longitud L , y la situada próxima a la esquina, a una longitud $L/10$, es de aproximadamente 0.20-0.26.

La rigidez relativa del sistema 3D, K_r , se juzga que es la variable que mejor representa el efecto tridimensional de la reducción M_{3D}/M_{2D} que provoca la esquina de los semirrecintos apantallados.

5. CONCLUSIONES

1. Cuanto mayor es el porcentaje de movilización del empuje pasivo en el intradós, mayor semejanza existe en los resultados de cortantes y flectores de una pantalla calculada bien por métodos tensión-deformación (RIDO), bien con métodos de equilibrio límite, llegando prácticamente a la igualdad de resultados. Esta circunstancia se da en terrenos granulares dado que las condiciones de equilibrio límite permiten movilizar entre 60-90% del empuje pasivo en el intradós; los esfuerzos suelen ser ligeramente inferiores en RIDO. En terrenos cohesivos, existe una gran variabilidad de los resultados debido a las tracciones que impone la cohesión y a la baja movilización del estado pasivo; en estos casos los esfuerzos obtenidos mediante RIDO son bastante menores a los de los métodos clásicos.

2. Para los terrenos estudiados, los momentos flectores calculados con RIDO y calculados con los modelos bidimensionales de FLAC3D, para discretizaciones en las mallas de elementos finitos exigentes y errores admitidos en el cálculo bajos, son similares siendo ligeramente superiores en RIDO (7-15%). Sin embargo, discretizaciones exigentes y errores de cálculo admisibles muy bajos, hacen inaplicables, desde el punto de vista práctico, la resolución de modelos 3D donde el factor de la esquina resulte determinante en la reducción de los momentos flectores y en la carga de los anclajes.

3. En base a todos los distintos tipos de terreno, longitudes de recinto y espesores de pantalla estudiados con FLAC3D, se propone un ábaco que representa la variación de momentos flectores, M_{3D}/M_{2D} , a lo largo del recinto 3D sin necesidad de tener que realizar modelos numéricos en 3D, ni invertir un elevado tiempo de cálculo. Para ello se propone una nueva variable, K_r , denominada rigidez relativa del sistema 3D, que permite clasificar los recintos apantallados según la rigidez del conjunto 3D. Esta nueva variable tiene en cuenta tanto la rigidez relativa de la estructura respecto al terreno y las dimensiones del recinto, como la relación entre el peso de tierras en el pie de la pantalla y la tensión de rotura del terreno, según el criterio de rotura de Mohr-Coulomb. Las mayores rigideces relativas del sistema 3D, se corresponden con terrenos sin cohesión, pantallas de gran espesor, y longitudes de recinto pequeñas.

4. El empotramiento de la pantalla por un lado y por otro el ángulo de rozamiento interno y la densidad relativa del terreno, tienen una influencia baja en la disminución de los momentos flectores originados por la existencia de la esquina del recinto. El espesor de muro, la longitud del recinto, la cohesión y módulo de deformación del terreno son los parámetros que más influyen tanto en la extensión de la zona de influencia de la esquina, como en la ley de variación de la propagación de dicha influencia a lo largo del recinto.

5. Como líneas futuras de investigación se consideran, por un lado, el aumento del número de casos de estudio, continuando la comparación entre modelización numérica en 2D y en 3D realizada, lo cual permitiría ajustar las curvas de reducción de momentos con mayores porcentajes de confianza a los obtenidos, la elaboración de distintos ábacos para distintas situaciones geotécnicas, etc; y por otro lado, tendría también gran interés el contraste de los resultados procedentes de instrumentación de obras con el ábaco propuesto, ello permitiría la verificación empírica de la teoría propuesta o la introducción de ajustes y correcciones de la misma.

6. REFERENCIAS

1. Addenbrooke , T.I., Potts, D.M. and Dabee, B. (2000). Displacement flexibility number for multipropped retaining wall design. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering (ASCE)*, Vol. 126, nº8, pp. 718-726.
2. Arozamena Cagigal, P., (2012): Comportamiento del terreno durante las obras de construcción de la Línea 1 del Metro de Sevilla en los tramos de túnel entre pantallas y en las estaciones subterráneas. Tesis Doctoral. Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno, Universidad de Sevilla, pp. 358.
3. Ayuso J., et al., (2010). Cimentaciones y estructuras de contención de tierras. Editorial Bellisco, pp. 499.
4. Bazin, E. y Schmitt, P. (2001). Analyse des mesures de deformation des parois moulées du métro du Caire. Proc. XV ICSMFE, Estambul, Balkema Publishers, nº2, pp.1081-1084.
5. Beadman D., Bailey, R., Roberts, T. Welman, S., Thurlow, P. Y Fauschou, M. (2001). The Copenhagen Metro. Observational method at Norreport station. Proc., Institute of civil Engineering, Issue 4, pp. 231-236.
6. Becci, B. Y Nova, R., (1987). Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie. *Revista Italiana di Geotecnica*, Vol. 21, nº 1, pp. 33-47.
7. Berger D.J. y Tryon S.O. (1999). Approach to designing structural slurry wall. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering (ASCE)*, Vol.127, nº2, pp.194.
8. Bjerrum, L. y Eide, O. (1956). Stability of structured excavations in clay. *Géotechnique*, Vol. 6, nº1, pp. 32-47.
9. Bolt, A.F., Dembicki, E., y Horodecki, G.A. (1996). The failure mechanism of a trench wall caused by additional soil pressure. *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*, Mair and Taylor editors, pp. 63-69.
10. Bolton M.D. y Stewart, D.I. (1994). The effect on propped diaphragm walls of rising groundwater in stiff clay. *Géotechnique*, Vol 44, nº1, pp. 111-127.
11. Boone S.J. (2005). Analysis of wall and ground movements due to deep excavations in soft soil based on a new worldwide database. *Soils and foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol. 45, nº4, pp. 165-166.

12. Bowles, J.E. (1996). Foundation analysis and design. 5th edition. Mc.Graw-Hill Book Company, New York, pp. 1230.
13. Calavera, J. (2001). Muros de contención y muros de sótano. 3ª edición, Ediciones INTEMAC, pp. 213-216 y pp. 219-220.
14. Carder, D.R. (1995). Ground movements caused by different embedded retaining wall construction techniques. Transport. Res. Lab. Rep. 172, Berkshire, U.K.
15. Carruba, P., y Colonna, P. (2000). A comparison of numerical methods for multi-tied walls. Computers and Geotechnics, nº 27, pp. 117-140.
16. Castillo Ron, E. (1973). Sobre la influencia de las deformaciones en el comportamiento de pantallas continuas de hormigón. Tesis Doctoral. ETSICCP, Universidad Politécnica de Madrid.
17. Chang J.D., y Wong K.S., (1996). Apparent pressure diagram for braced excavations in soft clay with diaphragm wall. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Mair and Taylor editors, pp. 87-92.
18. Clayton C.R.I. y Bica A.V.D. (1995). The design of diaphragm-type boundary total stress cells. Géotechnique, Vol. 45, nº2, pp. 349-351.
19. Clough, G.W. y Reed, M.W. (1984). Measured behaviour of braced wall in very soft clay. Journal of Geotechnical Engineering (ASCE), Vol. 110, nº1, pp. 1-19.
20. Clough, G.W. y Th.D.O'Rourke (1990). Construction induced movements on in situ walls. In proceedings, design and performance of earth retaining structures, ASCE special conference, Ithaca, New York, pp. 439-470.
21. Código Técnico de la Edificación (2006). "Parte II, DB-SE- Cimientos". Ministerio de Vivienda, Madrid, pp. 968.
22. Das, B.M. (2001). Principios de ingeniería de cimentaciones, 4ª edición, International Thomson Editores, México D.F., pp. 862.
23. Day R.A. y Potts, D.M. (1998). The effects of interface properties on retaining wall behavior. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 22, pp. 1021-1033.
24. Delattre, L. (2000). A siècle d'écrans de soutènement. Revue bibliographique sur l'évolution des techniques. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, nº 227, pp-51-61.

25. Delattre, L. (2001). A century of design methods of retaining walls. The French point of view. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, nº 234, pp. 33-52.
26. De la Fuente, P. (2006). Empuje de tierras. Análisis teórico. VI Jornadas sobre sistemas de sostenimientos actuales, Universidad de Burgos, Burgos (España).
27. De Moor E.K., (1995). An analysis of bored pile/diaphragm wall installation effects. Géotechnique, Vol. 45, nº4, pp. 753-755.
28. El-Razek E.A. (1999). New method for construction of diaphragm walls. Journal of Construction engineering and management, Vol. 125, nº 4, pp. 233-241.
29. García de la Oliva, J.L. (2002). Criterios del Código técnico de la edificación. 2ª Jornada técnica AETESS. Muros en el ámbito urbano, Madrid, pp. 37.
30. Goh, A.T.C. (1994). Estimating basal-heave stability for braced excavations in soft clay. Journal of Geotechnical Engineering (ASCE), Vol. 120, nº8, pp. 1430-1436.
31. González Caballero, M., (2001). El terreno. Edicions de la Universitat Politècnica de Catalunya S.L., Barcelona, pp. 309.
32. Gourvenec, S.M., Powrie, W., Lacy, M., y Stevenson, M. (1996). Observation of diaphragm wall movements in lias clay during construction of the A4/A46 bypass in Bath, Avon. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Mair and Taylor editors, pp. 143-147.
33. Gouvernec S.M. y Powrie W. (1999) : Three-dimensional finite-element analysis of diaphragm wall installation. Géotechnique, Vol. 49, nº6, pp. 801-823.
34. Hashash, M.A. y Whittle, A.J. (1996). Ground prediction for deep excavations in soft clay. Journal of Geotechnical Engineering (ASCE), Vol. 122, nº6, pp. 474-486.
35. Inaoue, T.; Nishi, M.; Kanaoka, Y. ; Iwaki, M. ; Uekurri, M.; Ishikawa, K.; Yegashi, K.; Uchida, A. & Kikuchi, H. (2000). Ground Bottom Heave due to Large and Deep Excavation. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Kusakabe, Fujita & Miyazaki Editors, Balkema, Rotterdam, pp. 653-659.
36. Itasca Consulting Group, Inc., (2005). Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC3D version 3.0), User's Guide, 4th edition, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, pp. 954.
37. Jiménez Salas, J.A *et al.* (1980). *Geotecnia y cimientos*. Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la Geotecnia. Vol. III (2 tomos), Editorial Rueda, Madrid, pp. 2115.

38. Jiménez Salas, J.A et al. (1981). Geotecnia y cimientos. Mecánica del suelo y de las rocas. Vol. II, Editorial Rueda, Madrid, pp. 1188.
39. Justo, J.L., Rodríguez, C. y Jaramillo, A. (1994). Un programa de ordenador para el cálculo de pantallas. Revista de Ingeniería civil, nº95, pp. 47-52.
40. Karlsrud, K. (1986). Performance monitoring in deep supported excavations in soft clay. Proc. 4th Int. Geo. Seminar, Field Instrumentation and in situ measurement, Nayang Technological institute, Singapure, pp. 187-202.
41. Katzenback, R., Arslan, U. y Moormann, Chr. (2000). Soil-structure interaction of deep excavations in urban environment. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, kusakabe, Fujita y Miyazaki Editors, Balkema, Rotterdam, pp. 523-529.
42. Lings, M.L., Nash, D.F.T. y Benson, B.C.H. (1999). Performance of diaphragm wall constructed using top-down method. Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering (ASCE), Vol. 125, nº12, pp. 1100-1101.
43. Long, M. (2001). Database for retainig wall and ground movement due to deep excavations. Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering (ASCE), Vol. 127, nº3, pp. 203-224.
44. Madrid, A. (2004). Análisis y cálculo de pantallas I. Modelos de análisis. Pantallas continuas. Curso proyecto y construcción de pantallas continuas y de pilotes, Unidad 4, GATE, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, pp. 41.
45. Marchetti, S. y Mónaco, P. (2004). Evaluation of the coefficient of subgrade reaction for design of multipropped diaphragm walls for DMT moduli. Second International Conference on Site (I.C.S.2), Porto-Portugal, Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Vol. 1, Rotterdam, pp. 993-1002.
46. Masrouri, F., y Kastner, R. (1993). Anchored flexible retaining walls experiments on models : calculatio by the reactio modulus method. Retaining structures. Thomas Telford, London, pp. 807-815.
47. Masuda, T. (1996). A study of empirical correlation for lateral deflection of diaphragm walls in deep excavations. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, Mair and Taylor Editors, Balkema, Rotterdam, pp. 167-172.

48. Matsumoto, K.; Horio, K.; Kikuchi, Y. & Yaegashi, K. (2000): A case of Braced Excavation in Bangkok Clay. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Kusakabe, Fujita & Miyazaki Editors, Balkema, Rotterdam, pp. 543-548.
49. Medina, L., Gallego, A., (2007). *Apuntes de Ingeniería del Terreno II*. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidade da Coruña. Editorial Luis Medina Rodríguez, La Coruña, pp. 510.
50. Modaressi, A. y Vossoughi, K.C. (2000): Use of numerical modelling in retaining wall design. *Geocology and Computers* (Yufin, S.A. Ed) Proceeding of the 3rd International Conference on Advances of Computer Methods In Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering (*Geocology and Computers*), (Moscow), A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 327-332.
51. Monnet, A. (1994). Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements. *Revue Française de Géotechnique*, n°65, primer trimestre, pp. 6.
52. Moor, E.K. (1994). An analysis of bored/diaphragm wall installation effects. *Géotechnique*, Vol. 45, n°4, pp. 753-755.
53. Moor, E.K. y Stevenson M.C. (1996). Evaluation of the performance of a multi-propped diaphragm wall during construction. *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*, Mair and Taylor editors, Balkema, Rotterdam, pp. 111-116.
54. Ng, C.W.W., Simpson, B. y Nash, D.F.T. (1996). An approximate analysis of the three-dimensional effects of diaphragm wall installation. *Géotechnique*, Vol. 46, n°4, pp. 775-777.
55. Ng, C.W.W. y Yan R.W.N. (1998). Stress transfer and deformation mechanisms around a diaphragm wall panel. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering (ASCE)*, Vol. 124, n°7, pp. 638-648.
56. Ng, C.W.W. y Yan, R.W.M. (1999). Three-dimensional modeling of a diaphragm wall construction sequence. *Géotechnique*, Vol. 49, n°6, pp. 825-834.
57. Ng C.W.W., Rigby, D.B., Lei, G.H., y Ng, S.W.L. (1999). Observed performance of a short diaphragm wall panel. Vol. 49, n°5, pp. 681-694.
58. Ng C.W.W y Lei G.H. (2003). An explicit analytical solution for calculation horizontal stress changes and displacements around an excavated diaphragm wall panel. *Canadian geotechnical journal*, Vol. 40, n°4, pp. 780-792.

59. Oblozinsky P., Ugai K., Katagiri M., Saitoh K., Ishii T., Masuda T., Kuwabara K. (2001). A design method for slurry trench wall stability in sandy ground based on the elasto-plastic FEM. *Computers and geotechnics*, Vol. 28, nº2 , pp. 145-149.
60. O'Rourke, T.D. (1992). Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay. *Proc., Int. Conf, Retainig Struct., Thomas Telford, London*, pp. 657-686.
61. Oteo, C., (2004). *Obras Geotécnicas. Universidade da Coruña*, pp. 221.
62. Oteo, C., Rodríguez Ortiz, J., Serra, J., (1980). *Curso aplicado de cimentaciones. Ed. Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, Madrid*, pp. 266.
63. Oteo Mazo, C., Rodríguez Ortiz, J. y Melis, M. (2003). Criterios de diseño de pantallas continuas en la ampliación del Metro de Madrid. *Revista de Ingeniería civil*, nº 129, pp. 5-15.
64. Oteo Mazo, C., Rodríguez Ortiz, J. y Mendaña, F. (2003). Sobre los sistemas y parámetros geotécnicos de diseño en la ampliación del metro de Madrid. *Revista de Obras Públicas*, nº 3,429, pp. 49-67.
65. Ohde, J. (1938). Zur theorie des Erddruckes unter besonderer Berücksichtigung der Erddrukverteilung. *Die Bautechnik*, pp. 10-54.
66. Ou, C.Y., Hsieh, P.G. y Chiou, D.C. (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, nº5, pp. 758-767.
67. Ou & Hsieh (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavations. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, pp. 1004-1017.
68. Ou, C.-Y., Liao, J.-T. y Lin, H.-D. (1998). Perfomance of diaphragm wall constructed using top-down method. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering (ASCE)*, Vol. 124, nº9, pp. 798-808.
69. Paz-Curbera, J. (2004). Análisis de pantallas de pilotes. *Curso de proyecto y construcción de pantallas continuas y de pilotes, Unidad 4 y 5, GATE, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid*, pp. 33.
70. Peck, R.B. (1969). Deep excavation and tunneling in soft ground. *Proc., 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 225-290.

71. Poh T.Y. y Wong I.H. (1998). Effects of construction of diaphragm wall panels on adjacent ground: field trial. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering (ASCE)*, Vol. 124, nº8, pp. 749-756.
72. Poulos H.G. & Davis E.H. (1974). *Elastic Solutions for soils and rock mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 411.
73. Powrie W., Pantelidou H. y Stallebrass S.E. (1998). Soil stiffness in stress paths relevant to diaphragm walls in clay. *Géotechnique*, Vol. 48, nº4, pp. 483-494.
74. Powrie W., Pantelidou H. y Stallebrass S.E. (2001). Soil stiffness in stress paths relevant to diaphragm walls in clay. *Géotechnique*, Vol. 51, nº2, pp. 177-178.
75. Powrie W. y Kantartzi C. Ground response during diaphragm wall installation in clay: centrifuge model test. *Géotechnique*, Vol. 46, nº4, pp. 725-739.
76. Repnikov, L.N. (1967). Calculation of beams on an elastic base combining the deformative properties of a Winkler base and an elastic mass. Translated from *Osnovaniya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov*, nº6, pp. 4-6.
77. Robert Fages Logiciels (2013). RIDO (version 4.20), User Manual, Technical Annexes, Publications, Miribel, pp. 101.
78. Rigby D.B., Ng C.W.W, Lei G.H. y Ng S.W.L.Ng (1999). Observed performance of a short diaphragm wall panel. *Géotechnique*, Vol. 49, nº5, pp. 681-694.
79. Rodrigues, J.S.N. (1975). The development and application of a finite element program for the solution of geotechnical problems. Ph.D. Thesis. University of Surrey, Guilford, UK, pp. 508.
80. Rodríguez Liñán, C. (1985). Desarrollo de un método de cálculo de pantallas de hormigón armado y estudio comparativo con medidas experimentales, Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla, Sevilla, pp. 398.
81. Rodríguez Ortiz, J. (1995). Influencia de la rigidez de codales y anclajes sobre el comportamiento de pantallas in situ. *Revista Ingeniería Civil*, nº97, pp. 89-95.
82. Rodríguez Ortiz, J. (2000). Propiedades geotécnicas de los suelos de Madrid. *Revista de Obras públicas*, nº 3,405, pp. 59-84.
83. Rodríguez Ortiz, J. (2002). Algunos temas de interés en el diseño de muros pantalla. 2ª Jornada técnica SEMSIG-AETESS. Muros pantalla en el ámbito urbano, Madrid, pp. 15-35.

84. Rowe, P.W. (1952): Anchored Sheet-Pile Walls. Proceedings of the Institute of Civil Engineers. Vol. I, London, pp. 27-70.
85. Rowe, P.W., (1954). A stress-strain theory for cohesionless soil with applications on earth pressures at rest and moving walls. *Géotechnique*, Vol. 4, nº2, pp. 70-88.
86. Sanhueza Plaza, C.X., (2008): Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid. Tesis Doctoral. Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, pp. 515.
87. Schneebeli, G. (1974): "Muros Pantalla, Técnicas de realización, Métodos de Cálculo", Editores Técnicos Asociados S.A., Barcelona, pp. 221.
88. Sei, H. y Miyazaki, Y. (2000). Behavior and soil resistance of shaped cantilever diaphragm walls. *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*, kusakabe, Fujita y Miyazaki Editors, Balkema, Rotterdam, pp. 573-580.
89. Simon, B., (1995). Commentaires sur le choix des coefficients de réaction pour le calcul des écrans de soutènement. *Revue Française de Géotechnique*, nº71, pp. 3-10.
90. Som, N. (1995). General report on braced cuts. *Underground construction in soft ground*, Fujita & kusakabe Editors, Balkema, Rotterdam, pp. 3-13.
91. Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 511.
92. Terzaghi, K. (1955). Evaluation of coefficients of subgrade reactions. *Geotechnique*, Vol. 5, pp. 297-326.
93. Thorley C.B.B. y Forth R.A. (2002). Settlement due to diaphragm wall construction in reclaimed land in Hong Kong. *Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering (ASCE)*, Vol. 128, nº6, pp. 473-478.
94. Tsai J.S. (2000). A full-scale stability experiment on a diaphragm wall trench. *Canadian geotechnical journal*, Vol. 37, nº2, pp. 379-392.
95. Tschbotarioff, G.P. (1948). Determination from bending strain measurements of the distribution of Lateral earth pressures against model flexible bulkheads. *Géotechnique*, Vol. 1, nº12, pp. 98-111.
96. Turabi, D.A. y Balla, A. (1968). Distribution of earth pressure on sheet pile walls. *Journal of soil mechanics and foundations (ASCE)*, Vol. 94, nº6, pp. 1271-1301.

97. Wit, J.C.W.M., Roelands, J.C.S. y Kants, M. (2000). Full scale test on environmental impact of diaphragm wall trench excavation in Amsterdam. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, kusakabe, Fujita y Miyazaki Editors, Balkema, Rotterdam, pp. 723-730.
98. Uriel, A. (1996). Pantallas, tablestacas y entibaciones. Diseño. Simposio sobre estructuras de contención de terrenos, Santader, pp. 179-204.
99. Wong, I.H., Poh, T.Y. y Chuah, H.L. (1997). Performance of excavations for depressed expressway in Singapore. Journal of Geotechnical and geoenvironmental engineering (ASCE), Vol. 123, nº7, pp. 617-625.
100. Xanthakos, P.P. (1979). *Slurry walls*. McGraw-Hill, New York, pp. 622.