

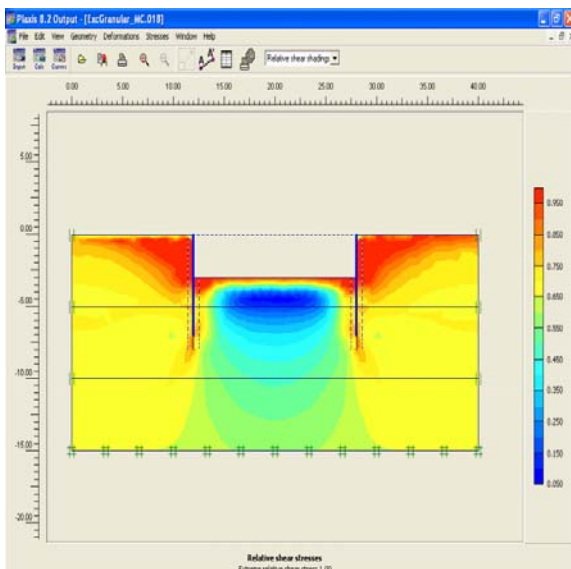


UNIVERSITAT POLITÈCNICA
DE CATALUNYA
BARCELONATECH

Tesis Doctoral

LA EXCAVACIÓN URBANA Y LOS EDIFICIOS VECINOS

LIBRO I



Doctorando

David Garcia Carrera

Dirigida por

Dr. Robert Brufau i Niubó

Dr. Eduardo Alonso P.de Ágreda

Barcelona, Junio 2015

Programa de doctorado

TECNOLOGIA EN L'ARQUITECTURA, EDIFICACIÓ I URBANISME

ETSAV



Departament d'Estructures a l'Arquitectura
Secció d'Estructures



Acta de calificación de tesis doctoral

Curso académico:

2014/2015

Nombre y apellidos

DAVID GARCIA CARRERA

Programa de doctorado

DOCTORADO EN TECNOLOGÍA DE LA ARQUITECTURA, EDIFICACIONES Y URBANISMO

Unidad estructural responsable del programa

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS EN LA ARQUITECTURA (EA-716)

Resolución del Tribunal

Reunido el Tribunal designado a tal efecto, el doctorando / la doctoranda expone el tema de la su tesis doctoral titulada

LA EXCAVACIÓN URBANA Y LOS EDIFICIOS VECINOS

Acabada la lectura y después de dar respuesta a las cuestiones formuladas por los miembros titulares del tribunal, éste otorga la calificación:

NO APTO

APROBADO

NOTABLE

SOBRESALIENTE

(Nombre, apellidos y firma)		(Nombre, apellidos y firma)	
Presidente/a		Secretario/a	
(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)	(Nombre, apellidos y firma)
Vocal	Vocal	Vocal	Vocal

_____, _____ de _____ de _____

El resultado del escrutinio de los votos emitidos por los miembros titulares del tribunal, efectuado por la Escuela de Doctorado, a instancia de la Comisión de Doctorado de la UPC, otorga la MENCIÓN CUM LAUDE:

SÍ

NO

(Nombre, apellidos y firma)		(Nombre, apellidos y firma)	
Presidente de la Comisión Permanente de la Escuela de Doctorado		Secretario de la Comisión Permanente de la Escuela de Doctorado	

Barcelona a _____ de _____ de _____

Tesis Doctoral

La excavación urbana y los edificios vecinos

Doctorando

David Garcia i Carrera

Dirigida por

Dr. Robert Brufau i Niubó

Dr. Eduardo Alonso Pérez de Ágreda

Barcelona, Junio 2015

A tu, Gemma
I a vosaltres Laura i Judith

AGRADECIMIENTOS

Robert Brufau y Eduardo Alonso, Directores de la Tesis

En general a todos los compañeros del Departamento de Estructuras, pero muy especialmente a Jaume Torrents y a Joan Ramon Blasco.

A Jordi Maristany jefe del Departamento de Estructuras.

A los compañeros de Mecánica del suelo, Jordi Payola, Albert Albareda, Jaume Alentorn y Carles Jaén.

A todos mis compañeros de Bis Arquitectes, por su comprensión y apoyo.

A Marta Solé y Ariadna Grau, por su incondicional soporte y sus valiosas aportaciones.

A Miguel Mira y Juanjo Rosas, por sus aportaciones y consejos.

A Montse Ybarra y Laia Picarín, por su ayuda en la gestación del presente trabajo.

RESUMEN

Actualmente la actuación en excavaciones urbanas es cada vez más importante, con trabajos de mayor dimensión, mayor complejidad y profundidad. La alta sensibilidad de los edificios vecinos a los movimientos y tensiones producidas en sus cimentaciones conjuntamente con la falta de medios y criterios de cálculo que sufren los profesionales que deben diseñar estos sistemas de contención producen, cada vez con más frecuencia, lesiones inaceptables en el parque urbano edificado.

El presente trabajo estudia, en primer lugar, la extensa bibliografía que describe las investigaciones que, durante casi 70 años, se ha desarrollado sobre este problema, des del comportamiento de la propia contención, como de las reacciones sufridas por los edificios vecinos, pasando por el análisis de los movimientos inducidos por excavaciones en el terreno en su trasdós.

En segundo lugar se analiza paraméricamente la sensibilidad a los movimientos de la propia cimentación de diferentes tipologías edificatorias, en diferentes tipos de terreno y distintas profundidades, buscando precisar los gradientes de las categorías de daño asociados actualmente vigentes.

Finalmente el trabajo intenta aportar un criterio simplificado de cálculo de pantallas de aplicación general en obras de edificación en entorno urbano.

ABSTRACT

Currently, the intervention in urban excavations with greater dimension and depth is increasing in importance exponentially. The great sensitivity of the overlying buildings to the displacements and tensions produced in its foundations due to ground movements behind the retaining wall and the lack of resources and calculation criteria that the professionals who have to design these structural systems have to deal with, often produce unacceptable damage in the existing buildings.

On one hand, this document presents the extensive bibliography describing the research for nearly 70 years, that has been developed on this issue, from the retaining wall behavior patterns to the buildings and structures damage risk, including the analysis of the ground movements produced by the excavation adjacent to the wall.

On the other hand, a parametric study is suggested to assess the building's sensitivity to foundations movements in different soil types and for various digging depths, in order to define the categories of damage gradients for each building type.

Finally, the document attempts to provide general simplified criteria to calculate retaining walls for excavations in urban areas.

SUMARIO GENERAL

VOLUMEN I

AL LECTOR	v
INTRODUCCIÓN GENERAL	1
MOTIVACIÓN	8
OBJETIVOS	9
ALCANCE Y LÍMITES	12
ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO	14

LIBRO I – LA EXCAVACIÓN URBANA	15
SUMARIO PARCIAL	17
NOTACIÓN	19
FIGURAS Y TABLAS	23
CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN PARTICULAR	31
CAPÍTULO II – ESTADO DEL ARTE	35
CAPÍTULO III – ESTUDIO TEÓRICO	109
CAPÍTULO IV – ESTUDIO PRÁCTICO	215
CAPÍTULO V – CONCLUSIONES	259

VOLUMEN II

LIBRO II – LOS EDIFICIOS VECINOS	7
SUMARIO PARCIAL	9
NOTACIÓN	13
TABLAS Y FIGURAS	15
CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN PARTICULAR	23
CAPÍTULO II – ESTADO DEL ARTE	27
CAPÍTULO III – ESTUDIO TEÓRICO	67
CAPÍTULO IV – ESTUDIO PRÁCTICO	191
CAPÍTULO V – CONCLUSIONES	319

CONCLUSIONES GENERALES	329
-------------------------------------	------------

BIBLIOGRAFIA	335
---------------------------	------------

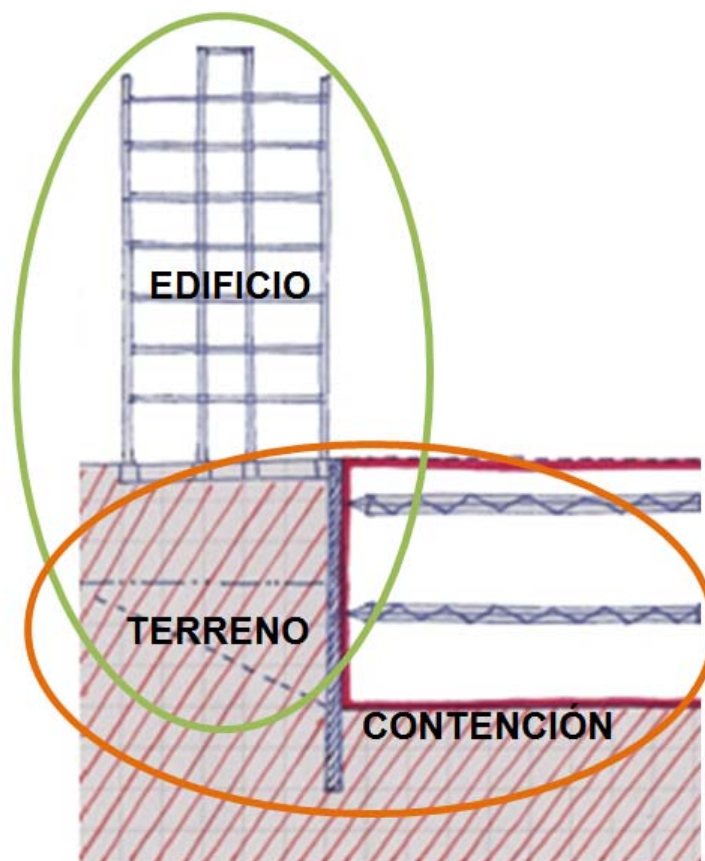
[AL LECTOR]

Me he permitido desarrollar un capítulo previo, fuera de la propia tesis, titulado “**AL LECTOR**”, con la finalidad de establecer un guión del proceso utilizado, para hacer más comprensible el hilo argumental y el objetivo de este trabajo, y hacer provechosa la lectura. Se acompañan estas líneas de imágenes explicativas.

Además debo reconocerlo: Sí, la tesis me ha quedado un poco larga (y pido disculpas por ello) pero creo que, dada la complejidad no he podido – o no he sabido – reducirla.

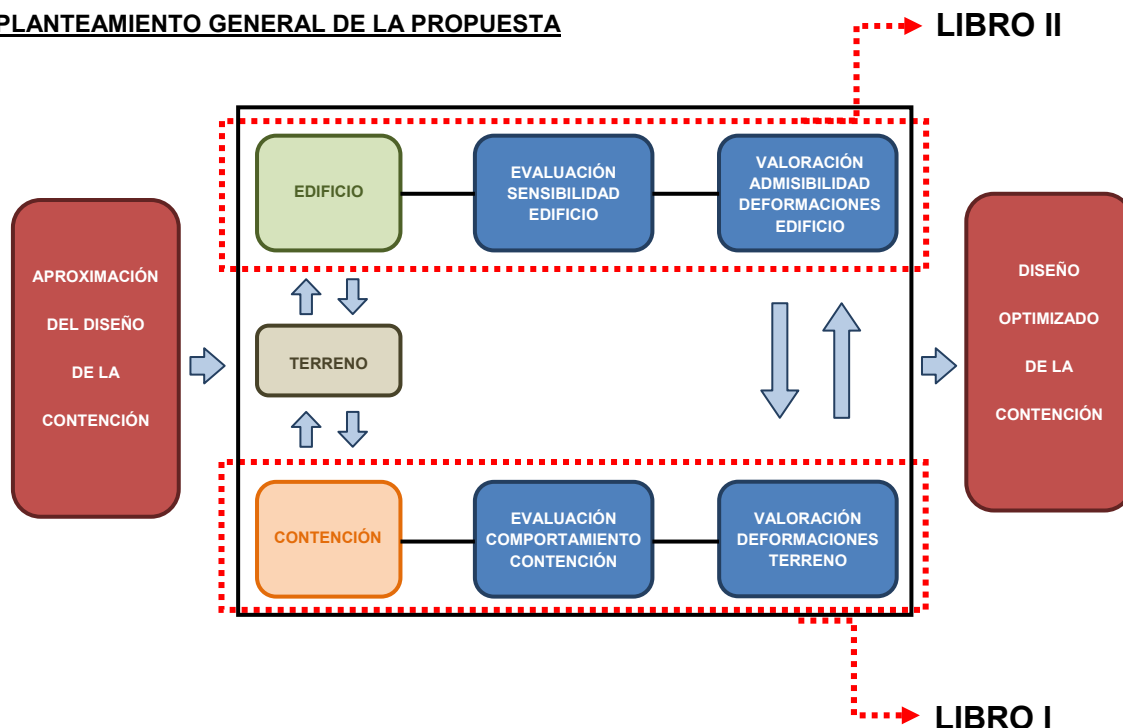
En todo caso este breve capítulo hará, espero, más llevadera su lectura.

El objetivo principal que he perseguido en este trabajo titulado “**LA EXCAVACIÓN URBANA Y LOS EDIFICIOS VECINOS**”, es determinar si en un edificio se llegan a producir daños estructurales, lo que coloquialmente diríamos “*saber si un edificio se rompe*”, cuando se ve involucrado en la ejecución de una contención adyacente en un solar urbano (interacción CONTENCIÓN – TERRENO – EDIFICIO)

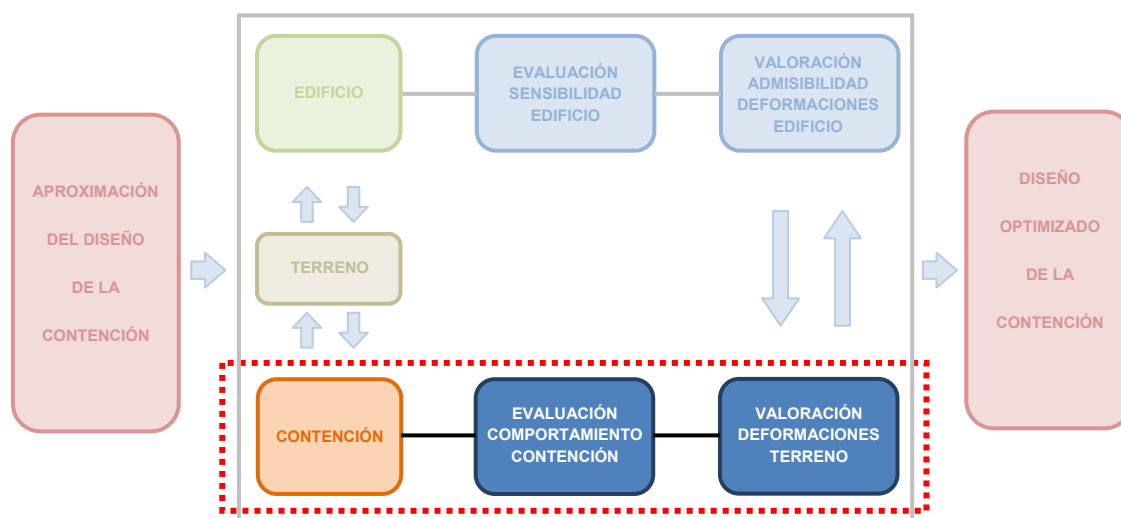


Para lograr el objetivo propuesto, he dividido el presente trabajo en dos libros o tesis, que aunque independientes a la vez se complementan; y en los que me he centrado en dos aspectos fundamentales como son el análisis de la **CONTENCIÓN** por un lado y la valoración de la sensibilidad del **EDIFICIO** por el otro, los que interactúan entre sí mediante el **TERRENO**, del trasdós y subyacente respectivamente.

PLANTEAMIENTO GENERAL DE LA PROPUESTA



LIBRO I – LAS EXCAVACIONES URBANAS

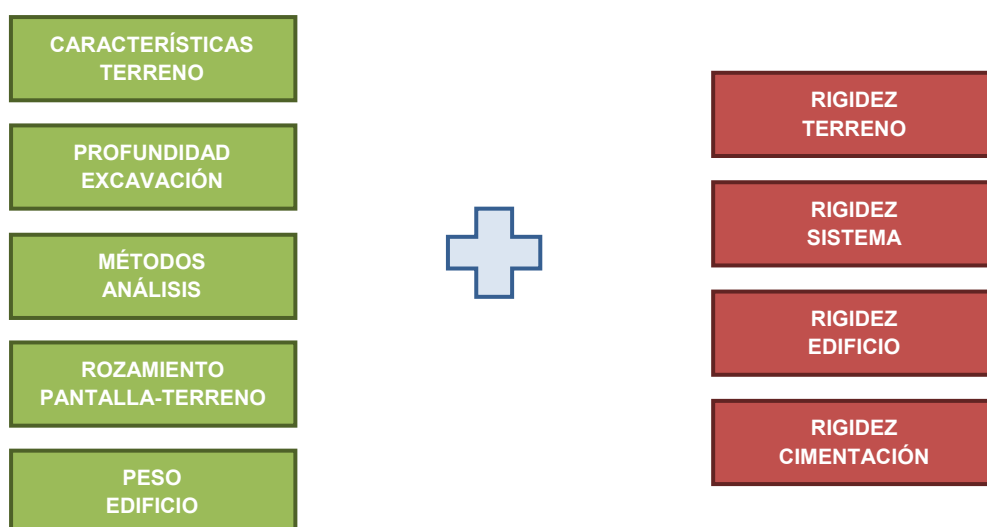


En este primer libro de la tesis, titulado “*LAS EXCAVACIONES URBANAS*”, me he centrado en el estudio de las **CONTENCIONES**, para evaluar cuales son los puntos que se toman para su cálculo, como son las *características del terreno, la profundidad de excavación, los métodos de análisis, el rozamiento pantalla-terreno y el peso del edificio*; y cuáles no se estudian o no se tienen suficientemente en cuenta, como son las *rigideces del terreno, del sistema de contención, del edificio y de la cimentación*.

EVALUACIÓN COMPORTAMIENTO CONTENCIÓN

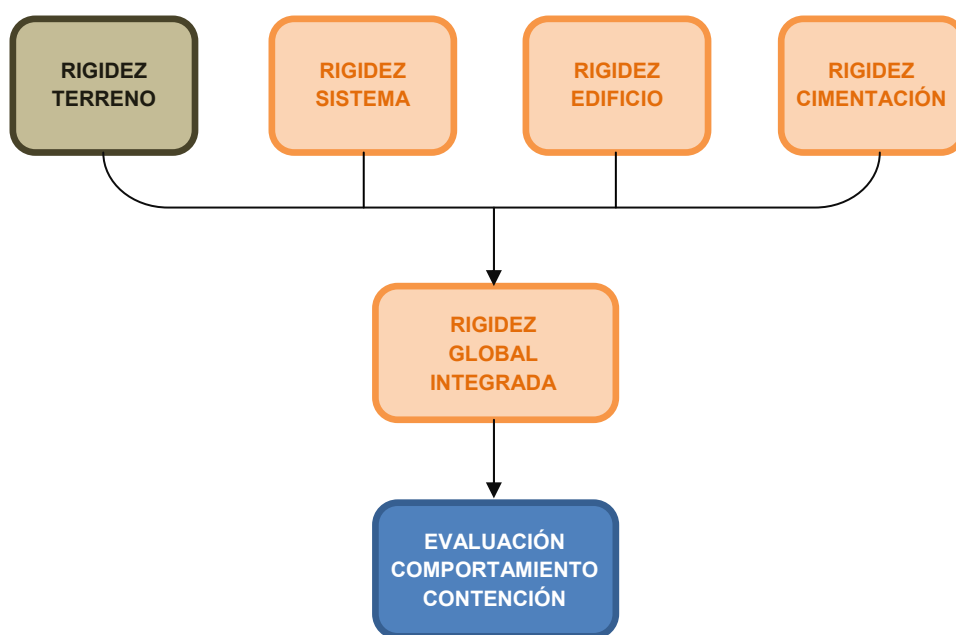
ÁMBITOS DE ANÁLISIS:

CONSIDERADAS / NO CONSIDERADAS

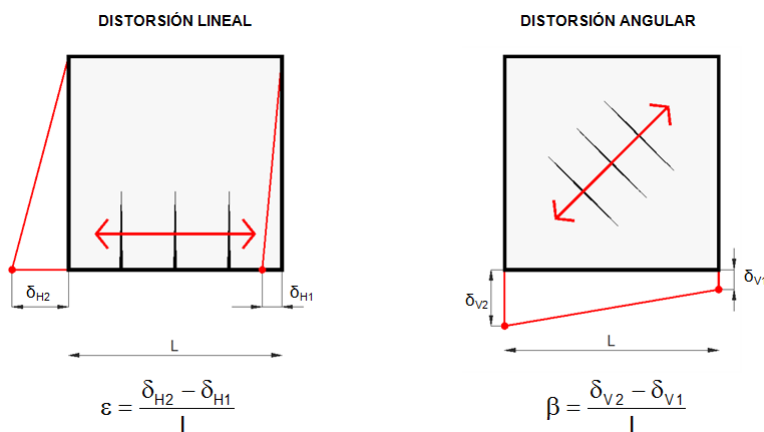


Estos últimos cuatro conceptos son los puntos que se desarrollan en este primer volumen y que suponen el concepto de **RIGIDEZ GLOBAL INTEGRADA**, que debe permitir realizar cálculos más optimizados de la contención, pudiendo así realizar una valoración cualitativa (según la geometría de la deformación de la contención) y una valoración cuantitativa (según el valor de la deformación).

EVALUACIÓN COMPORTAMIENTO CONTENCIÓN
RIGIDEZ GLOBAL



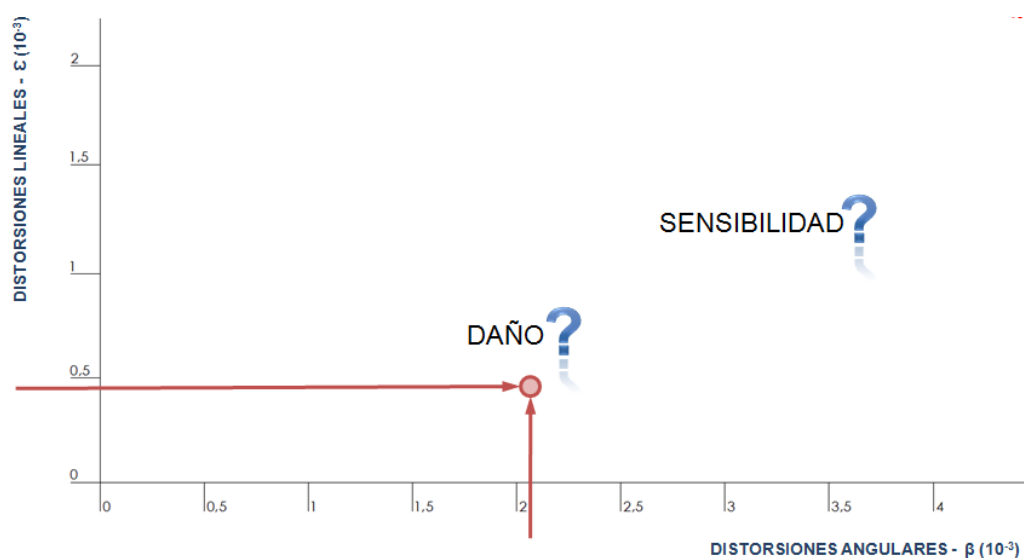
Todo este proceso se lleva a cabo con la finalidad de obtener las **DISTORSIONES ANGULAR (β) y LINEAL (ϵ)**, que se producen en el trasdós de la contención y que afectará a los edificios vecinos, y llegar a evaluar los daños que se producen en éstos.



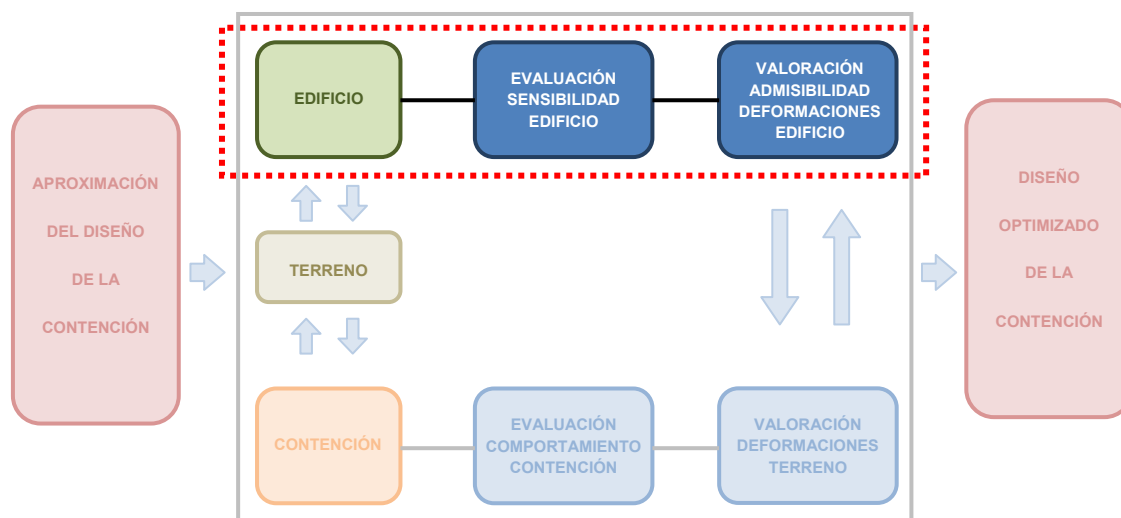
Con las distorsiones obtenidas surge la duda de que daño van a provocar al edificio que se pretende analizar. Este daño depende de la sensibilidad al daño del edificio en cuestión.

La sensibilidad es el parámetro que se desarrolla en el libro II, ya que pertenece implícitamente al propio edificio.

VALORACIÓN DEFORMACIONES TERRENO
DETERMINACIÓN DE LAS DISTORSIONES APLICADAS



LIBRO II – LOS EDIFICIOS VECINOS



En este segundo libro, titulado “*LOS EDIFICIOS VECINOS*”, me he centrado en el estudio del **EDIFICIO**, y concretamente en la evaluación de la sensibilidad al daño de éstos.

Se diferencian distintos edificios, los cuales conviven hoy en día en nuestras ciudades, y que en consecuencia tendrán comportamientos diferentes según sea su **ARQUETIPO** (I – II – III – IV).

Así pues se define el *ARQUETIPO I*, edificaciones características del siglo XVIII denominadas “casa de cós” estructuradas con paredes de carga de mampostería, y una sola crujía unidireccional de viguetas de madera, que confiere poca rigidez al edificio.

El *ARQUETIPO II*, en este caso edificaciones características del siglo XIX tipo casa del “Ensanche”, estructuradas también con paredes de carga de obra de fábrica y forjados de viguetas metálicas formando varias crujías que confieren más rigidez al edificio.

El *ARQUETIPO III*, donde se tratan edificios característicos del siglo XX, tipificados por estructuras de hormigón armado monolíticas y cimentaciones aisladas y con sistemas de atado.

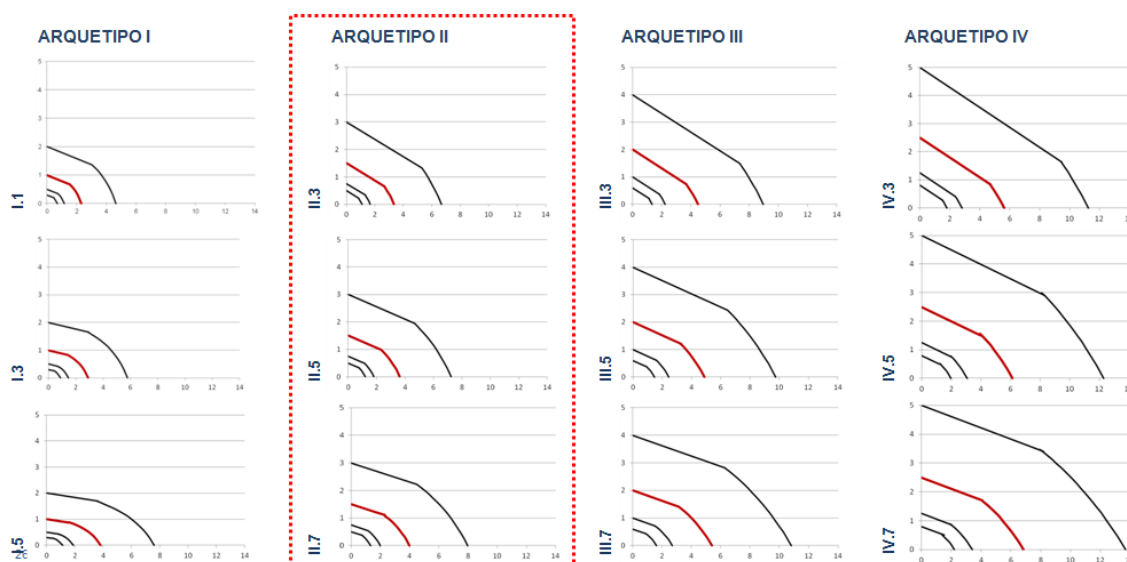
El *ARQUETIPO IV*, llegando a los edificios del siglo XXI, también de estructuras de hormigón armado y con losas de cimentación que le confieren aún más rigidez.

EVALUACIÓN DE LA SENSIBILIDAD DEL EDIFICIO ARQUETIPOS



La sensibilidad al daño ha sido el punto clave de este estudio, y por este motivo se han desarrollado para cada uno de los arquetipos, los **GRÁFICOS PARTICULARES DE DAÑO**, siguiendo los criterios establecidos anteriormente por los autores que también han desarrollado el tema en sus estudios.

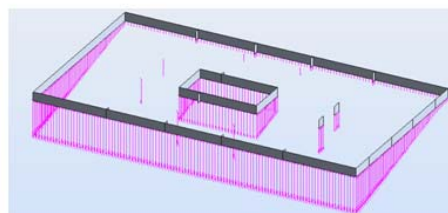
VALORACIÓN ADMISIBILIDAD DEFORMACIONES TERRENO GRÁFICOS PARTICULARES



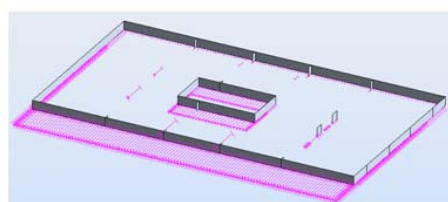
Finalmente se realiza el análisis completo de uno de los arquetipos, concretamente el arquetipo II, con todas sus variantes (modelos II.3 – II.5 – II.7), a los que se le imponen unos desplazamientos del terreno producidos por unas **DISTORSIONES ANGULAR (β) Y LINEAL (ϵ)** concretas.

**VALORACIÓN ADMISIBILIDAD DEFORMACIONES TERRENO
DESPLAZAMIENTOS IMPUESTOS**

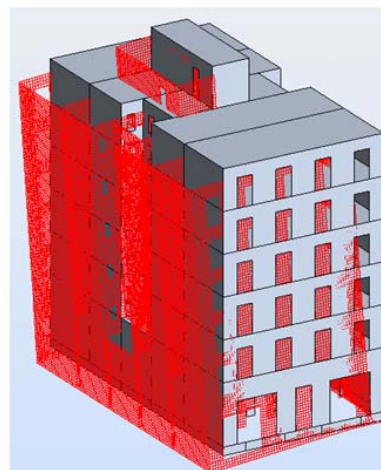
Asientos verticales y desplazamientos horizontales modelizados como desplazamientos impuestos en los nudos del modelo de EF.



DESPLAZAMIENTOS VERTICALES



DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

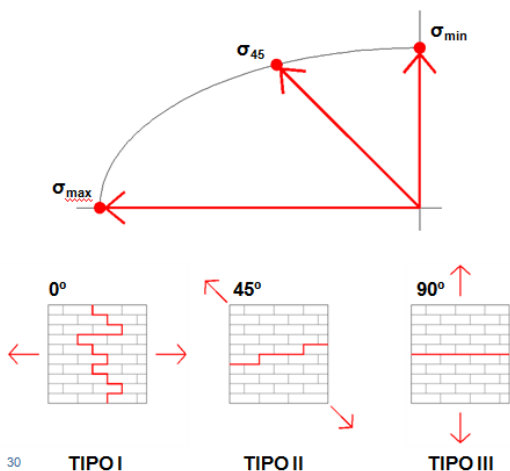


DEFORMACIÓN DEL MODELO

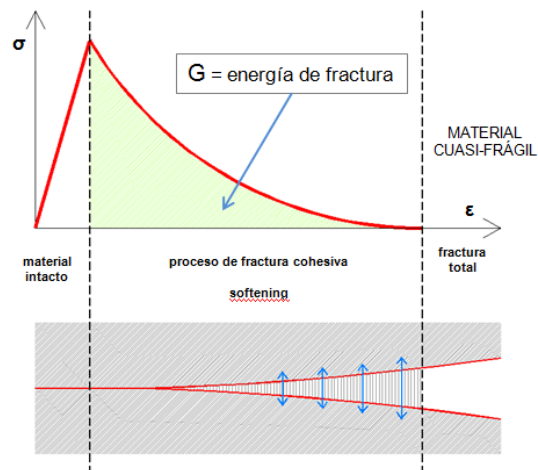
Obteniendo de esta forma unos estados tensionales y de deformación que son evaluados según los **CRITERIOS DE DAÑO** establecidos para la obra de fábrica, vinculados al comportamiento anisótropo de la fábrica, al modelo de rotura cohesiva de la misma, así como a la zona plástica del frente de grieta del material.

**VALORACIÓN ADMISIBILIDAD DEFORMACIONES TERRENO
CRITERIOS DE DAÑO**

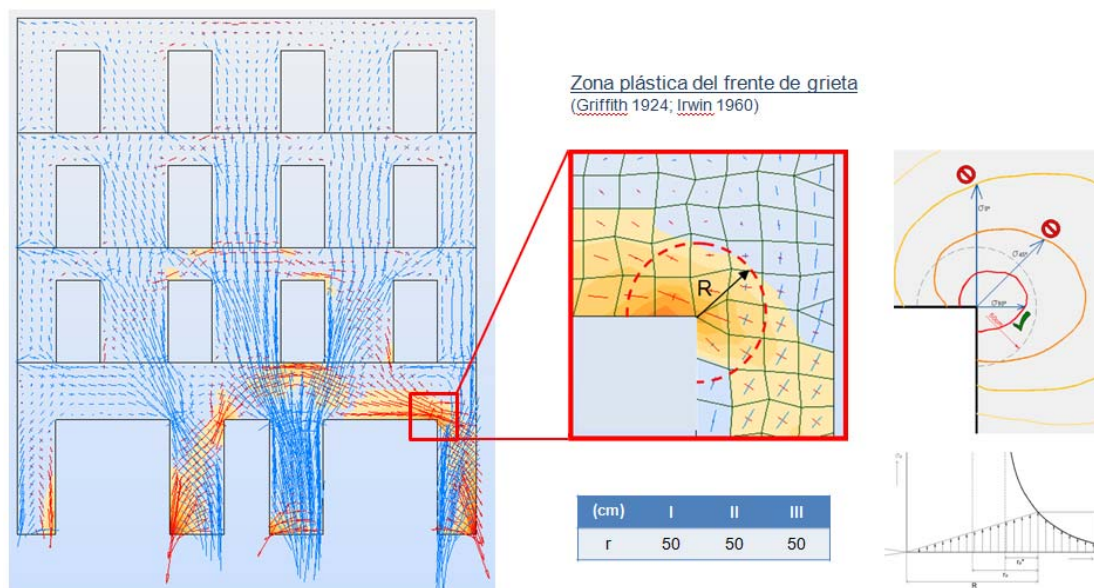
Comportamiento anisótropo de la fábrica
(Page 1981 – 1983)



Modelo de fractura cohesiva de la fábrica
(Hillerborg 1976; Reyes et al 2009)



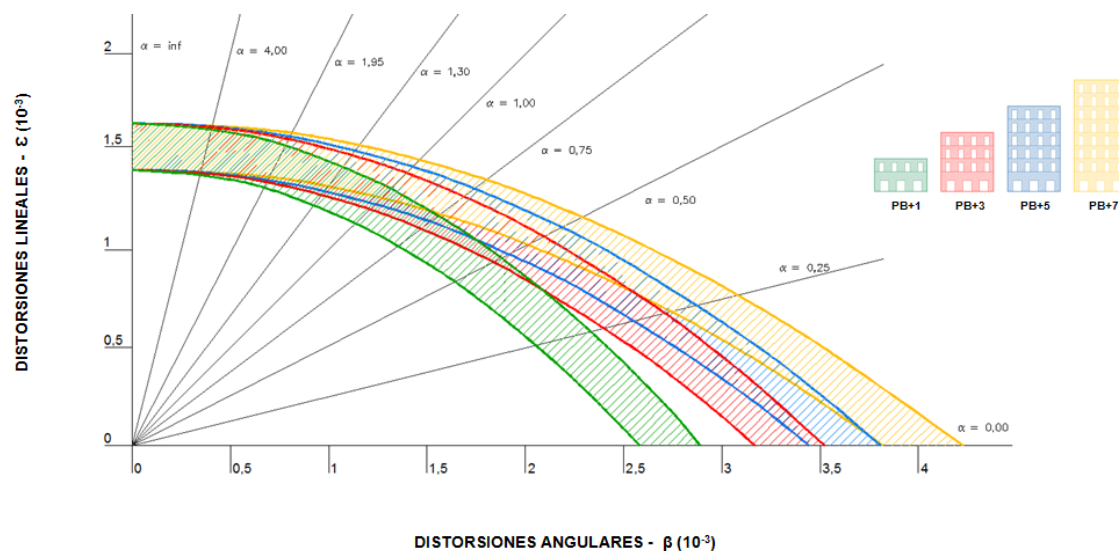
VALORACIÓN ADMISIBILIDAD DEFORMACIONES TERRENO CRITERIOS DE DAÑO



De esta manera se llega a obtener y comprobar los gráficos particulares de daño para cada uno de los modelos analizados, y a ver como los gráficos propuestos hasta ahora por **Burland (1977)** y **Boscardin & Cording (1989)** solamente son aplicables a un tipo muy concreto de edificio.

En conclusión, como es necesario la generación un gráfico para cada tipología para poder establecer con un poco más de precisión la sensibilidad de ésta.

VALORACIÓN ADMISIBILIDAD DEFORMACIONES TERRENO COMPARACIÓN GRÁFICOS PROPIOS ARQUETIPO II

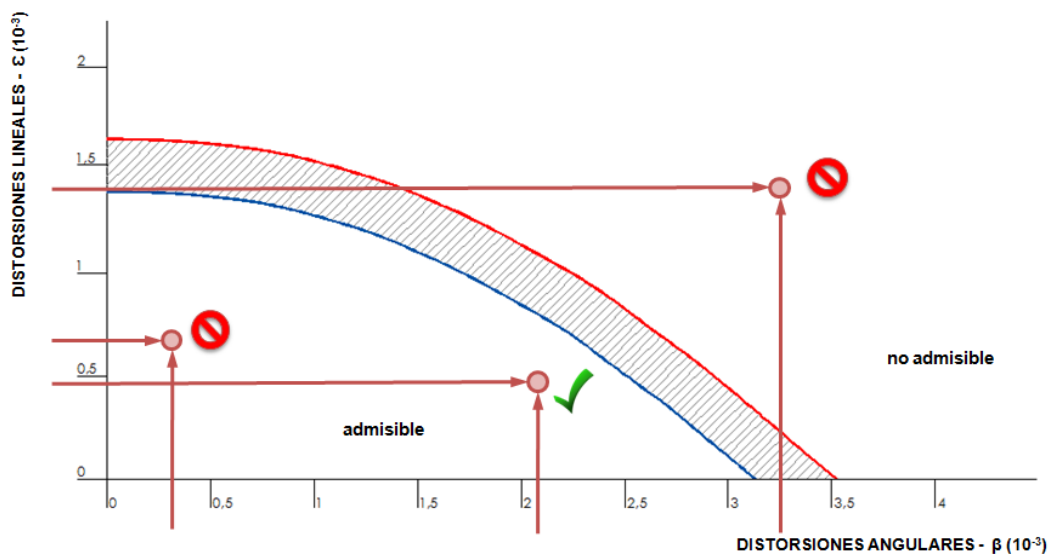


Finalmente se realiza la **INTERACCIÓN DE LOS DOS LIBROS (CONTENCIÓN – EDIFICIO)**, a partir de las deformaciones del terreno, en forma de *distorsiones angular y lineal*, que se obtienen del cálculo de la contención contemplando los nuevos conceptos desarrollados en el libro I; y de los gráficos particulares del edificio a analizar, según los parámetros establecidos en el libro II.

CONCLUSIONES

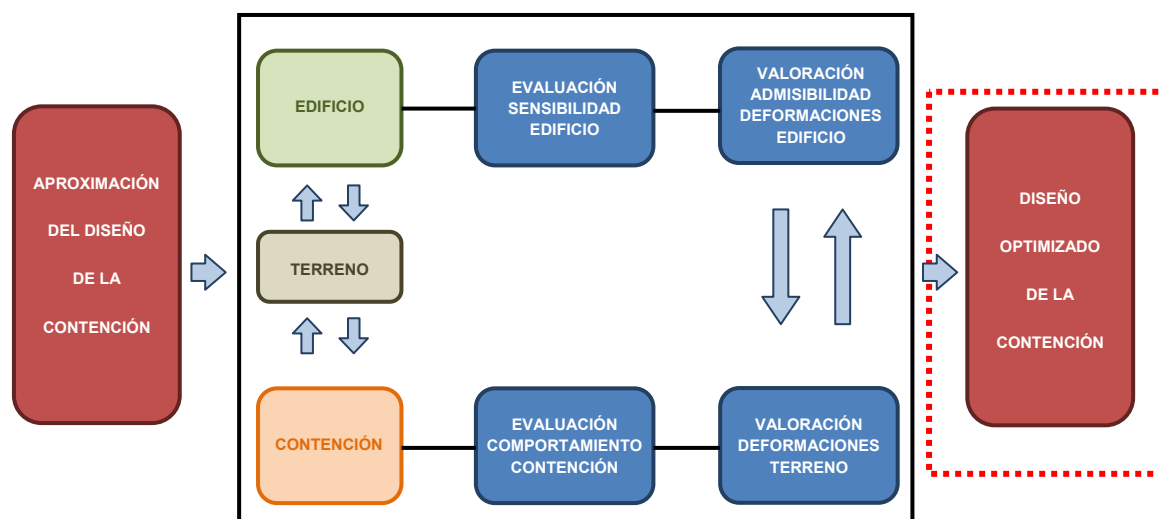
INTERACCIÓN CONTENCIÓN – EDIFICIO

Una vez obtenidos los resultados del *comportamiento de la contención*, y los *gráficos de sensibilidad* del edificio, se obtiene la valoración del sistema.



Evaluando los resultados obtenidos de la interacción se llega a un **DISEÑO OPTIMIZADO DE LA CONTENCIÓN**.

PLANTEAMIENTO GENERAL DE LA PROPUESTA



INTRODUCCIÓN GENERAL

Desde el punto de vista del trabajo profesional, el estudio técnico de la edificación se divide en grandes sistemas: cerramientos, estructura, instalaciones, revestimientos, acabados, etc. El análisis de estos sistemas se concreta académicamente, en los diferentes departamentos y asignaturas específicas, y profesionalmente, en la creciente especialización de los técnicos en cada uno de estos campos.

Lógicamente, décadas de investigación teórica y de práctica profesional han conseguido profundizar en el conocimiento de estos ámbitos muy satisfactoriamente, alcanzando niveles de definición suficientemente completos para la mayor parte de las incógnitas de los sistemas.

No obstante, a pesar de la eficacia del sistema, se plantea con obiedad un punto débil: el estudio de las disciplinas en compartimentos cerrados permite concentrarse y profundizar más rápidamente en cada uno de los sistemas, pero relega en importancia los aspectos que se ubican en los límites o en la frontera entre estos dominios de conocimiento. Si hacemos un repaso genérico observaremos que habitualmente los puntos con más indefinición –no sólo en arquitectura- son aquellos situados justamente en estos límites.

En realidad estas situaciones de frontera, igual que sucede en geopolítica, no son límites, sino espacios de intersección entre sistemas, lo que dificulta no sólo su estudio sino también la propia definición del problema, ya que necesita un conocimiento suficiente de los dos ámbitos.

Seguramente el análisis de estas situaciones de intersección es uno de los trabajos donde deberán concentrarse mayores esfuerzos en un futuro próximo y donde se producirán las principales aportaciones.

El objeto de estudio que se plantea, se ubica en una de estas situaciones, donde, con el fin de entender el comportamiento global, es preciso el estudio de todos los elementos implicados.

En este sentido, analizar la interacción entre las excavaciones en el ámbito urbano y la respuesta que se produce en los edificios de su entorno es, efectivamente, un caso evidente de situación de frontera que debemos desarrollar.

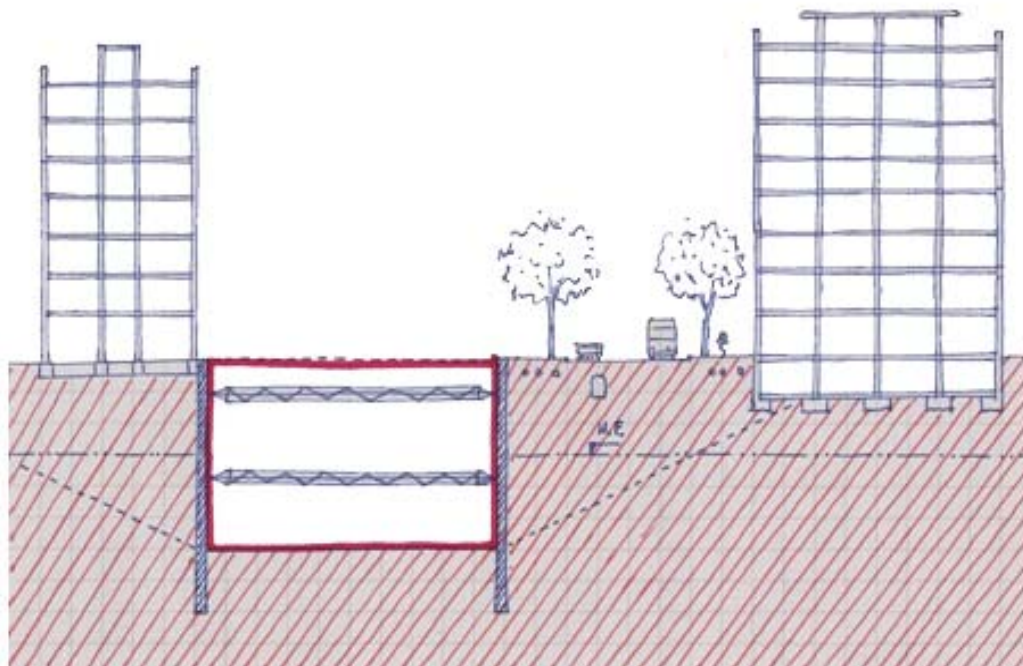
La tesis que presento se interesa, por un lado, por esta conexión entre el comportamiento de las excavaciones y el análisis de las contenciones que construimos para soportarlas y, por el otro, por la respuesta a esta excavación

producida por el terreno situado en el trasdós de la contención, al mismo tiempo que analiza la sensibilidad de los edificios colindantes en todo este conjunto de interacciones.

Es, por tanto, un problema donde actúan dos dobles parejas (excavación - contención y terreno - edificación) que están relacionadas entre sí por la íntima dependencia entre el comportamiento de la pantalla y la del terreno soportado. Esta relación se produce en los casos de contenciones flexibles en las dos direcciones del sistema, de manera que se incrementa el grado de complejidad del problema.

Excavar un terreno siempre es complejo, pero lo es aún más en un entorno urbano. La ejecución de cualquier contención de tierras produce, entre otros efectos, movimientos en el terreno situado en el trasdós, el cual, en el ámbito urbano, suele estar ocupado por elementos más o menos sensibles a estos movimientos.

Así, en el caso de tener un terreno libre ocupado por una zona verde o un solar desocupado, las consecuencias de la excavación serán inapreciables. En cambio, en el caso de tener una calle urbanizada, la admisibilidad de las deformaciones se valora en algunos centímetros. El caso más sensible lo tenemos cuando el trasdós está ocupado por una edificación, donde la limitación de movimientos es mucho más exigente, valorándose en pocos milímetros.



En las zonas urbanas, las excavaciones de sótanos de edificios, de aparcamientos enterrados, o también de obras de saneamiento, así como la construcción de túneles y otros sistemas soterrados, pueden inducir movimientos del terreno con distorsiones y, en los casos más severos, daños en los edificios y servicios colindantes.

En el caso concreto que nos ocupa, la ejecución de excavaciones contenidas por pantallas para la construcción de sótanos, produce deformaciones en los terrenos de su entorno. Estas deformaciones, que pueden ocasionar alteraciones en los edificios y servicios colindantes, deben ser conocidas con la mayor precisión posible durante el proyecto, controladas con cuidado durante la ejecución de la obra e, idealmente, durante un cierto tiempo después de la puesta en servicio del edificio.

El aspecto más relevante dentro de las excavaciones en el ámbito urbano y sus afectaciones en los edificios colindantes, es el de los desplazamientos horizontales de las pantallas y el de sus consecuentes desplazamientos y asentamientos verticales del terreno del trasdós. Estos asentamientos afectan directamente a las estructuras colindantes. Por tanto, las posibles afectaciones en los tabiques y cerramientos dependerán de la capacidad que tengan, tanto las estructuras como los mismos cerramientos, para adaptarse al cambio geométrico que produzcan los asentamientos.

Existe un problema objetivo importante: el proyecto de ejecución de una contención y la excavación correspondiente es una obra de una magnitud mucho menor que la realización de un túnel urbano. Los presupuestos de proyecto y obra son de proporciones muy diferentes y, por tanto, se está dedicando mucho más esfuerzo y presupuesto a la investigación de los efectos de los túneles sobre la edificación colindante que a los efectos de las excavaciones para realizar sótanos. Además, la realización de túneles es siempre de promoción pública y, en cambio, la ejecución de sótanos es mayoritariamente de promoción privada. No obstante, los daños causados en el segundo caso, por la proximidad inmediata, acostumbra a ser mayor. Finalmente, la enorme cantidad de sótanos respecto a las pocas actuaciones de tunelación hacen que las lesiones y afectaciones en edificios colindantes sean absolutamente más numerosas y, por tanto, su conocimiento sea mucho más necesario.

Los métodos de diseño convencionales, con el fin de conocer estas deformaciones utilizadas en la ingeniería práctica, se basan en la experiencia del análisis del comportamiento de los terrenos y consecuentemente no tienen en cuenta las importantes características de las estructuras vecinas. Además,

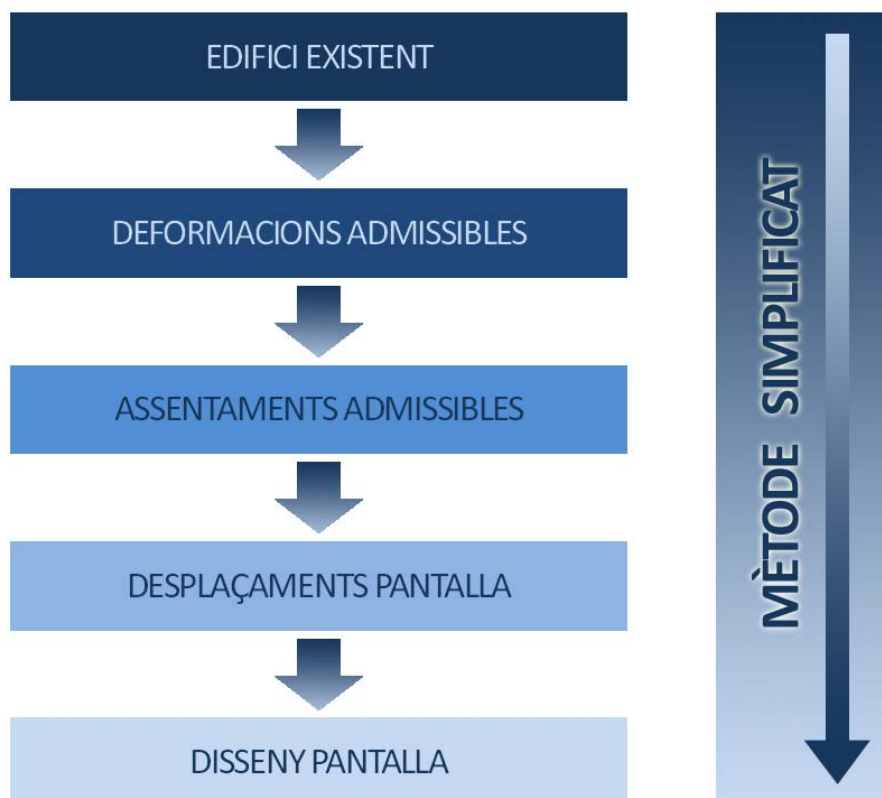
los mecanismos que rigen el problema de la interacción “excavación - suelo – estructura” no están bien comprendidos.

El trabajo realizado dentro de la presente tesis participa de este objetivo. Se divide en tres partes:

La primera parte incluye una búsqueda bibliográfica sobre los estudios del comportamiento de las pantallas de contención. El estudio se concreta en particular en recordar los múltiples parámetros que tienen influencia en el comportamiento de la estructura y de sus alrededores, de manera que permite interpretar el comportamiento de obras individuales dentro de la visión general de los comportamientos de referencia. El estudio se apoyará en trabajos sintéticos efectuados a partir de los años 60, los cuales estudian los parámetros que influenciarán el comportamiento de las pantallas de contención según varios aspectos. Se debatirán los parecidos y las diferencias entre las varias aproximaciones. Por otro lado, se presta especial atención a los medios de puesta en obra para adquirir las informaciones sobre el comportamiento de la construcción: control e instrumentación de la obra. En el sector de la construcción, en el ámbito geotécnico no se exige normalmente una precisión milimétrica. Como resultado, la instrumentación, relativamente frágil en comparación a lo que la rodea, midiendo dimensiones invisibles al ojo humano, se considera a menudo una molestia para el desarrollo de la obra. Al mismo tiempo, resulta evidente que sin una instrumentación adecuada, la mejora de los métodos de cálculo es imposible.

Con el fin de conseguir una mayor predicción de los movimientos en las excavaciones y asegurar así la validez de los resultados obtenidos con los métodos de cálculo, es importante establecer unos criterios sólidos en relación al comportamiento real de las obras, que permitan definir comportamientos de referencia para geometrías determinadas, para características del terreno concretas o para otros factores a considerar.

Un criterio de ordenación del proceso de análisis, a partir de los requerimientos de los edificios existentes en el entorno de la excavación, sería el que se explica a continuación y que encontramos más detallado en el apartado de metodología, del presente documento:



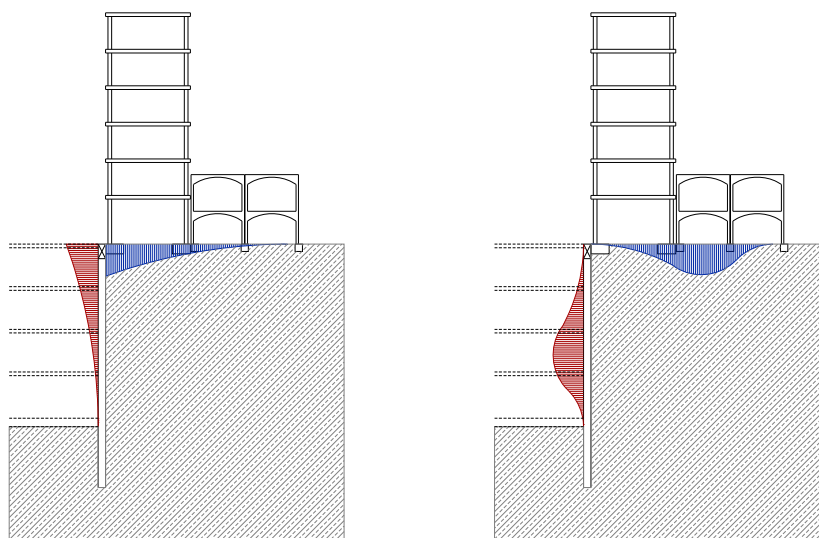
A título de ejemplo y reflexión:

Nos encontramos ante una excavación de cuatro plantas sótano en un ámbito urbano. En el trasdós de la pantalla hay varios edificios con tipologías estructurales y edificatorias muy diferentes.

En primer plano, nos encontramos un edificio nuevo (menos de 10 años) de planta baja más cinco plantas, con forjados reticulares apoyados sobre pilares de hormigón, cimentados a su vez sobre zapatas aisladas superficiales. Los cerramientos del edificio están ejecutados con un material flexible.

En segundo plano, nos encontramos un edificio del siglo XIX, con forjados de bóvedas apoyados sobre muros de carga, cimentados sobre zapatas continuas de medianera. Los cerramientos están ejecutados con elementos de fábrica, muy rígidos.

Tal y como se muestra en el esquema adjunto, la distribución de los posibles asentamientos en el trasdós de la pantalla dependerá directamente de la deformación de la pantalla (en función de su diseño y de su ejecución). En este caso, es menos perjudicial pensar en un diseño con deformaciones elevadas en la cabeza de la pantalla que en la zona central, ya que el edificio nuevo está más capacitado para absorber los posibles asentamientos que se puedan producir.



La relevancia principal de este aspecto ante otros que también afecten al mismo ámbito de la edificación se debe al hecho que es el origen de gran cantidad de lesiones, hasta el punto de ser uno de los principales motivos de demandas judiciales en todo el sector durante las pasadas décadas (1990-2000 y 2000-2010).

Este cúmulo de lesiones y problemas se produce, entre otros, por la evolución de los sistemas de cerramiento hacia formatos mucho más grandes, con el objetivo de conseguir una velocidad de ejecución mayor y, por tanto, un mejor rendimiento económico pero perdiendo a su vez en flexibilidad, al reducirse el porcentaje de juntas y mejorarse la calidad del material de estos cerramientos.

Este incremento de rigidez que han adquirido los cerramientos ha reducido lógicamente su capacidad de adaptación a las deformaciones de las estructuras que los soportan.

Es importante destacar que aparece un aspecto poco considerado en el pasado y que cada vez será más relevante, como es la evolución de los usuarios hacia una mayor exigencia en la calidad final de la construcción: la determinación de la admisibilidad, además de producirse para las actuales

exigencias de seguridad, funcionalidad y durabilidad, se empieza a definir ya por el aspecto visual.

También debemos destacar la antigüedad del parque construido en las ciudades, con la consecuente renovación gradual de los edificios debido a la reducción del suelo disponible. Es por este motivo que cada vez más a menudo encontramos obras de nueva construcción en zonas antiguas, y esto implica un estudio más ajustado, dada la mayor sensibilidad de estos edificios.

Un problema fundamental entre ambos sistemas es, lógicamente, el poder garantizar la compatibilidad del comportamiento entre ellos, en todos los sentidos. Por otro lado, es importante recalcar que, actualmente, los técnicos encargados de diseñar estos elementos estructurales - las pantallas de contención - y de velar por la integridad de los edificios colindantes, no tienen los instrumentos ni los criterios a su alcance para resolver con seguridad este problema.

Por tanto, el objetivo principal de esta tesis es dar unos criterios claros y sencillos, aplicables con la tecnología disponible habitualmente, para conocer y valorar las posibles afectaciones en edificios colindantes producidas por las excavaciones en el ámbito urbano.

MOTIVACIÓN

La propuesta de investigación que presento plantea profundizar en una situación de frontera que se produce entre los dos sistemas que, dentro del ámbito de la edificación, más me han interesado personalmente: la geotecnia y la rehabilitación estructural.

La geotecnia es la gran olvidada de las especialidades dentro de las estructuras arquitectónicas. Tanto es así que muchas escuelas de arquitectura menosprecian este conocimiento, dejándolo como una asignatura optativa, creando unos estudios que posibilitan que un alumno pueda cursar y obtener el título, sin haber estudiado absolutamente nada dentro de esta rama. No obstante, una vez aprobado el proyecto final de carrera, este mismo alumno podrá responsabilizarse de las más complejas cimentaciones que pueda presentársele.

Durante los últimos años, he ido participando cada vez más activamente en la renovación de los planes de estudios que se están llevando a cabo en las dos escuelas de Arquitectura de la Universitat Politècnica de Catalunya. Dentro de esta evolución hay una gran transformación con la constitución de una nueva asignatura troncal en la Escuela de Arquitectura de Barcelona como continuación de la optativa que durante años se había impartido y en consonancia con la que desde hace años se viene impartiendo en la Escuela de Arquitectura del Vallès.

La rehabilitación, a nivel académico y a nivel profesional, no ha tenido en el pasado mejor consideración que la geotecnia. Mientras que desde hace ya bastantes décadas el análisis y las intervenciones en el parque edificado en Europa era una parte importante de nuestra profesión, representando cerca de un tercio de toda la actividad profesional, en España no es hasta los inicios de la década de los noventa (debido al conjunto de desastres producidos a partir de las patologías popularmente conocidas como “aluminosis”) que se empieza a considerar como un aspecto relevante dentro de la edificación. Posteriormente, la valoración económica y social del parque edificado ha traído a que numerosos agentes del sector dediquen la mayor parte de su actividad a esta especialidad que, lamentablemente, aún se considera secundaria en nuestras escuelas.

Aún hoy en día, destacados miembros de nuestra profesión ponen en duda la necesidad de que los planes de estudio contengan la enseñanza de estos dos aspectos. Incluso algunos plantean que ambos son propios de otras profesiones como los aparejadores o incluso los ingenieros de caminos.

OBJETIVOS

OBJETIVOS GENERALES

El objetivo principal es definir con claridad las leyes de comportamiento del problema global de la contención urbana y la relación con los edificios colindantes, de manera que deberemos orientarnos a interpretar la dependencia entre los cuatro sistemas participantes: **excavación - contención - terreno - edificio colindante**, considerando la transversalidad del conjunto y la bidireccionalidad de las interacciones.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Con la finalidad de plantear, con cierto orden, el estudio de las contenciones en el ámbito urbano, se determinan los siguientes objetivos específicos relacionados con los cuatro sistemas principales: **excavación - contención - terreno - edificio colindante**. El número de objetivos específicos es más extenso del que posiblemente se espera de una tesis doctoral. No obstante, en este caso se considera adecuado dar el carácter transversal y multidisciplinar del trabajo.

EXCAVACIÓN

Definir los parámetros geométricos (anchura, profundidad y organización en planta), que caracterizan a las excavaciones dentro del ámbito de trabajo más habitual.

Establecer las secuencias de metodología y de proceso que determinan las características de la excavación en ámbito urbano.

Analizar la influencia de los sistemas constructivos existentes en la ejecución material de las excavaciones urbanas.

CONTENCIÓN

Definir las características principales de los sistemas de contención flexible (pantallas), así como los sistemas auxiliares de sustentación.

Analizar aspectos generales del diseño de pantallas de contención y los diferentes métodos de cálculo que existen.

Realizar predicciones del comportamiento de las pantallas mediante modelos numéricos de cálculo.

Examinar los diferentes métodos de instrumentalización geotécnica para conocer el comportamiento tenso - deformacional de los muros de contención.

Interpretar resultados reales de obras propias instrumentalizadas y compararlas con las estudiadas en los modelos analíticos.

Proponer un criterio simplificado, a fin de que el consultor de estructuras, conociendo la tipología de los edificios afectados y la naturaleza del terreno, pueda diseñar la contención de la excavación dentro de un margen de seguridad ante la afectación de las edificaciones colindantes, según unos criterios de daños preestablecidos.

TERRENO

Recopilar información geológica y geotécnica de los suelos de la ciudad en que se interviene, con el fin de trabajar dentro de un margen de aplicación real del problema.

Analizar los parámetros del terreno que tienen mayor influencia en los movimientos de las pantallas.

Estudiar los movimientos del terreno (verticales, horizontales y giros) en el trasdós de las pantallas, debido a la ejecución de éstas.

Aplicar el análisis numérico en la evaluación del comportamiento del terreno afectado por la excavación y la por influencia del edificio existente.

EDIFICIO

Establecer una clasificación adecuada de arquetipos de los edificios que es frecuente encontrar, según estructura y sensibilidad de los sistemas constructivos.

Establecer una definición aplicable de las características tipológicas de los arquetipos, en cuanto a geometría (anchura, número de plantas, profundidad, distribución, construcción y materiales).

Estudiar los efectos del terreno (asentamientos, distorsiones, tensiones superficiales, etc.) que puedan afectar al edificio.

Estudiar los efectos de las características del edificio (rigidez y peso) sobre el comportamiento del terreno y de la contención.

Relacionar, para cada una de las diferentes tipologías edificatorias definidas, los efectos admisibles del terreno admisibles en función del nivel de daño producido.

Establecer unos criterios revisados en la determinación del grado de sensibilidad de los edificios, según las diferentes tipologías analizadas.

ALCANCE Y LÍMITES

Como ya se ha explicado anteriormente, el objetivo de la tesis es definir el comportamiento del problema global de la contención urbana y la relación con los edificios colindantes, pero a su vez proporcionar al consultor unos criterios simplificados para el diseño de pantallas en las ciudades.

La cantidad de datos que entran en juego a la hora de realizar un estudio como el que se plantea es considerable. Se deberán, por tanto, acotar de manera razonable los parámetros a utilizar. En este sentido, el análisis propone concentrarse en los aspectos más relevantes y, a su vez, de aplicación más habitual para el técnico consultor estructural de nuestro país.

Los ámbitos a considerar en este análisis son los siguientes:

- Tipo de terreno y características principales.
- Profundidad y características de la excavación.
- Tipología del sistema de contención y de sustentación.
- Perfil de deformación en el trasdós de la pantalla.
- Tipología estructural y constructiva de los edificios.
- Parámetros geométricos (altura / anchura) de los edificios.

La enorme casuística que se genera de la combinación de estos parámetros (cada uno con sus variables) puede llegar a representar un trabajo de dimensiones inabarcable y ello hace patente la necesidad de limitar y acotar el estudio. Así pues, se propone utilizar las variables más habituales, descartando situaciones complicadas que requieran de un análisis más detallado.

Por otro lado, se descartan también efectos del terreno que precisen estudios complejos, como podrían ser los efectos dinámicos del agua o el comportamiento de terrenos constituidos por arcillas expansivas o suelos colapsables.

Así pues, el estudio se basará en excavaciones de profundidad moderada, situadas en terrenos habituales de nuestras ciudades, con tipologías de contención y sustentación de uso normalizado dentro del sector y sin efectos especiales ni situaciones complejas. Tendrá en cuenta, asimismo, los efectos de la excavación sobre unos arquetipos extraídos de la realidad de nuestro parque edificado y con unas geometrías acotadas que definen nuestras ciudades en este momento.

No obstante, tengo el convencimiento de la utilidad de este trabajo, ya que proporcionalmente abarcará la amplia realidad de las obras construidas actualmente y aportará criterios un poco más precisos y aplicables en nuestro día a día profesional.

Es lógico pensar que, como todas las anteriores y las que seguirán, esta tesis no es más que otro peldaño dentro del conocimiento del campo que he querido investigar, pero aspira a alcanzar algunas concreciones y a su vez dejar abiertas unas líneas de investigación claramente establecidas para trabajos futuros. En este sentido, lo que ahora se acota para el bien de la concisión relativa del presente trabajo, más adelante podrá ampliarse para profundizar en cuestiones ahora simplificadas.

ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

La tesis se organiza en dos grandes bloques temáticos, por un lado la CONTENCIÓN URBANA y por el otro LOS EDIFICIOS VECINOS.

Se ha desarrollado en una estructura de dos libros independientes que se interrelacionan entre ellos en puntos concretos.

De esta manera se facilita su lectura y comprensión, a la vez que da la posibilidad de concentrarse, si es de interés del lector, en sólo uno de los dos grandes temas del trabajo.

Cada una de las partes se organiza exactamente con los mismos capítulos para dar más énfasis a la naturaleza del trabajo.

Introducción, donde se define de forma explícita el problema al que se atiende en ese libro.

Estado del arte, donde se analizan los estudios anteriores realizados sobre el tema.

Estudio teórico, donde se desarrollan ciertos puntos del estado del arte que toman especial relevancia para el posterior trabajo a realizar.

Estudio práctico, donde se lleva a cabo el análisis propio de la tesis

Conclusiones particulares, propias del tema principal de cada libro.

Finalmente unas conclusiones generales con la definición de posibles líneas de continuidad.

LIBRO I
LA EXCAVACIÓN URBANA

ÍNDICE

NOTACIÓN.....	19
LISTADO DE FIGURAS.....	23
LISTADO DE TABLAS	29

CAPÍTULO I - INTRODUCCIÓN PARTICULAR

1. INTRODUCCIÓN PARTICULAR.....	33
---------------------------------	----

CAPÍTULO II - ESTADO DEL ARTE

2. ESTADO DEL ARTE	39
LÍMITES DEL SISTEMA	40
2.1.1. EL TERRENO	40
2.1.2. LA PANTALLA Y LA EXCAVACIÓN.....	43
2.1.3. SISTEMA DE APOYO	61
2.1.4. OTROS FACTORES DE INFLUENCIA.....	68
2.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS	74
2.2.1 MÉTODOS PURAMENTE EMPÍRICOS	76
2.2.2 MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	77
2.2.3 MÉTODOS ANALÍTICOS.....	80
2.3 RESUMEN	108

CAPÍTULO III - ESTUDIO TEÓRICO - BASES DE ANÁLISIS

3 ESTUDIO TEÓRICO – BASES DE ANÁLISIS.....	113
3.1 ELECCIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO DEL TERRENO	114
3.1.1 INTRODUCCIÓN.....	114
3.1.2 MODELOS CONSTITUTIVOS	114
3.1.3 ESTUDIO COMPARATIVO	117
3.1.4 RESUMEN.....	147
3.2 INFLUENCIA DEL EDIFICIO EN EL TRASDÓS DE LA PANTALLA.....	149
3.2.1 INTRODUCCIÓN.....	149
3.2.2 ESTUDIO DE LOS ARTÍCULOS SOBRE EXCAVACIONES DE TÚNELES.....	150
3.2.3 ASIMILACIÓN AL CASO DE UNA EXCAVACIÓN DE PANTALLA.....	164
3.2.4 resumen.....	193

3.3 INFLUENCIA DEL ROZAMIENTO ENTRE EL EDIFICIO EXISTENTE Y EL TERRENO	196
3.3.1 INTRODUCCIÓN.....	196
3.3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS PARÁMETROS.....	196
3.3.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS.....	203
3.3.4 RESUMEN.....	208

CAPÍTULO IV - ESTUDIO PRÁCTICO - ANÁLISIS PARAMÉTRICO

4 ESTUDIO PRÁCTICO	219
4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS PARÁMETROS.....	220
4.1.1 TIPOS DE TERRENO	220
4.1.2 PANTALLA DE CONTENCIÓN.....	224
4.1.3 INTERACCIÓN PANTALLA - TERRENO	225
4.1.4 PROFUNDIDAD DE LA EXCAVACIÓN	225
4.1.5 TIPOLOGÍA EDIFICATORIA.....	229
4.1.6 INTERACCIÓN EDIFICIO - TERRENO	231
4.1.7 CARGAS EN EL TRASDÓS.....	232
4.2 DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS Y DE LOS MODELOS.....	236
4.3. RESULTADOS.....	238
4.3.1. RESULTADOS POR TIPOLOGÍAS	238
4.3.2. DESPLAZAMIENTO DE LOS EDIFICIOS POR TIPOLOGÍAS	255

CAPÍTULO V - CONCLUSIONES PARTICULARES

5. CONCLUSIONES PARTICULARES.....	263
5.1. RIGIDEZ DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN.....	263
5.2. RIGIDEZ DEL TERRENO	264
5.3. RIGIDEZ DEL EDIFICIO	265
5.4. RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN.....	265
5.5. RESUMEN	266

NOTACIÓN

Listado de letras latinas:

A	Superficie de la sección del apoyo.
a	Coefficiente dimensional.
B	Anchura del edificio.
C	Clava de la pantalla.
c	Cohesión.
dh _{or}	Espacio horizontal entre apoyos.
E	Módulo de Young.
E	Módulo de elasticidad de la pantalla.
E_{ur}^{ref}	Módulo de rigidez en carga - descarga de referencia.
E_{50}^{ref}	Módulo de rigidez de referencia para la tensión de referencia.
E_M	Módulo presiométrico del terreno.
H	Altura total de la pantalla.
I	Inercia de la pantalla.
K_h	Coefficiente de balasto.
L	Longitud del apoyo.
m	Cantidad de dependencia de la tensión.
N_c	Factor de sustentación.
n	Designa el número de niveles de apoyo.
q	Carga aplicada.
w	Deformación.
Z	Profundidad de la excavación.
z	Profundidad considerada (la media en cada estrato).

Listado de letras griegas:

σ_3 Tensión horizontal.

p_{ref} Tensión de referencia en ensayo triaxial.

γ_t Densidad del terreno.

φ Ángulo de rozamiento del terreno.

p_p Tensión de preconsolidación isotrópica.

ν Coeficiente de Poisson.

ϕ Ángulo de rozamiento interno.

ψ Ángulo de dilatancia.

Elasticidad del suelo (E y ν).

Resistencia y plasticidad (ϕ y c).

ΔH Profundidad de la excavación.

α Coeficiente en función del terreno (0,30 para granulares / 0,50 para cohesivos).

γ_i Peso específico efectivo del estrato ($\gamma'_i = \gamma_i - \gamma_w$).

H_i Potencia del estrato considerado.

K_0 Coeficiente de empuje en reposo ($K_0 = 1 - \sin\varphi$).

\underline{u} Vector de desplazamiento.

\underline{N} Matriz de las funciones de forma.

\underline{v} Vectores de los valores nodales.

L Operador diferencial de geometría.

\underline{u} Vector de los desplazamientos nodales.

v_i Valores nodales.

$N_i(\xi)$ Valor de la función de forma para el nodo i y la posición ξ .

$u(\xi)$ Valor resultante en la posición ξ .

n_u	Número de nodos para el elemento.
$F(\xi_i)$	Valor de F en la posición ξ .
$F(\xi_i, \eta_i)$	Valor de F en la posición ξ, η .
w_i	Peso para el punto i definido según el método.
k	Número de puntos utilizados en la integración numérica.
E_{50}	Módulo de Young para el 50% de la tensión desviadora de rotura q_f .
q	Tensión desviadora.
q_a	Valor asintótico de la tensión desviadora.
q_f	Tensión desviadora de rotura que se calcula según <i>Mohr Coulomb</i> .
p	Tensión isotropa.
c'	Cohesión del material.
Φ'	Ángulo de rozamiento interno del material.
p^{ref}	Tensión de referencia.
σ_3'	Tensión de cámara del ensayo triaxial drenado.
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson para ciclos de carga - descarga.

LISTADO DE FIGURAS

Figura 2.1.a Asentamientos debidos a la excavación, (Peck, 1969a).	41
Figura 2.1.b Síntesis de la deformación de la pantalla en relación a la profundidad de la excavación, (Moormann, 2002).	48
Figura 2.1.c Curva genérica de eficacia de la clava.	54
Figura 2.1.d Deformaciones debidas a excavaciones en arcillas blandas, (Clough y O'Rourke, 1990, a partir de Clough et al, 1989).	52
Figura 2.1.e Método de cálculo del coeficiente de seguridad ante el levantamiento del fondo de la excavación, (Terzaghi, 1943).	55
Figura 2.1.f Método de cálculo del coeficiente de seguridad ante el levantamiento del fondo de la excavación, (Bjerrum y Eide, 1956).	55
Figura 2.1.g Diagrama para obtener la estimación de los desplazamientos en función de la profundidad de la excavación y del coeficiente de seguridad ante el levantamiento del fondo de la excavación para las pantallas que se apoyan en arcilla, (Clough et al, 1979).	55
Figura 2.1.h Diagrama de síntesis de la deformación referente a la profundidad de la excavación en función del tipo de apoyo, (Moormann, 2002).	62
Figura 2.2.a Familias de métodos de cálculo de pantallas, (Delattre, 2001).	75
Figura 2.2.b Cuadro resumen de los métodos de análisis de pantallas.	76
Figura 2.2.c Extracto de las normas EAB alemanas de redistribución de presiones en función de los puntales.	80
Figura 2.2.d Esquema de equilibrio y comportamiento de una pantalla en voladizo.	82
Figura 2.2.e Esquema de equilibrio y comportamiento de una pantalla anclada base libre.	83
Figura 2.2.f Esquema de equilibrio y comportamiento de una pantalla anclada con base fija.	84
Figura 2.2.g Esquema de equilibrio y comportamiento de una pantalla con varios anclajes.	85
Figura 2.2.h Esquema del planteamiento adaptado para el método del coeficiente de balasto, (según CTE-DB-SE-C, pág.154, fig. F.14).	87
Figura 2.2.i Gráfica tensión - desplazamiento en función de los estados del terreno, (Haliburton, 1968).	89
Figura 2.2.j Esquema de análisis con el programa CYPE - Pantallas.	91
Figura 2.2.k Esquema de análisis con el programa PLAXIS.	93
Figura 2.2.m Funciones de forma para elementos finitos triangulares de quince nodos, (Briagkreve et al, 2002).	97
Figura 2.2.n Ley tensión - deformación adoptada en el modelo de plasticidad perfecta.	99
Figura 2.2.o Superficie de fluencia del modelo de plasticidad perfecta.	99
Figura 2.2.p Ley tensión - deformación del modelo de endurecimiento para un ensayo triaxial, (Bringkreve et al, 2002a).	101
Figura 2.2.q Ley tensión - deformación del modelo de endurecimiento para un ensayo edométrico, (Bringkreve et al, 2002a).	102
Figura 2.2.r Modificación de la ley de fluencia ante la aplicación de una tensión desviadora, (Bringkreve et al, 2002a).	103
Figura 2.2.s Superficies de fluencia del modelo de endurecimiento.	104
Figura 3.1.a Curva tensión – deformación y superficie de fluencia para el modelo de plasticidad perfecta.	115
Figura 3.1.b Curva tensión - deformación y superficie de fluencia para el modelo hiperbólico de endurecimiento.	116

Figura 3.1.c Geometría de la sección excavada.....	118
Figura 3.1.d Terreno cohesivo (MC).....	123
Figura 3.1.e Terreno cohesivo (HS).....	123
Figura 3.1.f Terreno granular (MC).....	124
Figura 3.1.g Terreno granular (HS).....	124
Figura 3.1.h Deformación de la malla (terreno cohesivo MC).....	126
Figura 3.1.i Deformación de la malla (terreno cohesivo HS).....	126
Figura 3.1.j Desplazamientos horizontales del terreno (terreno cohesivo MC).....	127
Figura 3.1.k Desplazamientos horizontales del terreno (terreno cohesivo HS).....	127
Figura 3.1.l Desplazamientos verticales del terreno (terreno cohesivo MC).....	128
Figura 3.1.m Desplazamientos verticales del terreno (terreno cohesivo HS).....	128
Figura 3.1.n Tensiones efectivas principales (terreno cohesivo MC).....	129
Figura 3.1.o Tensiones efectivas principales (terreno cohesivo HS).....	129
Figura 3.1.p Tensiones relativas de cortante (terreno cohesivo MC).....	130
Figura 3.1.q Tensiones relativas de cortante (terreno cohesivo HS).....	130
Figura 3.1.r Desplazamientos horizontales de la pantalla (terreno cohesivo MC).....	131
Figura 3.1.s Desplazamientos horizontales de la pantalla (terreno cohesivo HS).....	131
Figura 3.1.t Desplazamientos verticales de la pantalla (terreno cohesivo MC).....	132
Figura 3.1.u Desplazamientos verticales de la pantalla (terreno cohesivo HS).....	132
Figura 3.1.v Esfuerzos axiales de la pantalla (terreno cohesivo MC).....	133
Figura 3.1.w Esfuerzos axiales de la pantalla (terreno cohesivo HS).....	133
Figura 3.1.x Esfuerzos de flexión de la pantalla (terreno cohesivo MC).....	134
Figura 3.1.y Esfuerzos de flexión de la pantalla (terreno cohesivo MC).....	134
Figura 3.1.z Deformación de la malla (terreno granular MC).....	137
Figura 3.1.aa Deformación de la malla (terreno granular HS).....	137
Figura 3.1.ab Desplazamientos horizontales del terreno (terreno granular MC).....	138
Figura 3.1.ac Desplazamientos horizontales del terreno (terreno granular MC).....	138
Figura 3.1.ad Desplazamientos verticales del terreno (terreno granular MC).....	139
Figura 3.1.ae Desplazamientos verticales del terreno (terreno granular HS).....	139
Figura 3.1.af Tensiones efectivas principales (terreno granular MC).....	140
Figura 3.1.ag Tensiones efectivas principales (terreno granular HS).....	140
Figura 3.1.ah Tensiones relativas de cortante (terreno granular MC).....	141
Figura 3.1.ai Tensiones relativas de cortante (terreno granular HS).....	141
Figura 3.1.aj Desplazamientos horizontales de la pantalla (terreno granular MC).....	142
Figura 3.1.ak Desplazamientos horizontales de la pantalla (terreno granular HS).....	142
Figura 3.1.al Desplazamientos verticales de la pantalla (terreno granular MC).....	143
Figura 3.1.am Desplazamientos verticales de la pantalla (terreno granular HS).....	143
Figura 3.1.an Esfuerzos axiales de la pantalla (terreno granular MC).....	144
Figura 3.1.ao Esfuerzos axiales de la pantalla (terreno granular HS).....	144
Figura 3.1.ap Esfuerzos de flexión de la pantalla (terreno granular MC).....	145
Figura 3.1.aq Esfuerzos de flexión de la pantalla (terreno granular HS).....	145
Figura 3.2.a Esquema geométrico del estudio.....	151
Figura 3.2.b Esquema de deflexión cóncava y convexa.....	152
Figura 3.2.c Asentamientos verticales, con rigidez axial fija.....	153
Figura 3.2.d Asentamientos verticales, con rigidez a flexión fija.....	154
Figura 3.2.e Desplazamientos horizontales, con rigidez axial fija.....	155
Figura 3.2.f Desplazamientos horizontales, con rigidez a flexión fija.....	155
Figura 3.2.g Pérdida de volumen en tunelación.....	156
Figura 3.2.h Curvas de diseño propuestas por Potts y Addenbrooke, (1997).....	157
Figura 3.2.i Esquema geométrico del estudio, (Franzius, 2003).....	159

Figura 3.2.j Cuadro de combinación de casos de estudio, (Franzius, 2003).....	160
Figura 3.2.k Desplazamientos horizontales según la profundidad.	162
Figura 3.2.l Relación entre deflexión y rigidez del edificio.	163
Figura 3.2.m Relación entre tensiones horizontales y rigidez del edificio.	163
Figura 3.2.n Geometría del estudio de Potts y Addenbrooke.	165
Figura 3.2.o Geometría del presente estudio.....	166
Figura 3.2.p Geometría general del estudio.....	169
Figura 3.2.q Geometría. Detalle de la base de la clava.....	171
Figura 3.2.r Fase 1. Situación inicial. Figura 3.2.s Fase 2. Ejecución pantalla.....	175
Figura 3.2.t Fase 3: Excavación 3m. Figura 3.2.u Fase 4: Excavación 6m.	176
Figura 3.2.v Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$	178
Figura 3.2.w Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$	179
Figura 3.2.x Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 0,518$	179
Figura 3.2.y Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 51,80$	180
Figura 3.2.z Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$	181
Figura 3.2.aa Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$	181
Figura 3.2.ab Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 0,518$	182
Figura 3.2.ac Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 51,8$	182
Figura 3.2.ad Asentamientos verticales. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$	183
Figura 3.2.ae Asentamientos verticales. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$	184
Figura 3.2.af Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 0,518$	184
Figura 3.2.ag Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 51,8$	185
Figura 3.2.ah Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$	186
Figura 3.2.ai Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$	186
Figura 3.2.aj Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 0,518$	187
Figura 3.2.ak Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 51,80$	187
Figura 3.2.al Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$. .	188
Figura 3.2.am Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$. 189	
Figura 3.2.an Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de α para $\rho = 0,518$. .	189
Figura 3.2.ao Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de α para $\rho = 51,80$. 190	
Figura 3.2.ap Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$. .	191
Figura 3.2.aq Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$. .	191
Figura 3.2.ar Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de α para $\rho = 0,518$. .	192
Figura 3.2.as Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de α para $\rho = 51,8$	192
Figura 3.3.a Nivel freático y presión de poro en el caso de terreno cohesivo (-15m).	197
Figura 3.3.b Geometría de los tres casos de excavación.....	199
Figura 3.3.c Cargas aplicadas al modelo III.5.....	201
Figura 3.3.d Modelo III.5 en Plaxis 2D.	202
Figura 3.3.e Desplazamiento vertical - excavación 3m.	204
Figura 3.3.f Desplazamiento vertical - excavación 3m.	204
Figura 3.3.g Desplazamientos verticales - excavación 6m.....	205
Figura 3.3.h Desplazamientos horizontales - excavación 6m.....	206
Figura 3.3.i Desplazamientos verticales - excavación 9m.	207
Figura 3.3.j Desplazamientos horizontales - excavación 9m.....	207
Figura 3.3.k Resumen de desplazamientos verticales.	208
Figura 3.3.l Resumen de desplazamientos horizontales.	209
Figura 3.3.m Arquetipo I. Axonometría, sección y cimentación.....	211
Figura 3.3.n Arquetipo II. Axonometría, sección y cimentación.....	211
Figura 3.3.o Arquetipo III. Axonometría, sección y cimentación.....	212

Figura 3.3.p Arquetipo IV. Axonometría, sección y cimentación.	213
Figura 4.1.a Modelo en Plaxis 2D de terreno granular.	221
Figura 4.1.b Modelo en Plaxis 2D de terreno cohesivo.	221
Figura 4.1.c Modelo en Plaxis 2D de terreno mixto.	222
Figura 4.1.d Nivel freático y presión de poro en el caso de terreno granular (-3m).	223
Figura 4.1.e Nivel freático y presión de poro en el caso de terreno cohesivo (-15m).	223
Figura 4.1.f Nivel freático y presión de poro en el caso de terreno mixto (-9m).	224
Figura 4.1.g Geometría de los tres casos de excavación.	226
Figura 4.1.h Excavación de 3m de profundidad, modelo en Plaxis 2D.	227
Figura 4.1.i Excavación de 6m de profundidad, modelo en Plaxis 2D.	228
Figura 4.1.j Excavación de 9m de profundidad, modelo de Plaxis 2D.	229
Figura 4.1.k Cargas aplicadas a los modelos del arquetipo I.	233
Figura 4.1.l Cargas aplicadas a los modelos del arquetipo II.	234
Figura 4.1.m Cargas aplicadas a los modelos del arquetipo III.	234
Figura 4.1.n Cargas aplicadas a los modelos del arquetipo IV.	235
Figura 4.3.a ARQUETIPO I – Terreno granular – Desplazamientos horizontales.	239
Figura 4.3.b ARQUETIPO I – Terreno granular – Desplazamientos verticales.	239
Figura 4.3.c ARQUETIPO I – Terreno cohesivo – Desplazamientos horizontales.	240
Figura 4.3.d ARQUETIPO I – Terreno cohesivo – Desplazamientos verticales.	240
Figura 4.3.e ARQUETIPO I – Terreno mixto – Desplazamientos horizontales.	241
Figura 4.3.f ARQUETIPO I – Terreno mixto – Desplazamientos verticales.	241
Figura 4.3.g ARQUETIPO I – Desplazamientos horizontales.	242
Figura 4.3.h ARQUETIPO I – Desplazamientos horizontales.	242
Figura 4.3.i ARQUETIPO II – Terreno granular – Desplazamientos horizontales.	243
Figura 4.3.j ARQUETIPO II – Terreno granular – Desplazamientos verticales.	243
Figura 4.3.k ARQUETIPO II – Terreno cohesivo – Desplazamientos horizontales.	244
Figura 4.3.l ARQUETIPO II – Terreno cohesivo – Desplazamientos verticales.	244
Figura 4.3.m ARQUETIPO II – Terreno mixto – Desplazamientos horizontales.	245
Figura 4.3.n ARQUETIPO II – Terreno mixto – Desplazamientos verticales.	245
Figura 4.3.o ARQUETIPO II – Desplazamientos horizontales.	246
Figura 4.3.p ARQUETIPO II – Desplazamientos verticales.	246
Figura 4.3.q ARQUETIPO III – Terreno granular – Desplazamientos horizontales.	247
Figura 4.3.r ARQUETIPO III – Terreno granular – Desplazamientos verticales.	247
Figura 4.3.s ARQUETIPO III – Terreno cohesivo – Desplazamientos horizontales.	248
Figura 4.3.t ARQUETIPO III – Terreno cohesivo – Desplazamientos verticales.	248
Figura 4.3.u ARQUETIPO III – Terreno mixto – Desplazamientos horizontales.	249
Figura 4.3.v ARQUETIPO III – Terreno mixto – Desplazamientos verticales.	249
Figura 4.3.w ARQUETIPO III – Desplazamientos horizontales.	250
Figura 4.3.x ARQUETIPO III – Desplazamientos verticales.	250
Figura 4.3.y ARQUETIPO IV – Terreno granular – Desplazamientos horizontales.	251
Figura 4.3.z ARQUETIPO IV – Terreno granular – Desplazamientos verticales.	251
Figura 4.3.aa ARQUETIPO IV – Terreno cohesivo – Desplazamientos horizontales.	252
Figura 4.3.ab ARQUETIPO IV – Terreno cohesivo – Desplazamientos verticales.	252
Figura 4.3.ac ARQUETIPO IV – Terreno mixto – Desplazamientos horizontales.	253
Figura 4.3.ad ARQUETIPO IV – Terreno mixto – Desplazamientos verticales.	253
Figura 4.3.ae ARQUETIPO IV – Desplazamientos horizontales.	254
Figura 4.3.af ARQUETIPO IV – Desplazamientos verticales.	254
Figura 4.3.ag ARQUETIPO I – Desplazamientos horizontales del edificio.	255
Figura 4.3.ah ARQUETIPO I – Desplazamientos verticales del edificio.	255
Figura 4.3.ai ARQUETIPO II – Desplazamientos horizontales del edificio.	256

Figura 4.3.aj ARQUETIPO II – Desplazamientos verticales del edificio	256
Figura 4.3.ak ARQUETIPO III – Desplazamientos horizontales del edificio.....	257
Figura 4.3.al ARQUETIPO III – Desplazamientos verticales del edificio	257
Figura 4.3.am ARQUETIPO IV – Desplazamientos horizontales del edificio	258
Figura 4.3.an ARQUETIPO IV – Desplazamientos verticales del edificio	258

LISTADO DE TABLAS

Tabla 2.2.a Resumen comparativa entre métodos analíticos.....	107
Tabla 3.1.a Parámetros del terreno en MC.....	120
Tabla 3.1. b Parámetros del terreno en HS.....	120
Tabla 3.1.c Resumen para terreno cohesivo.....	135
Tabla 3.1.d Resumen para terreno granular.....	146
Taula 3.2.a Rigidez a flexión de los edificios.....	159
Taula 3.2.b Tabla con diferentes valores para $\alpha=0,486$	171
Taula 3.2.c Tabla con diferentes valores para $\alpha=48,60$	172
Taula 3.2.d Tabla con diferentes valores para $\rho=0,518$	172
Taula 3.2.e Tabla con diferentes valores para $\rho=51,80$	173
Tabla 3.3.a Parámetros geotécnicos del terreno cohesivo.....	197
Tabla 3.3.b Parámetros de cálculo de la pantalla.....	198
Tabla 3.3.c Parámetros de análisis del modelo III.5.....	201
Tabla 3.3.d Los doce modelos de análisis.....	203
Tabla 3.3.e Desplazamientos edificio y terreno para profundidad de 3m.....	203
Tabla 3.3.f Desplazamientos edificio y terreno para profundidades de 6m.....	205
Tabla 3.3.g Desplazamientos edificio y terreno para profundidades de 9m.....	206
Tabla 4.1.a Parámetros geotécnicos de los terrenos tipo.....	222
Tabla 4.1.b Parámetros de cálculo de la pantalla.....	224
Tabla 4.1.c Rigideces a flexión y axial de los doce modelos.....	230
Tabla 4.1.d Parámetros de análisis de los modelos.....	231
Tabla 4.2.a Los 111 modelos de análisis paramétrico.....	237

CAPÍTULO I
INTRODUCCIÓN PARTICULAR

1. INTRODUCCIÓN PARTICULAR

En este primer libro de la tesis, el tema principal que se desarrollará será el estudio de las **CONTENCIONES**, con la finalidad de evaluar cuales son los puntos que se toman para su cálculo, como son las *características del terreno, la profundidad de excavación, los métodos de análisis, el rozamiento pantalla-terreno y el peso del edificio*; y cuáles no se estudian o no se tienen en cuenta, como son las *rigideces del terreno, del sistema de contención, del edificio y de la cimentación*.

Se partirá del análisis de los trabajos previos realizados por varios autores entre los que destacan **Peck** (1969), Cloguh & O'Rourke (1990), **Potts & Addenbrooke** (1997), hasta **Moormann** (2002), y finalizando con **Marten** (2005), de los cuales se estudiarán con más énfasis los aspectos más importantes para el desarrollo final de la tesis.

Así pues la finalidad de este primer libro, será llegar a establecer un sistema general de cálculo que lo simplifique y dé unos resultados más aproximados que los que se obtienen hoy en día, con la introducción de nuevos conceptos que se demostrará que influyen en la definición de la contención.

CAPÍTULO II
ESTADO DEL ARTE

CAPÍTULO II – ESTADO DEL ARTE

2. ESTADO DEL ARTE	39
2.1. LÍMITES DEL SISTEMA	40
2.1.1. EL TERRENO	40
2.1.1.1. La naturaleza del suelo	40
2.1.1.2. La presencia de agua	42
2.1.2. LA PANTALLA Y LA EXCAVACIÓN	43
2.1.2.1. Tipologías de pantallas de contención	43
2.1.2.2. La altura libre de la pantalla	46
2.1.2.3. La clava de la pantalla	49
2.1.2.4. La rigidez del sistema pantalla - apoyo	50
2.1.2.5. El levantamiento del fondo de la excavación	54
2.1.2.6. Las fases de trabajo	57
2.1.2.7. La ejecución de la pantalla	58
2.1.2.8. El asentamiento de la pantalla	59
2.1.2.9. La geometría de la excavación	60
2.1.3. SISTEMA DE APOYO	61
2.1.3.1. El tipo de apoyo	61
2.1.3.2. La densidad de apoyos	64
2.1.3.3. La entrada en carga	65
2.1.3.4. La eliminación de los apoyos	66
2.1.3.5. La utilización de bermas	66
2.1.3.6. La construcción de una losa de fondo	67
2.1.4. OTROS FACTORES DE INFLUENCIA	68
2.1.4.1. El entorno de la contención	68
2.1.4.2. La ejecución de los trabajos	70
2.1.4.3. Defectos de la propia estructura	70
2.1.4.4. El reconocimiento de los suelos	71
2.1.4.5. El efecto del tiempo	71
2.1.4.6. El efecto de la temperatura	72
2.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS	74
2.2.1. MÉTODOS PURAMENTE EMPÍRICOS	76
2.2.2. MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	77
2.2.2.1. Normas danesas y el efecto arco	77
2.2.2.2. La cinemática de las pantallas	78
2.2.2.3. Asentamientos en el trasdós	79

2.2.3. MÉTODOS ANALÍTICOS	80
2.2.3.1 Métodos clásicos de equilibrio límite	81
2.2.3.2 Métodos elásticos - <i>Winkler</i>	86
2.2.3.3 Métodos numéricos - MEF.....	91
2.2.3.4 Análisis comparativo de los métodos analíticos	104
2.3 RESUMEN	108

2. ESTADO DEL ARTE

El problema del comportamiento de las pantallas de contención es una cuestión que se desarrolla desde principios del siglo XX.

Desde los primeros trabajos realizados por **Terzaghi**, (1943) y **Skempton** y **MacDonald**, (1956) hasta la actualidad, hace ya más de medio siglo -casi 70 años- centenares de científicos y técnicos han estudiado y siguen estudiando el problema de la relación entre el movimiento del terreno y los edificios.

En el tema que nos ocupa, hay dos cuestiones totalmente diferenciadas que se deben estudiar: por una parte en el complejo sistema “pantallas - sustentación suelo – edificios” se debe abordar cada uno de los elementos que participan y se debe definir su comportamiento. Este apartado, bastante extenso, lo he titulado “Límites del sistema” porque será el que nos sirva para determinar y acotar la extensión del trabajo. Se sitúa en el apartado 2.1. que encontramos a continuación.

Por otra parte, en una tesis analítica como la que planteo, será fundamental definir con detalle los métodos de análisis, ya sean clásicos o de última generación. Este apartado, que he simplificado expresamente para evitar una excesiva carga teórico - matemática innecesaria se sitúa en el punto 2.2. siguiente.

Otras cuestiones fundamentales pero más relacionadas con el comportamiento del edificio que con la propia pantalla, el estudio de los asentamientos, la afectación y sensibilidad de las construcciones y la interacción global del sistema (construcción - suelo - edificio), lo dejo para el capítulo correspondiente en el libro II.

2.1. LÍMITES DEL SISTEMA

El comportamiento de las pantallas de contención es bastante complejo y está condicionado por un número considerable de factores y variables.

En primer lugar, el entorno donde se sitúa el elemento: el terreno, que condicionará extraordinariamente dicho comportamiento tanto en función de su naturaleza propia como en función de la presencia o no, de agua.

Lógicamente las propias características del elemento resistente, la pantalla, serán determinantes para el comportamiento del conjunto. Su tipología, su geometría (altura libre, clava, rigidez del sistema), el proceso constructivo, etc. son parámetros que condicionan de manera absoluta su comportamiento final.

En tercer lugar se debe describir con exhaustividad, por la importancia de sus características en el resultado final, el sistema de apoyo, desde su tipología hasta el proceso de ejecución, pasando por su geometría.

Finalmente he establecido un cajón de sastre, “otros factores de influencia”, para incluir otros parámetros más dispersos, pero no menos importantes.

Este capítulo se ha fundamentado principalmente en el excelente trabajo de **Marten**, (2005) ampliándose básicamente con criterios y experiencia propia del autor de la tesis.

2.1.1. EL TERRENO

2.1.1.1. La naturaleza del suelo

La mayoría de los autores determinan la naturaleza del suelo como el factor más importante para entender el comportamiento y determinar tanto el orden de magnitud como la forma de las deformaciones en una contención. No obstante, las aproximaciones empíricas, por simplificación y eficacia, no pueden tener en consideración todas las características y parámetros que vienen intrínsecos en los suelos, como la estratificación, la anisotropía de los materiales o el estado de las tensiones y sólo contemplan el tipo de suelo predominante.

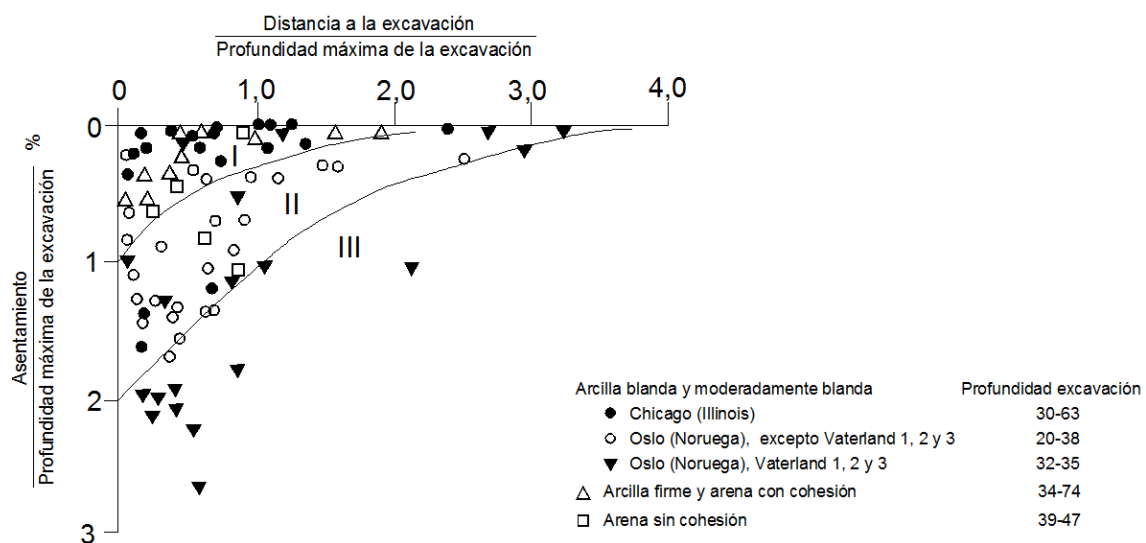
El estudio de la relevancia de otros factores se valora distinguiendo los diferentes tipos de suelos, para así poder evaluar su influencia en los resultados.

El primero en establecer una aproximación detallada fue **Peck**, (1969) donde, mediante una recogida de medidas en diferentes tipos de contenciones (muros

berlineses, muros de tablestaca apuntalados o anclados), extrajo en base a diferentes tipos de suelos, los diagramas de asentamientos provocados por la realización de excavaciones. Así pues, la figura 2.1.a nos muestra que los asentamientos (en porcentaje respecto a la altura de la excavación) varían entre $(\delta_v/H) < 1\%$ para la zona I (arenas, arcillas de blandas a rígidas) y $(\delta_v/H) > 2\%$ para la zona III (arcillas de muy blandas a blandas):

También se puede observar que la distancia horizontal de influencia de los asentamientos detrás del muro puede ser cuatro veces la profundidad de la excavación en los suelos de blandos a muy blandos (zona III), mientras que en la arena o arcilla de blanda a rígida (zona I), la distancia a la cual se percibe la influencia de los asentamientos es dos veces la profundidad, es decir, la mitad que en el caso anterior.

En base a este estudio **Peck, (1969)** estableció el índice de estabilidad $N_b = (\gamma H)/c_u$ (donde c_u es la cohesión no drenada) como criterio de clasificación de las zonas. El valor de comparación que indica, N_c , es el factor de sustentación utilizado para calcular el coeficiente de seguridad en el caso del levantamiento del fondo de la excavación.



Zona I Excavaciones en arenas y arcillas de blandas a firmes, conducción de los trabajos de calidad media.

Zona II Excavaciones en las arcillas de muy blandas a blandas, el lecho de la arcilla tiene una extensión limitada bajo el nivel de la excavación o está limitada por un lecho de arcilla más firme ($N_b < N_c$).

Zona III Excavaciones en las arcillas de muy blandas a blandas, el lecho de arcilla blanda tiene un gran espesor bajo el nivel del fondo de la excavación ($N_b > N_c$).

$$N_b = (\gamma H)/c_u$$

N_c = factor de sustentación.

Figura 2.1.a Asentamientos debidos a la excavación, (Peck, 1969a).

A los trabajos de **Peck**, (1969) le han seguido muchos otros estudios como por ejemplo **Moormann**, (2002), que resume los diferentes tipos de suelos según:

- Los suelos cohesivos de consistencia de muy blanda a blanda ($c_u < 75 \text{kPa}$).
- Los suelos cohesivos de consistencia más bien rígida ($c_u > 75 \text{kPa}$).
- Los suelos granulares.
- Los suelos estratificados o mixtos.
- Los terrenos rocosos.

Si un terreno comprende varios estratos de naturaleza diferente, el tipo de suelo que se encuentra en la clava de la pantalla es el determinante. Un suelo se clasifica como estratificado o mixto si en toda la altura de la pantalla ningún suelo supera el 40% de asentamiento respecto la profundidad de la excavación.

Es evidente, en todo caso, que el parámetro concluyente en este aspecto es, lógicamente, la cohesión, más allá de otros como la densidad o el ángulo de rozamiento interno, que aún siendo importantes, no afectan a los resultados con tanta amplitud.

No obstante, la naturaleza del suelo se puede ver alterada por lo que denomina mejoras del terreno mediante un *Jet - grouting* o una inyección. En este sentido **Masuda** (1996), desarrolla un método semiempírico para determinar los desplazamientos horizontales de las pantallas de contención integrando en el cálculo estas mejoras en el terreno a través de un factor que describe la rigidez del sistema bajo la forma de coeficiente de mayoración.

2.1.1.2. La presencia de agua

Los efectos del agua son determinantes para el comportamiento de los sistemas de contención. No obstante, tal y como recoge **Marten**, (2005) en sus síntesis, varios estudios no hacen de ésta, un factor de influencia preponderante .

La anterior visión, en mi opinión, no es suficientemente acertada, ya que según mi propia experiencia los efectos del agua pueden ser incluso más importantes que la propia cohesión del terreno.

En este sentido, profundizando en varios autores, efectivamente hay diversos trabajos que no tienen consideración destacada de la presencia de agua (**Golberg**, **Clough**, **O'Rourke**, etc.) pero sí lo contemplan otros como **Peck**, **de Appolonia**, **Duncan** y **Bentler** o el mismo **Burland**.

Hay dos maneras principales de manifestación de los efectos del agua en el caso de tener excavaciones con un bombeo continuo. Por un lado, la presión

detrás de la pantalla cuando la contención está empotrada en un lecho casi impermeable e interceptando las entradas de agua. Por otro lado, cuando la pantalla acaba en un lecho permeable, alrededor de la clava aparece una dinámica de agua que puede comportar o un aumento de las tensiones efectivas, que en consecuencia consoliden al terreno cuando las aguas suben o una disminución de la capacidad resistente de la clava y del apoyo del suelo, comportando inestabilidades hidráulicas, lo que se conoce como “efecto de sifonamiento, cuando las aguas bajan.

2.1.2. LA PANTALLA Y LA EXCAVACIÓN

2.1.2.1. Tipologías de pantallas de contención

Antiguamente los métodos utilizados para contener tierras, aparte de excavar en una pendiente no estabilizada, eran ladrillos y madera (*Delattre, 2000*). En la actualidad los materiales utilizados para estas funciones son el hormigón y el acero.

Entendemos como pantalla de contención el conjunto de elementos resistentes que se utilizan para contener un terreno en una excavación. De esta manera se contrarresta el empuje de tierras que produce la descompresión del suelo.

La contención no sólo comprende la pantalla en sí, sino también un sistema de apoyos. En la parte inferior de la pantalla y garantizando el empotramiento en el suelo se encuentra la clava de la pantalla; y a nivel superior, son los anclajes los que garantizan la estabilidad de la contención, bien situados detrás de la pantalla o como puntales colocados ante ésta.

De lo contrario, la contención no sólo comprende la pantalla en sí, sino también un sistema de apoyos. Por la parte inferior y garantizando el empotramiento del suelo se encuentra la clava de la pantalla. A nivel superior, los apoyos que garantizan los anclajes situados detrás de la pantalla o los puntales colocados ante ésta.

Dentro de la definición del Eurocódigo (EC 7-1, 2004), una “obra de contención” retiene las tierras (suelo, rocas o relleno) y/o agua. El material es retenido por la obra si “se mantiene una pendiente más fuerte que la que eventualmente adoptaría si ninguna obra estuviera presente”. Los tres tipos de obra que cubre la norma son: los muros de gravedad, los muros pantalla y las obras de contención compuestas.

En el presente trabajo, la noción de “pantallas de contención” se refiere exclusivamente a “muros pantalla”.

De esta manera y gracias a la larga experiencia en este ámbito a lo largo del tiempo, podemos extraer una relación de los métodos más convencionales utilizados para esta finalidad:

- Muros berlineses, es decir, elementos de estructura vertical, generalmente perfiles metálicos H, colocados previamente a la excavación, entre los que se dispone durante el avance de la excavación de unas vigas horizontales o unas placas de hormigón de refuerzo del terreno.
- Los muros compuestos por pilotes o micropilotes (derivados de los berlineses) formados a menudo como elementos verticales y, por ejemplo, hormigón proyectado sobre una malla soldada como elementos horizontales.
- Las cortinas de tablestaca utilizadas principalmente en presencia de agua. Normalmente esta tipología se utiliza en terrenos blandos o muy blandos. Evidentemente, es el método más utilizado en los Países Bajos.
- Los muros pantalla, que se construyen perforando tramos reducidos de muro, en seco o utilizando previamente un confinamiento de las partículas superficiales del terreno (si éste se disgrega muy fácilmente) a partir de lodos tixotrópicos. Posteriormente, el tramo ya ejecutado se llena de hormigón (armado o no), resultando estos lodos reemplazados. Es el sistema más utilizado actualmente en España.
- Los muros prefabricados, a partir del mismo principio que con los muros pantalla pero con un *Grout* de cemento; en esta suspensión se disponen paneles prefabricados (o tablestacas).
- Los muros constituidos por pilotes secantes o por pilotes tangentes; son una buena solución cuando los terrenos son apreciablemente duros. Como en el muro pantalla tradicional, se perforan antes de la excavación. Habitualmente, en edificación se deberá resolver a posteriori la discontinuidad del cerramiento, añadiendo un muro forro o un muro trasdosado.
- El claveteado, técnica que a veces reemplaza a los muros berlineses: conforme se va ejecutando la excavación, el terreno se cierra con la ayuda de hormigón proyectado, retenido a partir de una malla de conectores clavados o introducidos en las perforaciones

(habitualmente barras pasivas de acero) y sellados en el terreno con cemento.

- Las técnicas de mezcla “in situ” de tierra con cemento, es decir, el “jet - grouting” realizado por la inyección a alta presión de *Grout* de cemento de manera radial alrededor a un agujero de perforación que constituye también el eje de una columna de terreno mezclado con mortero de cemento.
- Los muros de damas descendentes, técnica similar al anterior pero con muros considerablemente más rígidos (hormigón armado o proyectado) y anclajes más potentes y separados.

En la actualidad, y por requerimientos funcionales, en muchas obras se deben construir los niveles superiores sin haber construido los inferiores. En estos casos, se utiliza el método “ascendente - descendente”, o sistema en topo. Consiste en ejecutar la contención perimetral de la excavación, generalmente una pantalla rígida del tipo muro pantalla, pilotes secantes o micropilotes, y apuntalar de arriba abajo esta contención a medida que se progresa en la excavación con la ayuda de elementos de la propia estructura, como por ejemplo los forjados.

Habitualmente, para las excavaciones profundas se utilizan los sistemas de pantallas de alta rigidez, como son los muros pantalla y los muros de pilotes secantes. Según **Guilloux y Kastner**, (1995) la técnica de los muros pantalla en Francia ha relegado progresivamente la utilización de pilotes, contrariamente a lo que ocurre en Alemania, donde los dos métodos coexisten. En España, tal y como hemos mencionado, la situación es similar a la francesa.

Schmidt y Seitz, (1998) mencionan que entre las técnicas aplicadas en Alemania también existen las “pantallas de elementos”: Un método comparable al claveteado, que consiste en tirantes pretensados fijados sobre una placa rectangular constituyendo una superficie de distribución del esfuerzo de pretensado.

Sería un método parecido al citado anteriormente como el de “damas descendentes”, utilizado cada vez de manera más frecuente en España. Estos muros no son forzosamente verticales, sino ligeramente inclinados, y la técnica de excavación trabaja normalmente con bermas (esta técnica es parecida al mallado utilizado en Francia para la estabilización de taludes en lugares montañosos). Los autores citan, por otro lado, tres métodos más: la tierra armada (una técnica inicialmente desarrollada en Francia), los muros reforzados mediante geotextiles (según el mismo principio que la tierra armada) y el llamado método “ingeniería biológica”, que utiliza el aumento de la

estabilidad de los taludes que le confieren las raíces de las plantas. No obstante, estos últimos métodos no son aplicables en la contención de las excavaciones, especialmente si son urbanas. **Schnell**, (1995) presenta también la aplicación del método de congelación del terreno para realizar contenciones. La ventaja de este método es que no es invasivo, pero necesita un importante gasto energético y no es económico si se utiliza para grandes superficies. Este método puede ser utilizado para tratar los defectos de estanqueidad de las pantallas clásicas, pero en la práctica se utiliza en contadas ocasiones.

Los tres factores “profundidad - suelo – pantalla” están fuertemente ligados y el comportamiento de la pantalla a menudo se expresa gráficamente en función de estos tres parámetros.

Para los muros planos, la referencia a mencionarlos como “muros tipo pantalla” a menudo se sustituye referenciándonos a la rigidez o a la “rigidez del sistema” que tiene en cuenta el producto. Así pues ya se contempla la pantalla, la profundidad de la clava y el espacio vertical entre los apoyos. En próximos capítulos se ampliará este concepto.

En el caso que el muro no sea plano, por ejemplo en el caso de un muro pantalla con los paneles en forma de T, la referencia al producto de inercia no es suficiente. Este tipo de pantalla no puede, en efecto, ser clasificado como un muro pantalla plano ni como un muro por gravedad, pues el peso del suelo comprendido entre los contrafuertes se transfiere a la estructura por rozamiento, un efecto que se opone a la tracción a la que las secciones están sometidas por la flexión de la pared. Ejemplos de muros de pantalla en T se citan en la literatura francesa, por ejemplo **Lavisse**,(1993), que presenta la excavación de la biblioteca de Francia o **Delattre et al**,(2003).

2.1.2.2. La altura libre de la pantalla

Por altura libre de una pantalla (designada habitualmente como H) se entiende básicamente como la altura de la profundidad de excavación hasta la cota donde la pantalla queda clavada al estrato resistente. No obstante, también podemos asimilar este concepto de altura libre, a la diferencia de nivel que se establece entre un terraplén situado en el trasdós de la pantalla con respecto al fondo de la excavación interior que se está produciendo.

Tal y como recoge **Marten**, (2005), la mayoría de estudios realizados en este campo relacionan directamente la altura de la profundidad de excavación (H) con los desplazamientos horizontales de la pantalla (δ_h) y los asentamientos del terreno detrás de ésta (δ_v). Se observa que las deformaciones son más importantes cuanto más profunda es la excavación, no sólo durante su proceso constructivo sino comparando diferentes pantallas acabadas.

Este parámetro, profundidad de excavación (H), por lo tanto, es uno de los más importantes ante el comportamiento del sistema y por eso los datos se refieren a él.

Hay autores, como por ejemplo **Moormann**, (2002, 2004) que en función del tipo de suelo establece los desplazamientos (δ_h) según la profundidad de la excavación (H). Así pues, si observamos la figura 2.1.b en la que se recogen datos de más de 530 casos (instrumentados y documentados en todo el mundo), podemos observar como existe una gran dispersión en los resultados, pero que mayoritariamente estos desplazamiento (δ_h) aumentan con la altura (H).

Por otro lado, autores como **Duncan** y **Bentler**, (1998) observan tanta dispersión que no están de acuerdo en considerar la profundidad de la excavación (H) como un factor a constatar. De todas formas son conscientes que el uso de las pantallas rígidas (muros pantalla) va en aumento en el sector de la contención: 31% (1962-1975), 40% (1976-1989), 53% (1990-1998). El autor considera que en la primera década del S. XXI estos porcentajes superan con creces el 70%, al menos en los mercados más conocidos por él: Francia y España.

También se observa, lógicamente, una progresión evidente de los desplazamientos horizontales (δ_h) en función del año en el que se ejecuta la pantalla.

A partir de estas observaciones se evidencia la destacada participación del valor de H en el comportamiento del sistema.

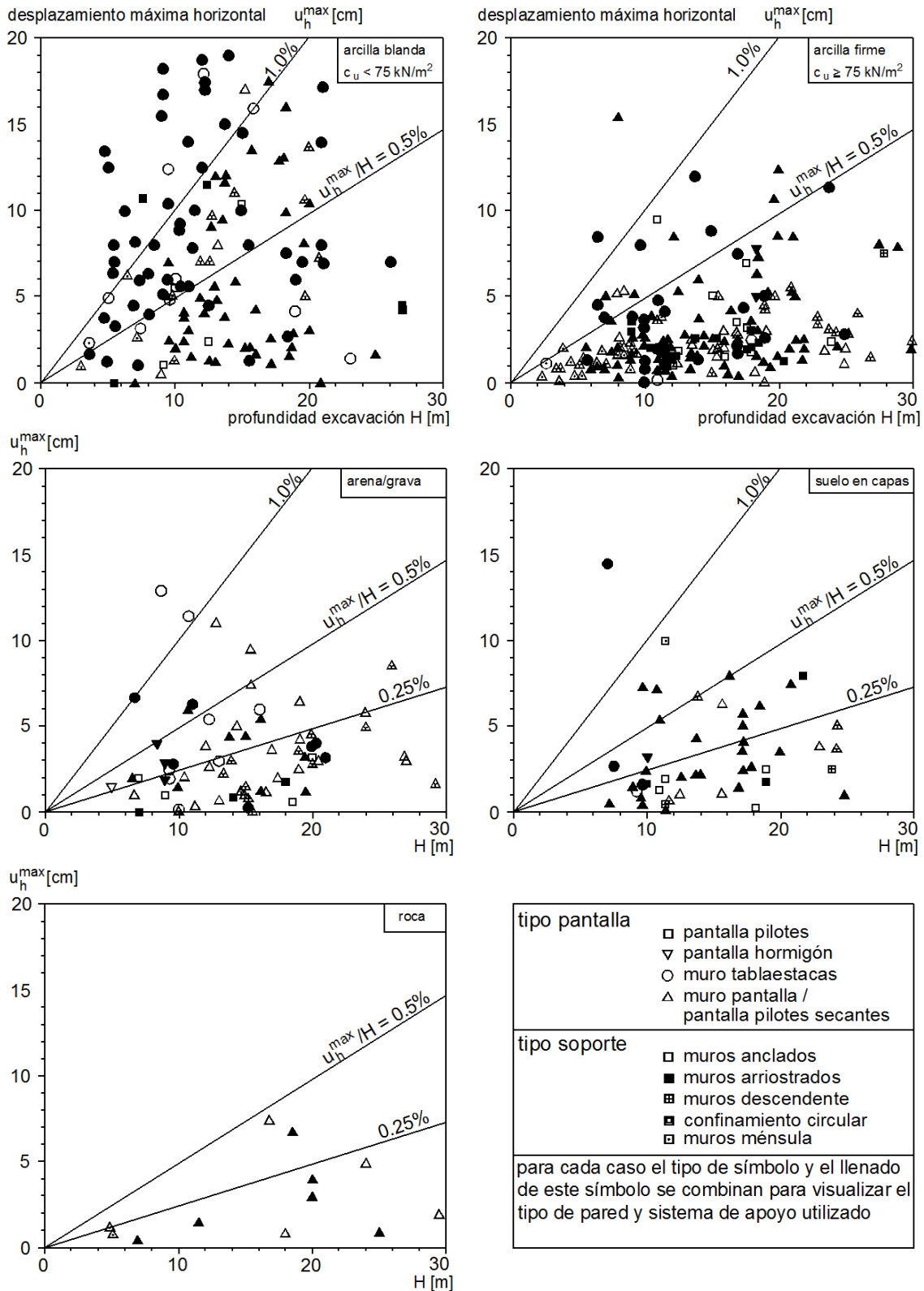


Figura 2.1.b Síntesis de la deformación de la pantalla en relación a la profundidad de la excavación, (Moormann, 2002).

2.1.2.3. La clava de la pantalla

Aunque en los métodos clásicos de **Terzaghi**, (1943) o de **Bjerrum y Eide**, (1956), donde se determina el coeficiente de seguridad para el levantamiento del fondo de la excavación, y que toma como base **Mana y Clough**, (1981) para el estudio de los desplazamientos, no se toma en consideración la componente de la clava, en mi opinión la influencia de este factor para la estabilidad de la pantalla de contención es muy relevante. Así pues, cuanto más profunda es la clava (t) de una pantalla, es decir, la profundidad del empotramiento de ésta en el terreno, los coeficientes de seguridad respecto al fallo y al levantamiento del fondo de la excavación son claramente superiores.

Descrito de forma resumida, el terreno que queda delante de la pantalla absorbe una parte del apoyo de la pantalla sobre el suelo. La diferencia de las solicitaciones ejercidas por el suelo en ambos lados de la pantalla aumenta a lo largo del proceso de la excavación.

Esta diferencia queda compensada por los elementos de apoyo artificiales, pero la movilización de estos apoyos necesita de un cierto desplazamiento y, por otra parte, se produce una pérdida de peso vertical del terreno excavado que estabilizaba el fondo de la excavación. La descarga delante de la pantalla comporta unos desplazamientos horizontales, que son a priori más importantes que los iniciales por una eventual carga detrás de la pantalla.

Hoy en día sigue sin estar muy clara la influencia de la clava ante el comportamiento de una pantalla. Por un lado, en el estudio de **Moormann**, (2002, 2004) sobre los desplazamientos relativos $\delta h_{\max}/H$, en terrenos arcillosos, en función de la clava relativa t/H se puede observar como la profundidad de la clava no tiene importancia sobre las deformaciones. No obstante, **Gill y Lukas**, (1990) en el resumen del estudio del comportamiento de 8 excavaciones en terrenos arcillosos destacan la primordial importancia de la profundidad de la clava, pues según comentan, en situaciones en las que el terreno es relativamente malo, un empotramiento profundo, en suelo rígidos puede reducir substancialmente las deformaciones de una pantalla. **Gill y Lukas** (1990) también destacan el espacio vertical necesario de apoyo y por tanto la rigidez del sistema.

En este sentido, la experiencia del autor es totalmente coincidente con las afirmaciones de **Gill y Lukas**.

El comportamiento de decenas de muros pantalla ejecutados y controlados en varios tipos de terreno, desde arcillas rígidas a arenas sueltas, siempre con sistemas de contención razonablemente rígidos, han llevado a la conclusión que la profundidad de la clava es fundamental y que para cada caso existirá un rango establecido de proporción de la clava respecto a la altura libre (t/H) que,

en función de las características del tipo de terreno, de los empujes y de otros parámetros considerados, dará un valor de clava mínima (t_{\min}) a partir de la cual se producirá una súbita inestabilidad del fondo de la pantalla y, por el contrario, también dará un valor de clava máximo (t_{\max}) a partir del cual los resultados no variarían aunque éstos se incrementen, siendo, por lo tanto, ineficaz su crecimiento.

Así pues, según la experiencia de este autor, existe siempre un rango de eficacia del valor de la clava y, por lo tanto, se puede definir también la clava óptima (t_{opt}) que estaría situada a una distancia de seguridad de la clava mínima. La figura 2.1.c muestra este comportamiento, de forma no lineal, la banda eficaz y el punto de clava óptima en función de la proporción entre la clava y la altura libre. El gráfico es genérico para cualquier caso y tipo de terreno por un comportamiento rígido del sistema.

2.1.2.4. La rigidez del sistema pantalla - apoyo

La rigidez del sistema es la capacidad del conjunto pantalla - apoyo (puntales o anclajes) a oponerse a la deformación. Es, por tanto, otro de los parámetros clave, a determinar en el estudio.

Existen diferentes maneras de definir la rigidez del sistema a lo largo de la historia, **Marten** (2005), aparte de la rigidez a flexión del elemento en sí, habitualmente también utiliza la nomenclatura:

$$K_1 = \ln EI$$

Rowe, (1952) establece la rigidez del sistema pantalla - apoyos teniendo en cuenta la profundidad H de la excavación:

$$K_2 = \lg \left(\frac{H^4}{EI} \right)$$

Tanto **Clough et al**, (1989) como **Clough y O'Rourke**, (1990), a partir de lo que **Goldberg et al**, (1976) propone, establece la rigidez del sistema pantalla - apoyos teniendo en cuenta la distancia media entre los apoyos (h_{med}).

$$K_3 = \frac{EI}{\gamma_w (h_{\text{med}})^4}$$

La expresión pasa a ser adimensional por la introducción del peso volumétrico del agua (γ_w).

En base a la expresión establecida por **Rowe**, (1952) y de la propuesta por **Clough et al**, (1989), **Addenbrooke**, (1994) y **Addenbrooke et al**, (2000) reemplazan la profundidad de la excavación (H) por la separación en altura entre los apoyos (h_{med}) elevándola al exponente 5 en lugar del 4:

$$K_4 = \lg \left[\frac{(h_{med})^5}{EI} \right]$$

De esta manera se puede definir, siguiendo el estudio numérico, que las excavaciones con la misma rigidez (K_4) provocan desplazamientos del mismo orden de magnitud.

Clough et al, (1989), figura 2.1.d, siguiendo los estudios de **Mana y Clough**, (1981) para los terrenos arcillosos blandos, remarca que para las pantallas de rigidez relativamente baja, como pueden ser los muros de tablestaca, o los muros de micropilotes; las deformaciones horizontales $\delta_{h,max}/H$ se situarían por debajo del 2% respecto del levantamiento del fondo de la excavación (H) con un coeficiente de seguridad de $F_{s,basal}=1,4$. En cambio, las deformaciones en pantallas rígidas y con el mismo coeficiente de seguridad, quedarían limitadas en un 0.5%. Para este tipo de terrenos, la rigidez del sistema adquiere más relevancia a partir de un coeficiente de seguridad de $F_{s,basal}=1,5$.

Clough y O'Rourke, (1990) concluyen su análisis observando que, en el caso de excavaciones hechas en terrenos arenosos, en terrenos de arcillas duras o en rocas alteradas, la rigidez del sistema juega un papel insignificante. En cambio, en terrenos constituidos principalmente por arcilla blanda, la deformabilidad está gobernada por la rigidez del sistema y la seguridad debido al levantamiento del fondo de la excavación. Hay que comentar que el diagrama descrito en la figura 2.1.d no recoge la parte de deformación que sufre la pantalla antes de la colocación de los apoyos, sobretudo porque hasta el momento la pantalla trabaja en ménsula. En este caso, la influencia de la distancia vertical media entre apoyos (h_{med}) se tiene en cuenta de manera simplificada.

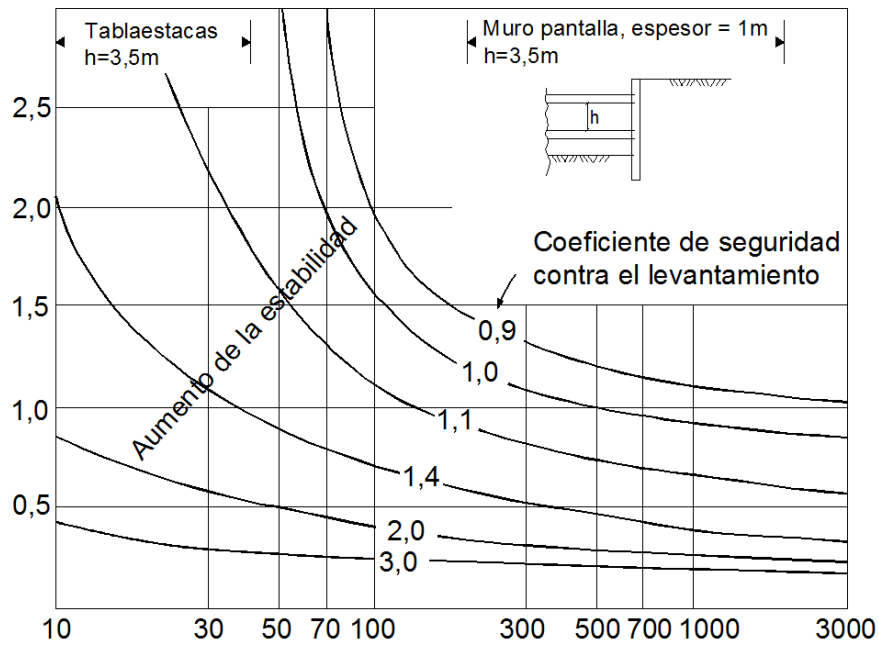


Figura 2.1.c Deformaciones debidas a excavaciones en arcillas blandas, (Clough y O'Rourke, 1990, a partir de Clough et al, 1989).

O'Rourke, (1981) constata en un estudio realizado en Washington DC., en el que el terreno se constituye básicamente por arenas y arcillas duras, que la rigidez de la sección del muro tendrá un papel secundario cuando la altura de la pantalla no apoyada por debajo del nivel inferior de puntales sea considerable.

En esta situación la deformación puede ser muy importante y adquirir forma de desplazamiento del fondo; similar a la que se obtendría con una clava demasiado corta.

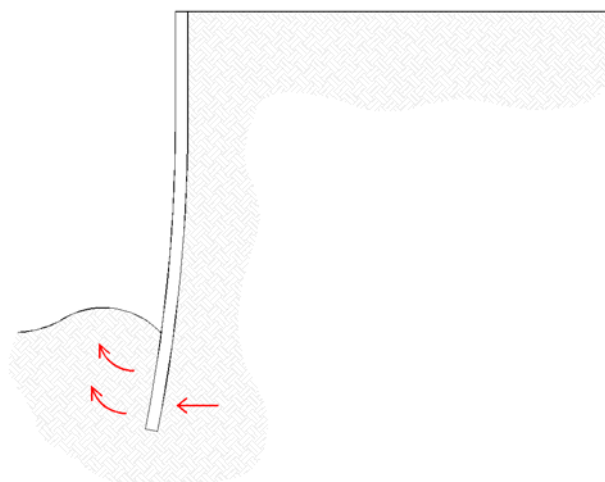


Figura 2.1.d Deformación del fondo de excavación con clava corta.

Tanto **Moormann**, (2002, 2004) como **Long**, (2001), ponen en entredicho la influencia de la rigidez del sistema sobre las deformaciones. Los dos autores describen el resultado como “inesperado”, ya que al análisis de sus bases de datos, dados los índices de rigidez K_3 y K_4 , no confirma ni las observaciones de **Clough et al**, (1989), ni las de **Addenbrooke**, (1994).

Moormann, (2004) resume el aspecto económico y técnico que deriva de esta constante totalmente empírica: un aumento de la rigidez del sistema no trae forzosamente a una disminución de los desplazamientos. Propone dos explicaciones, por un lado, aparecen otros factores que tienen una influencia significativa, como es el caso de la influencia del agua, las sobrecargas colindantes, la secuela de la colocación de los apoyos o la ejecución de los trabajos. Por otro lado, Moormann considera que es posible que la rigidez de los sistemas de contención haya adquirido un nivel tal estos últimos años que las bajas deformaciones que resulten puedan ser poco sensibles a un aumento suplementario de la rigidez.

Según la experiencia propia del autor de esta tesis, se confirma esta última información: en el sistema de muros pantalla apuntalados o anclados construidos últimamente, el sistema es suficientemente potente como para haber logrado un límite superior de rigidez y rebasar éste ya no produce mejoras en el comportamiento.

En efecto, los muros pantalla actuales, en edificación, se diseñan con rigideces relativas muy altas. Aplicando el criterio K_3 , de **Clough** y **O'Rourke**, (1990), vemos que los proyectos actuales no bajan de un valor de $300 \text{ T}\cdot\text{m}^2$, superando a menudo las 500 Tm^2 . Son valores muy conservadores -incluso en casos de seguridad basal baja- que justifican plenamente la visión expuesta por **Moorman** y **Long**.

En cambio, en casos de tipologías diferentes menos rígidas -como en el caso de los muros de micropilotes anclados, cada vez más frecuentes- esta última afirmación no se cumple y se deberá tener muy en cuenta la rigidez del sistema.

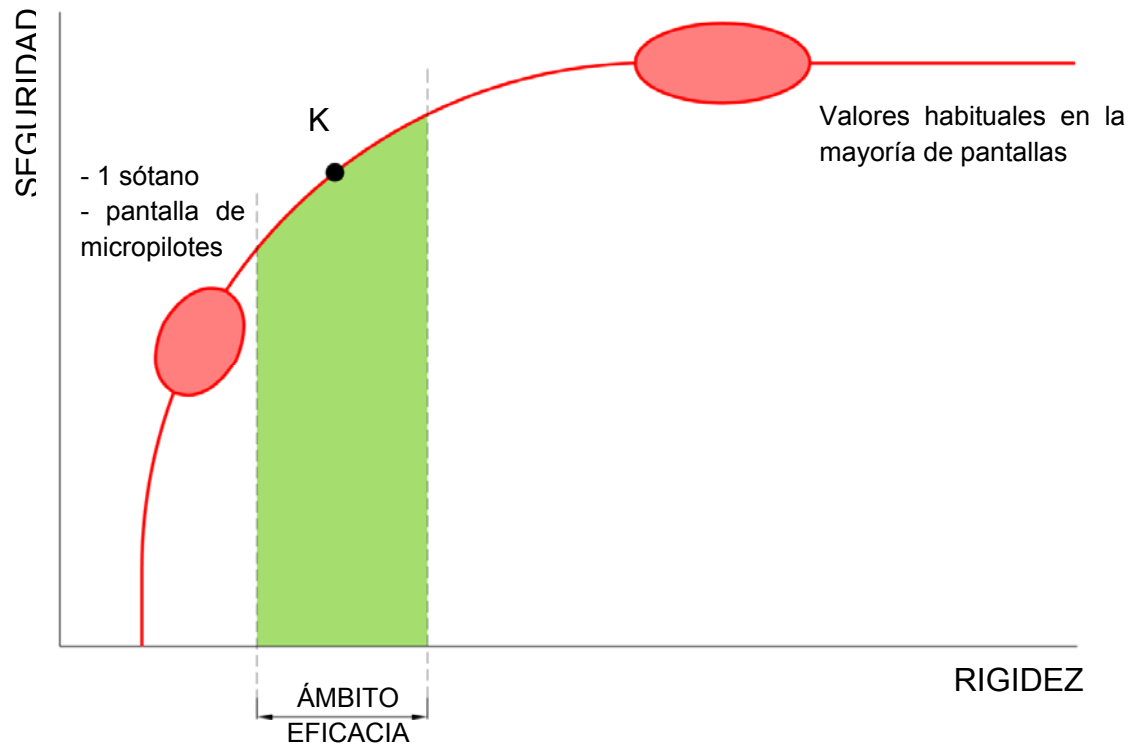


Figura 2.1.e Curva genérica de eficacia de la clava.

2.1.2.5. El levantamiento del fondo de la excavación

Según diversos autores, se trata de un aspecto determinante en el cálculo de una pantalla de contención, especialmente en el caso de clavos cortos. En cualquier caso se deberá realizar una comprobación de la seguridad respecto a un levantamiento del fondo de la excavación por agotamiento de la resistencia a esfuerzo cortante, por efecto de las presiones verticales del terreno. En suelos cohesivos se puede producir una rotura del fondo de la excavación debida al descenso de la tensión vertical por efecto de la excavación. Así mismo, en suelos muy preconsolidados, la tensión efectiva horizontal bajo el fondo de la excavación se reduce en menor proporción que la vertical, logrando estados de plastificación. Los primeros estudios sobre este concepto son de **Terzaghi** y **Peck**.

La primera formulación teórica para establecer un factor de seguridad del fondo de una excavación apuntalada fue propuesta por **Terzaghi**, (1943). Esta formulación se refería a excavaciones estrechas, es decir, excavaciones en que la relación B/H era menor a la unidad. Una nueva incorporación a la propuesta de **Terzaghi**, (1943) la hizo **Bjerrum** y **Eide**, (1956), que la amplió para las excavaciones con una relación B/H mayor a la unidad. Cabe destacar que en ninguna de las dos teorías se tuvo en cuenta la rigidez de la estructura ni la profundidad del empotramiento al terreno, ya que aún no se ejecutaban pantallas como tipología de contención de tierras.

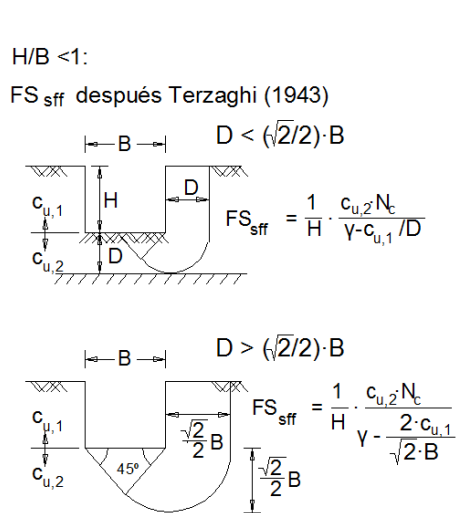


Figura 2.1.f Método de cálculo del coeficiente de seguridad ante el levantamiento del fondo de la excavación, (Terzaghi, 1943).

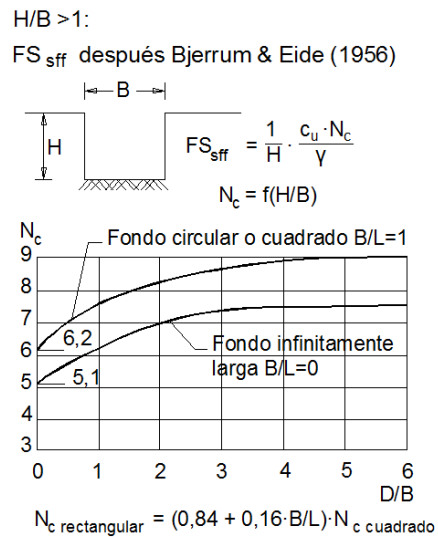


Figura 2.1.g Método de cálculo del coeficiente de seguridad ante el levantamiento del fondo de la excavación, (Bjerrum y Eide, 1956).

Más adelante, **Clough et al, (1979)** establecen, para pantallas apuntaladas en terrenos arcillosos, un diagrama en el que se puede observar la relación entre los desplazamientos de una pantalla con el coeficiente de seguridad de levantamiento del fondo de la excavación.

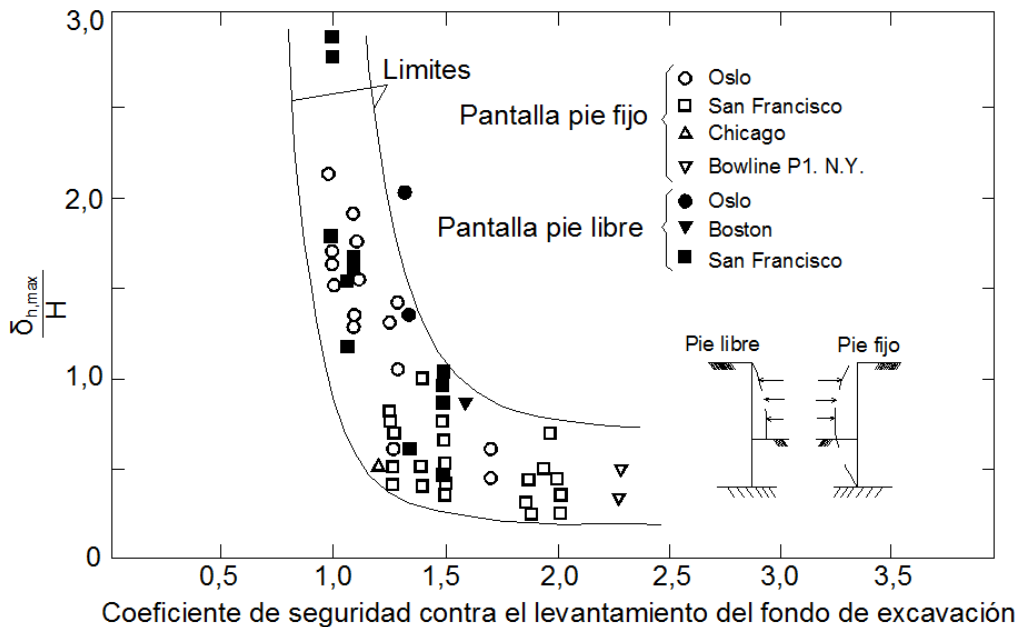


Figura 2.1.h Diagrama para obtener la estimación de los desplazamientos en función de la profundidad de la excavación y del coeficiente de seguridad ante el levantamiento del fondo de la excavación para las pantallas que se apoyan en arcilla, (Clough et al, 1979).

Mana y Clough, (1981) por su parte, en base a los estudios realizados por **Terzaghi, (1943)**, comentan que el factor de seguridad del fondo de la excavación no es del todo correcto a nivel particular pero que acontece un índice satisfactorio para la mayoría de tipos de terreno. También indican que no se han tenido en cuenta muchos aspectos relevantes como puede ser la influencia de un rebatimiento del nivel freático, la consolidación de terrenos colindantes o la consolidación de pilotes ejecutados en la excavación. Del diagrama establecido por **Clough et al, (1979)** comentan la buena calidad de las datos utilizados, aunque sólo se han considerado los casos en los que el seguimiento de los trabajos ha resultado satisfactorio, los movimientos iniciados por la propia excavación, los tipos de muros de tablestaca y muros berlineses apoyados por puntales, mientras se ha obviado el momento de la obra simplemente empotrada sin apoyos adicionales. Así pues, de los 130 casos de referencia, sólo 11 han sido elegidos para el estudio final. Completan esta base de obras reales con cálculos paramétricos de elementos finitos. De esta manera, **Mana y Clough, (1981)** establecen que:

- Cuando el factor de seguridad $F_{s\text{basal}}$ se mantiene superior a 1,4/1,5, los desplazamientos laterales de la obra se mantienen pequeños, del orden de 0,5% de la altura de la obra.
- Cuando el factor de seguridad $F_{s\text{basal}}$ es inferior a 1,5 los desplazamientos laterales de la obra se hacen importantes.
- La amplitud de los asentamientos del suelo contenido está comprendida entre el 50% y el 100% de la amplitud de los desplazamientos laterales de la contención.
- Y que, en el extremo, el diagrama presentado sobre la figura 2.1 es válido para las dos direcciones de desplazamiento.

Clough et al, (1989) consideran que la estabilidad de la base no es un parámetro de influencia para los terrenos constituidos por arenas o arcillas rígidas, mientras que en terrenos arcillosos blandos, se produce un mayor levantamiento de la base, como consecuencia de la inestabilidad.

Para estos tipos de terreno elaboran una tabla que muestra los máximos desplazamientos horizontales (δ_h/H) dependiendo del factor de seguridad en el empuje pasivo de la base ($F_{s\text{basal}}$) y la rigidez del sistema pantalla - soporte, tal y cómo se ha comentado en el apartado anterior.

Según esto, cuando el factor de seguridad del empuje pasivo ($F_{s\text{basal}}$) es grande, la rigidez del sistema es poco relevante. Pero cuando es inferior a 1,5, la relación δ_h/H , crece exponencialmente.

Su aportación es una de las más interesantes, ya que considera la influencia de la resistencia a cortante del suelo en toda la longitud de la pantalla.

Moormann, (2002) confirma estas observaciones con la finalidad de poder aplicar este método en terrenos arcillosos blandos.

Según la experiencia del autor, donde la rigidez del sistema habitualmente es mayor, ocurre una lectura precisamente inversa del gráfico de **Clough** y para rigideces altas el factor de seguridad basal deja de ser determinante.

2.1.2.6. Las fases de trabajo

El proceso de ejecución de una pantalla es lo que se conoce como fases de trabajo. Se trata de realizar una descripción detallada de los pasos a seguir para realizar un elemento pantalla, así como establecer un proyecto de instrumentación o de lectura de medidas de desplazamientos. De esta manera, durante el proceso de obra se puede hacer un seguimiento constante de la evolución de ésta y documentar todas las características específicas:

- Profundidad de la excavación.
- Profundidad del nivel freático.
- Características del terreno que rodea la nueva construcción.
- Cotas sucesivas de excavación.
- Cotas sucesivas de apoyo.
- Conocer con exactitud los elementos de alrededor, edificaciones con o sin sótanos, conductos soterrados bajo la vía pública, y así poder valorar las afectaciones que esta nueva construcción puede comportar.
- Temperatura durante los días de ejecución, especialmente si utilizamos puntales metálicos.

No obstante, si se quiere tener una previsión del comportamiento de la contención, las fases de trabajo son un parámetro difícil de tener en cuenta ya que tener todas las variables con la suficiente antelación es sumamente complicado.

Si se controlan varios elementos de la estructura o del terreno, conviene efectuar todas las medidas dentro de la misma jornada, o al menos bajo las mismas condiciones exteriores. Las interrupciones eventuales de la evolución de la obra deben ser anotadas no solamente en el libro de obra sino también en los registros de la instrumentación y así poder tomar en consideración los efectos del tiempo. También es conveniente documentar los acontecimientos inesperados, o las situaciones meteorológicas particulares.

Marten y Bourgeois, (2005) exponen un ejemplo de cómo influyen en el comportamiento de una pantalla las fases de trabajo a través de la instrumentación de una excavación circular en un suelo arcilloso. Ésta se trata de una obra cilíndrica, donde las previsiones de un comportamiento simétrico

no se van a cumplir, teniendo unas deformaciones visiblemente asimétricas. Este hecho se da a causa de que durante el proceso de excavación de una plataforma se dejó al lado de la pantalla la pala mecánica que realizaba la excavación. De esta manera la zona en cuestión sufrió una sobrecarga adicional provocando un hundimiento del terreno, mientras que el resto de la contención tuvo unos desplazamientos hacia el centro de la excavación. Según su explicación, si no hubiera tenido una información detallada del proceso de ejecución a través de una instrumentación adecuada, los resultados se habrían malinterpretado.

Casos similares los ha vivido el autor de la presente tesis en varias ocasiones en su experiencia profesional. Uno de los casos clave fue una obra en el distrito de 22@ de Barcelona, hacia el año 2002, donde el encargado de la obra desplazó la valla perimetral, alejándola de la excavación, en uno de sus lados del orden de 4m respecto a lo que estaba previsto en proyecto.

Este desplazamiento, producido cuando las pantallas ya estaban ejecutadas y el terreno del interior de la obra totalmente excavado, tenía la intención de permitir el acceso de los camiones de la obra por un recorrido no previsto que introdujo una sobrecarga adicional muy considerable (la cuadruplicó). Las pantallas de aquella zona, empotradas en voladizo -sin anclajes ni puntales- en un terreno de arenas sueltas con un nivel freático muy alto, sufrieron un desplazamiento de la cabeza de hasta 11cm en el punto máximo, casi diez veces lo que estaba previsto. Una adecuada instrumentación de los elementos de la pantalla permitió detectar el movimiento a tiempo de evitar su colapso.

Con el fin de evitar situaciones similares, el proyecto de excavación debe indicar todas las fases de movimiento de tierras, indicando las plataformas de trabajo con la definición precisa de las cotas, las rampas de circulación, la localización de las zonas de almacenaje de materiales (con la sobrecarga considerada), tanto en el interior de la excavación como en sus espacios colindantes.

2.1.2.7. La ejecución de la pantalla

La ejecución de la pantalla influye en mayor o menor medida sobre el estado de las tensiones en el terreno en función del tipo de pantalla que se ejecuta, pudiendo desvirtuar las lecturas de los asentamientos producidos durante el proceso de ejecución. Tanto es así que, por ejemplo, la ejecución de tablestacas comporta unas vibraciones iniciales que pueden dar lugar a importantes asentamientos del terreno antes de comenzar a excavar. En el caso de muros pantalla se pueden hacer observaciones comparables durante la ejecución de las zanjas, ya que durante la ejecución de éstas se pueden producir asentamientos de los alrededores.

En este sentido **Poh et al**, (2001) explican que la excavación de la zanja provoca deformaciones horizontales de los muros que comportan asentamientos del terreno de alrededor. Los anclajes de los muros pantalla pueden reducir notablemente los desplazamientos horizontales, mientras que no tienen prácticamente influencia en los desplazamientos verticales. Por este motivo, es importante saber cuándo se colocan los elementos de lectura con el fin de hacer un seguimiento de los asentamientos totales, y así poder establecer y distinguir entre los desplazamientos iniciados por la construcción de los de la propia excavación.

Otro ejemplo sobre la influencia en la ejecución de una pantalla se ve reflejado por **O'Rourke**, (1981), en el que el 50-70% de las deformaciones de un pozo de gran diámetro ejecutado dentro de un terreno arcilloso estaban asociadas al método constructivo. La construcción de este pozo es similar al sistema que se utiliza para realizar un túnel en el que los trabajos empiezan por una excavación y la colocación de las cimbras metálicas que harán de acabado definitivo. Los desplazamientos principales se deben a la penetración de arcilla por debajo de los revestimientos después de cada etapa de la excavación y al relleno del espacio vacío dejado entre el revestimiento y el propio suelo.

Una cuestión que no se ha abordado en las publicaciones, y por tanto no hay datos para poder cuantificar su comportamiento, son los asentamientos del suelo adyacente producidos por la extracción de los elementos provisionales para la formación de las juntas de los muros pantalla o de las pantallas de tablestaca, que deja vacío el espacio que ocupaban los perfiles y el suelo que estaba adherido. Si estos elementos son retirados por vibración, se pueden producir asentamientos suplementarios.

2.1.2.8. El asentamiento de la pantalla

El asentamiento de una pantalla de contención no es un movimiento fácilmente observable, pero puede comportar deformaciones horizontales o asentamientos adicionales del terreno. Aunque para garantizar la estabilidad de una pantalla debemos verificar el equilibrio de los esfuerzos verticales, es posible que una pantalla se asiente al terreno, sobretodo en suelos plásticos, tal y como observan **Clough** y **O'Rourke**, (1990).

Este fenómeno no acostumbra a tener mucha importancia en terrenos habituales y con pantallas de hormigón. En cambio, en sistemas de pantallas con poca sección, como serían los muros de tablestaca o los de micropilotes, si tienen una componente de carga vertical importante, el efecto de asentamiento puede ser apreciable e incluso importante.

2.1.2.9. La geometría de la excavación

Moormann, (2004) presenta unos diagramas en los que se deduce que el volumen de la excavación no parece tener influencia sobre el comportamiento de la obra. No obstante, la geometría del terreno dejado dentro de la excavación a modo de berma, en forma de plataformas, puede tener una influencia importante. Aun así, este aspecto debe considerarse más como un tipo de apoyo que como una cuestión geométrica.

Se puede entender que la geometría de la excavación influye sobre el comportamiento de una pantalla en base a la disposición en planta de los módulos de ésta. Es decir, para una geometría en que la contención se centra en un trazado circular, los elementos de contención se apoyan entre ellos, uno sobre el otro, en toda su longitud. Por otro lado, en una geometría de una hoja rectangular estrecha o una zanja abierta, las dos pantallas se encuentran enfrentadas pudiendo interactuar de varias maneras, en función del sistema de apoyo. En el caso de estar apuntaladas interactuarían a través de los puntales. Ahora bien, para otras geometrías donde haya diferentes tipos de trazado, la interacción entre las diferentes partes de la contención puede estar determinada por la posición de las esquinas, sistemas de apoyo (como puntales, anclajes, bermas, etc.) y/o otros sistemas de transmisión de esfuerzos.

Así pues, en un proyecto de contención es muy importante tener en cuenta la geometría de la excavación y poder conseguir evaluar todos los puntos de comportamiento diverso, ya que no tendremos el mismo comportamiento en los desplazamientos, por ejemplo, en la parte central de una pantalla que en las esquinas, donde habrá una deformación mucho menos apreciable.

La importancia de la cuestión de las esquinas queda habitualmente menospreciada ya que se considera que haciéndolo nos quedamos del lado de la seguridad. Esto es cierto en cuanto al comportamiento a flexión vertical de la pantalla. Lógicamente, una sección de pantalla apuntalada en toda su altura por la pantalla perpendicular a ella en la esquina de una excavación no tendrá prácticamente esfuerzos en este plano vertical.

En cambio, en el plano horizontal, las tensiones pueden ser, a diferencia de la zona central de un tramo de pantalla donde todos los elementos flexionen aproximadamente igual, muy considerables dada la diferencia de deformación entre elementos de pantalla adyacentes. Por tanto, en las zonas próximas a las esquinas será muy importante tener en cuenta, sobretodo en el dimensionado de las jácenas de coronación, esta dirección horizontal ante la vertical.

Asimismo, cuando estudiemos lo que pasa en el trasdós de la pantalla, veremos que el diferencial de asentamientos y desplazamientos entre zonas de

pantallas libres y otras de coaccionadas producen distorsiones angulares en los dos planos, que pueden ser más determinantes que las propias magnitudes absolutas de los desplazamientos libres.

2.1.3. SISTEMA DE APOYO

2.1.3.1. El tipo de apoyo

Los sistemas más habituales utilizados como apoyos para pantallas de contención convencionales son los puntales contra elementos propios de la contención confrontados, los anclajes o tirantes al terreno y las bermas de tierras.

Moormann, (2002, 2004), opina que el tipo de apoyo no tiene una influencia perceptible sobre las deformaciones de una pantalla, a excepción del método de excavación “ascendente - descendente”, que tiende a presentar desplazamientos más pequeños.

En la figura 2.1.h se resume el comportamiento de los 536 casos estudiados por **Moormann** y da la deformación en referencia a la profundidad de la excavación en función del tipo de apoyo. En un primer vistazo, se observan deformaciones elevadas en los sistemas apuntalados, pero un análisis más preciso muestra que las pantallas de tablestaca (independientemente del sistema de apoyo) son prácticamente las únicas que se desplazan más de un 1%. Por tanto, no se puede disociar el tipo de pantalla y la influencia del sistema de apoyo.

Llegamos así, a una conclusión similar a la citada en el apartado 2.1.2.4 anterior donde significábamos que era la rigidez del sistema, del conjunto pantalla - apoyos, la que era determinante respecto a las deformaciones globales.

Por su parte, **Yoo**, (2001) después de haber constatado menores desplazamientos para los sistemas de anclaje que para los sistemas de puntales, supone que esta observación no está tan ligada a la rigidez del sistema de apoyo sino más bien al método y a la secuencia de construcción. El sistema de puntales requiere de una excavación extra para su colocación hecho que comporta, además, un incremento de la influencia del factor humano.

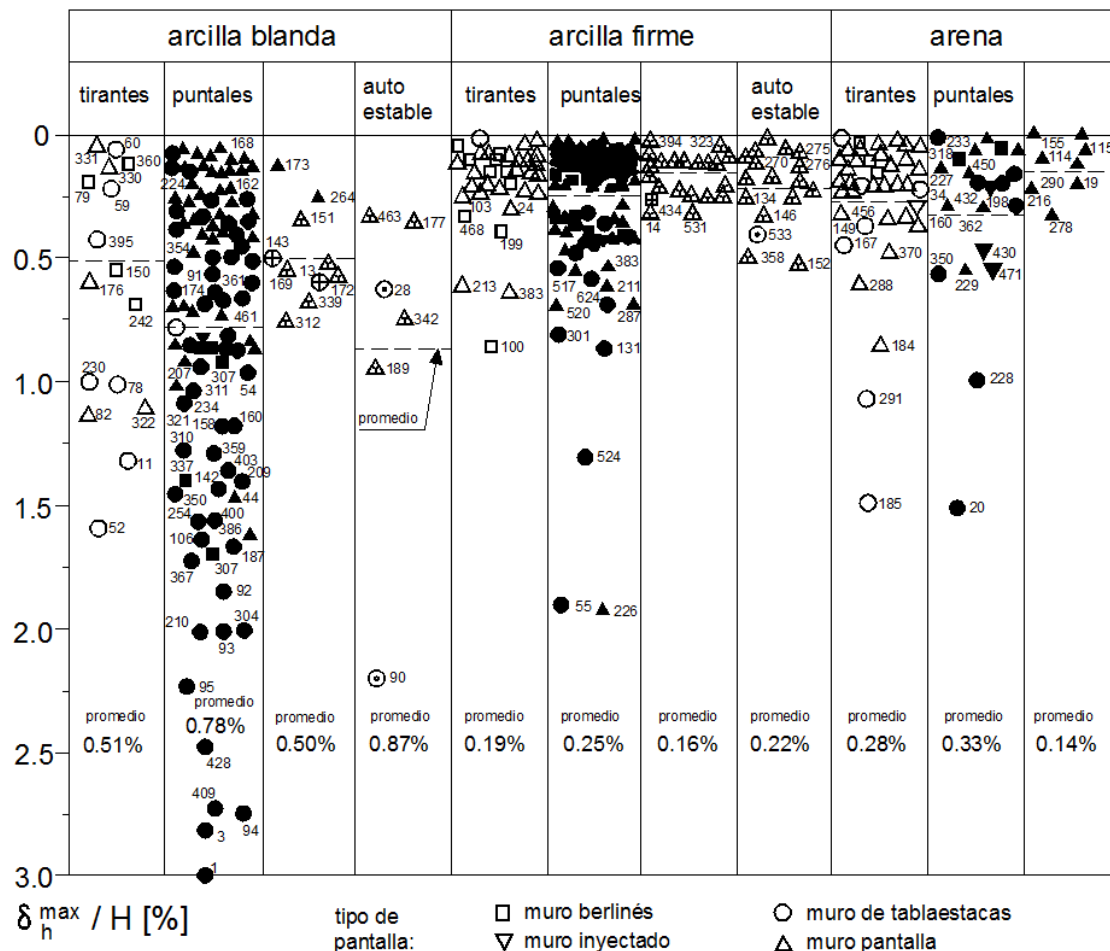


Figura 2.1.i Diagrama de síntesis de la deformación referente a la profundidad de la excavación en función del tipo de apoyo, (Moormann, 2002).

En efecto, la propia experiencia del autor de la tesis también certifica este aspecto: se comprueba demasiado habitualmente la tendencia a ejecutar tarde y mal los sistemas de apuntalamiento por conveniencia de determinados agentes.

En las obras con sótanos queda claro que la instalación de puntales dentro del volumen de la excavación dificulta los trabajos posteriores de movimientos de tierras de construcción de la estructura. Demasiadas veces un constructor inconsciente y una dirección de obra irresponsable tienden a transgredir el orden previsto de instalación de estos elementos, produciendo desplazamientos mucho mayores a los previstos o, incluso, la ruina total de la obra. El caso más reciente de la calle Sant Antoni de Mataró es un referente bastante evidente.

Los asentamientos también se ven fuertemente influenciados por la longitud de anclaje del tirante (o anclaje). Una inyección de cemento demasiado importante

puede comportar un levantamiento del terreno per debajo de la zona de anclaje. Una longitud insuficiente de los tirantes puede producir que toda la zona anclada ceda, y empiece a desplazarse de manera conjunta. Este último efecto, particularmente difícil de controlar en las arcillas sobreconsolidadas, puede llegar a ser bastante peligroso y se debería evitar con una longitud suficientemente importante y una inclinación controlada de los tirantes.

Un fenómeno interesante se puede observar en el caso de muros pantalla anclados a muertos (barras de acero ligadas a un contrapeso colocado a una cierta distancia detrás de la contención). La construcción de estas barras y del contramuerto (por ejemplo de tablestacas) se hace al abrigo de un aterrazamiento detrás de la contención. A continuación, después de la instalación del sistema de anclaje, el espacio de detrás de la pantalla se rellena de arena. En estos sistemas, el efecto de la obra se transmite no sólo al muro pantalla por detrás, sino también a los terrenos rellenados por rozamiento, **Delattre et al, (1999)**. Generalmente, este sistema se utiliza en las obras de contención definitivas, por ejemplo los muros de muelle.

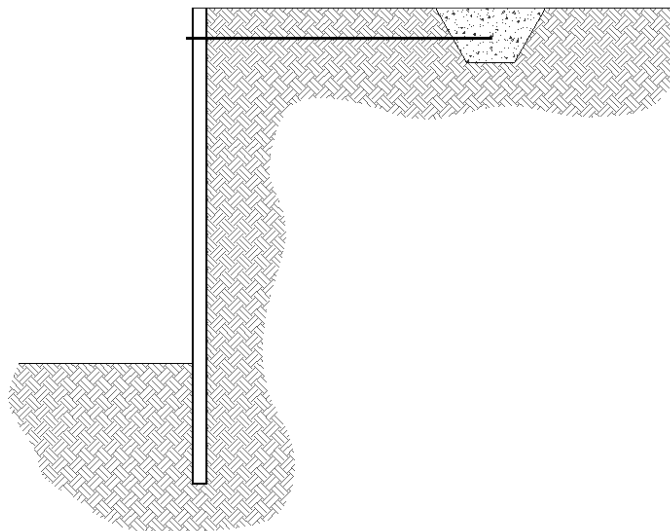


Figura 2.1.j Esquema de muro pantalla con muertos.

En todo caso será fundamental la entrada en carga del sistema de apoyo, más evidente en el caso de los anclajes pero también necesaria en el caso de los apuntalamientos.

2.1.3.2. La densidad de apoyos

La separación entre los niveles de apoyo juega un papel importante en la rigidez del sistema. En este sentido, muchos autores subrayan otro aspecto aún más determinante para el comportamiento de la pantalla: la altura libre de la excavación por debajo del nivel inferior de apoyo, de esta manera con el tiempo que transcurre entre el momento en que la excavación ha logrado el nivel previsto y el momento en el que el apoyo ha sido colocado.

Estos factores incrementan su importancia cuando el apoyo no se instala en el momento previsto y la excavación continua antes de que el apoyo no se haya materializado. En el caso de pantallas apuntaladas, este hecho puede ocurrir con frecuencia, lamentablemente a causa de retrasos en los plazos de la obra. La observación a posteriori de la obra no permite descubrir que los apoyos han sido instalados con retraso y sólo el análisis crítico de la secuencia de la ejecución desvela que la profundidad sin soporte ha sido mayor durante un cierto tiempo.

Som, (1995) ha estudiado este aspecto en relación con el asentamiento que se observa detrás del muro pantalla de una sección del metro de Calcuta, construido en arcillas limosas. Se constata que los asentamientos aumentan ligeramente y de manera lineal hasta una distancia de 4m entre los apoyos y que, más allá de los 4m, aumentan más rápidamente.

O'Rourke, (1981) hizo un estudio comparable para las excavaciones realizadas en las arenas y en las arcillas rígidas de Washington DC., concluyendo que la excavación por debajo del nivel inferior de los puntales no debe exceder de 5,5m.

El espacio horizontal entre los apoyos juega igualmente un papel importante dentro del comportamiento de la contención, ya que controla los valores de desconfinamiento admitidos para el movimiento libre de la contención. De todas maneras, este factor no se toma en consideración en las síntesis propuestas por los diferentes autores. Se puede imaginar introducir factores que describan, de una parte, la densidad de apoyos F_D , y por otra parte, la intensidad F_I de los apoyos:

$$F_D = \frac{n}{\Delta H \cdot d_{\text{hor}}} \quad [1/m^2]$$

$$F_I = \frac{EA}{L} \cdot F_D \quad \left[\frac{kPa}{m} \right],$$

Dónde:

- n Número de niveles de apoyo.
- ΔH Profundidad de la excavación.
- d_{hor} Distancia horizontal entre apoyos.
- E Módulo de Young.
- A Superficie de la sección del apoyo.
- L Longitud del apoyo.

Este último factor, por tanto, toma en consideración la rigidez a tracción del apoyo, por metro lineal.

Los trabajos de **O'Rourke**, (1981) en este aspecto son fundamentales para definir la capacidad del sistema de apoyo y su participación real en la rigidez global del sistema pantalla - apoyo.

2.1.3.3. La entrada en carga

La entrada en carga del sistema de apuntalamiento o anclaje se refiere tanto a la carga debida al trabajo de colaboración de la contención por la deformación de este como, sobretodo, a la precarga introducida voluntariamente por el consultor estructural a fin de mejorar el trabajo del sistema y reducir sus deformaciones.

O'Rourke, (1981) explica el interés del pretensado analizando el sistema de fijación de los puntales. De esta manera, a nivel de puntales, los desplazamientos de la pantalla se deben a la compresión de la interfaz entre el puntal y la pantalla, al comportamiento del arriostramiento y a las deformaciones elásticas del mismo puntal. En consecuencia, la rigidez efectiva del apoyo puede ser inferior a su rigidez ideal. Las medidas que se han efectuado demuestran que la rigidez efectiva aumenta lógicamente con el pretensado. Así pues, **O'Rourke**, (1981) estima un valor de pretensado del 50% del esfuerzo de servicio estimado. Al mismo tiempo, indica que un valor excesivo de este pretensado aplicado al apoyo puede, localmente, conducir a aumentar los esfuerzos de empuje hasta valores superiores a los valores de dimensionamiento.

Por su parte, **Fuller**, (1996) también menciona la influencia del pretensado de los apoyos sobre las deformaciones de la obra. Indica que un pretensado puede reducir los desplazamientos de la pantalla de manera significativa, corroborando las afirmaciones anteriores.

El pretensado de los tirantes tiene los mismos efectos de reducción de los desplazamientos que el pretensado de los puntales. Por este motivo, la utilización de tirantes no pretensados se ha vuelto poco habitual. No obstante,

un pretensado excesivo puede iniciar los asentamientos del terreno debido a un casi arrancamiento del empotramiento a causa del aumento suplementario de la tracción durante la excavación. A fin de minimizar este riesgo es importante realizar ensayos de arranque de tirantes in situ.

En España, las normativas y recomendaciones técnicas relacionadas con estos sistemas se han desarrollado, por suerte, de manera muy satisfactoria en los últimos tiempos. Lamentablemente en edificación no siempre se toman en consideración debido al sobrecoste económico que representan. Aunque es habitual, hoy en día, tener que defender su necesidad ante la constructora o la misma promotora que se los quieren ahorrar.

2.1.3.4. La eliminación de los apoyos

La eliminación de los apoyos puede causar deformaciones suplementarias si se levantan antes que, por ejemplo, la losa del fondo (o el forjado intermedio) esté correctamente en su sitio o se haya alcanzado la resistencia adecuada y prescrita.

Estas deformaciones pueden ser considerables si, por las prisas habituales de las obras, la eliminación de apoyos se realiza de manera excesivamente rápida. Es una situación habitual en el caso de los puntales, dada la dificultad de trabajar en la construcción con estos elementos interfiriendo el espacio. Es mucho menos habitual, lógicamente, en el caso de los anclajes, ya que la presencia de estos no acostumbra a molestar en la ejecución de la obra. También es importante tener en cuenta que los primeros, en general, son elementos que tienen un régimen de alquiler (cuanto antes se quiten, menos costarán económicamente) mientras que los segundos no tienen esta penalización económica.

El proyecto ha de considerar todos estos parámetros para establecer el mejor sistema para la obra en cuestión, pero por encima de todo ha de determinar de manera clara el proceso y los plazos previstos de manera que la dirección de obra pueda exigir su cumplimiento.

2.1.3.5. La utilización de bermas

Una berma es un sistema de estabilización de la contención que usa un volumen de terreno dejándolo delante de la pantalla en forma de peldaño. *Puller, (1996)* observa que el peso de una berma aumenta las tensiones delante de la pantalla y puede llegar a reducir un 50% los desplazamientos laterales, resultando los desplazamientos finales también reducidos.

Por su parte, *Daly y Powrie, (2001)* destacan el aspecto “corto plazo” de este sistema de estabilización de la contención. En base a un estudio de

deformaciones planas en contenciones no drenadas, establecen una aproximación de cálculo que según sus análisis determinan que, para condiciones no drenadas a corto plazo, la utilización de bermas garantiza una mayor estabilidad a la pantalla de contención que la que resulta de prolongar la longitud de la clava.

O'Rourke, (1981), y **Clough y O'Rourke, (1990)** observan el efecto del tiempo respecto a los desplazamientos acotados en las excavaciones realizadas con ayuda de bermas, sobretodo en terrenos de arcillas blandas. Destacan que con el paso del tiempo, los desplazamientos de una pantalla y de los esfuerzos en los apoyos inferiores aumentan, hechos que se producen por los efectos de la consolidación del terreno y la fluencia de los materiales.

La propia experiencia del autor avala en numerosos casos la utilidad y la eficacia de este sistema de estabilización, siempre que se cumplan una serie de requisitos. El primero a destacar es que el volumen de terreno sea original y no sobrepuesto posteriormente. Esta acción, excesivamente habitual, de colocar tierras descomprimidas en formación de una berma desvela el gran desconocimiento de muchos agentes del sector. El segundo aspecto, y primordial, es el geométrico: la berma actúa posibilitando la formación de la cuña de pasivo que equilibrará el empuje de la pantalla. Garantizar la integridad de esta cuña es la clave para la definición geométrica de la berma. Criterios simplificados como el de establecer un aterrazamiento mínimo para la actuación de la maquinaria y un ángulo a 45° del talud están predestinados a un peligroso infradimensionado de la solución de apoyo.

2.1.3.6. La construcción de una losa de fondo

Una losa de fondo es un sistema de apuntalamiento muy eficaz y, a menudo no considerado en el análisis global de la solución. Se puede ejecutar en diferentes momentos del proyecto. Antes de la excavación, mediante inyecciones de mejora del terreno o, en el caso de una losa de subpresión, justo después de la construcción de los muros. Durante la excavación, sirve de apoyo en profundidad de la pantalla de manera muy eficaz.

Si se trata de la cimentación de la obra a construir en el interior de la excavación, la losa se construye después que la excavación haya llegado al fondo de la obra, trabajando como un apoyo suplementario limitando eficazmente los desplazamientos a nivel del fondo de la excavación, sobre todo durante las fases de eliminación de los sistemas de apoyo.

El mismo efecto estabilizador se produce para una losa construida bajo el agua, o por inyecciones previas a la excavación. Una solución similar se ha efectuado a gran escala para las obras construidas en Potsdamer Platz en

Berlín, **Schran**, (2003); **Triantafyllidis**, (1998); **Triantafyllidis et al**, (1998), así como en algunos puntos de la construcción de la línea 9 del metro de Barcelona, en la zona de l'Hospitalet de Llobregat.

2.1.4. OTROS FACTORES DE INFLUENCIA

2.1.4.1. El entorno de la contención

La influencia del entorno del emplazamiento de la obra puede tener un papel relevante, y no es siempre fácil de prever. La presencia de edificios o instalaciones, su distancia y profundidad así como su dimensión son parámetros claves a tener en cuenta. Establecer su influencia sobre la estabilidad de la pantalla forma parte del propio dimensionado de ésta.

La sensibilidad de estos elementos colindantes ante los movimientos del terreno que los acoge producidos por los desplazamientos de la pantalla, es un parámetro de primer orden a tener en cuenta.

Muchos trabajos de varios autores entre los que destacan **Burland**, **Cording**, **Boscardin** y otros han estudiado profundamente este aspecto que, en este trabajo, analizaremos más adelante con mucho más detalle.

O'Rourke, (1981) explica que, en algunos casos, los movimientos debidos a lo que él llama la "preparación del emplazamiento" exceden los desplazamientos debidos a la excavación por sí misma. Él distingue entre cuatro factores principales:

- La localización de las instalaciones.
- El rebatimiento del nivel freático.
- La ejecución en sí de la pantalla.
- La construcción de cimentaciones profundas.

La situación precisa de los servicios puede ser primordial, sobretudo en un emplazamiento urbano, para una excavación que se realiza en proximidad, por ejemplo, de conductos de gas o de agua.

Respecto al rebatimiento del nivel freático, los parámetros a considerar son numerosos pero se basan sobretudo en el régimen de dinámica hídrica que se establecerá en función del terreno, su permeabilidad, el sistema de rebatimiento (pozos, *Wellpoint*, etc.) y la intensidad de la actuación.

Se han dado bastantes casos de lesiones en las pantallas, de desplazamientos de la contención debidos a la pérdida de capacidad de la cuña de pasivo por "flotación hídrica", de situaciones de sifonamiento provocados por un erróneo planteamiento del rebatimiento e, incluso, se han dado casos -por suerte

mucho menos frecuentes- de afectación a los edificios colindantes y también a los situados a una considerable distancia de la obra. Cabe pensar que los conos de afectación de un proceso de rebatimiento pueden ser bastante extensos. El caso de las pantallas de “la Farinera”, en Barcelona, constituye un ejemplo reciente y cercano de esta situación.

Respecto a la ejecución de la pantalla **O’Rourke**, (1981) y otros autores se refieren al propio hecho de excavar el batache que después se rellenará de hormigón armado pero también debemos referirnos al hecho que, normalmente, debemos realizar un primer rebaje respecto a la cota cero de la calle y de los edificios colindantes con el fin de alojar la dimensión de la jácena de coronación. Estas actuaciones pueden descalzar a los edificios adyacentes, tal y como podemos comprobar muy a menudo, o producir desplazamientos iniciales de la propia pantalla en construcción que se acumularán a los que se produzcan para la excavación general.

Respecto a la construcción de cimentaciones profundas dentro de la excavación, los trabajos de Potsdamer Platz en Berlín en los años 90, controlados mediante una buena instrumentación, han dado lugar a constataciones muy interesantes. La mayoría de excavaciones han sido efectuadas bajo el nivel freático, seguidas por el hormigonado de una losa de fondo, igualmente bajo el agua. Esta losa ha tenido que ser anclada verticalmente con la finalidad de resistir las presiones del agua sobre su cara inferior. **Triantafyllidis**, (1988) observa que la construcción de este sistema de pilotaje de anclaje provocó deformaciones de la pantalla que eran bastante más importantes que las causadas por la excavación bajo el nivel freático y el bombeo del agua del interior de la excavación. Concluyó que la perforación o el vibro anclaje de los pilotes al lado de las contenciones trae consigo una pérdida temporal de la resistencia del suelo, causada, entre otros aspectos, por un aumento de la presión intersticial.

El conocimiento de estos hechos y de otros similares fue una de los motivos que hicieron adoptar, al autor del presente trabajo, la solución de losa de fondo anclada con micropilotes de tubo metálico en el proyecto de cimentación de un edificio situado en la plaza de las Glòries de Barcelona, en unas condiciones muy similares a las descritas en Berlín.

La obra de contención, monitorizada durante todo el proceso hasta el cierre del forjado de cota cero (suelo de planta baja), tuvo un comportamiento excelente a pesar de las duras condiciones de su construcción.

2.1.4.2. La ejecución de los trabajos

Peck (1969a) menciona que es muy poco cuantificable, sobre el comportamiento de una excavación, la influencia de la ejecución de los trabajos, concepto también conocido como “*Workmanship*” por la literatura anglosajona.

Según **Mana** y **Clough**, (1981) están ligados a la ejecución de los trabajos los desplazamientos debidos a:

- Las conexiones mal hechas entre los elementos de la pantalla o de los apoyos.
- La apertura de excavaciones próximas a la pantalla.
- Un rebatimiento del nivel freático mal realizado o excesivo.
- Una excavación demasiado importante por debajo del nivel inferior de los apoyos.
- El almacenaje de sobrecargas en el extradós de la pantalla.
- Los retrasos excesivos en la colocación de los apoyos.

Es prácticamente imposible tener en cuenta todos estos factores a partir del dimensionamiento, excepto para la intermediación de factores de seguridad muy conservadores.

Algunos de los casos de siniestros más importantes -el caso de la pantalla Bayer en Barcelona o el caso de una pantalla desplomada en Terrassa en 1998 por ejemplo- han resultado fuertemente influenciados por estos efectos.

La solución más lógica frente a dichos problemas pasa por una dirección ejecutiva de obra con mayor intensidad durante los trabajos de construcción.

2.1.4.3. Defectos de la propia estructura

Algunos defectos de la propia estructura, que normalmente no se mencionan en las publicaciones por varios motivos, pueden tener una influencia importante sobre su comportamiento. A menudo, además, estos defectos no pueden ser detectados más que por el análisis de los resultados de las medidas.

Som, (1995) da un ejemplo que se ha observado debido a la construcción del metro de Calcuta. Los asentamientos de tres inmuebles adyacentes a la línea de metro muestran valores elevados de δ_{max}/H , comprendidos entre 1,31 y 2,75, y claramente mayores que los observados en las otras secciones ($0,55 < \delta_{max}/H < 0,80$). El examen del muro pantalla muestra la apertura de una junta entre dos paneles de muro, con entradas de agua que han comportado una pérdida de suelo detrás de la pantalla.

Un caso similar se produjo en Barcelona, como he comentado antes, hace pocos años, en la construcción de un muro pantalla en el antiguo solar de la Farinera, en el barrio del Poble Nou. En este caso, también fue la apertura de una junta entre pantallas con la presencia en el trasdós de arenas muy sueltas y un nivel freático alto, lo que provocó un traspaso de terreno de considerable envergadura produciéndose afectaciones importantes en los edificios del otro lado de la calle de hasta 5cm de desplome en la construcción más afectada.

2.1.4.4. El reconocimiento de los suelos

Los factores citados en los capítulos precedentes son parámetros que influyen de manera directa en el comportamiento de una pantalla de contención. En este sentido tampoco debemos olvidar que saber las características del suelo es igualmente interesante y por tanto debemos desarrollar un estudio de reconocimiento de los suelos partiendo de estos parámetros.

Este estudio se compone a menudo de una campaña de reconocimiento que comprende sondeos “in situ” y ensayos en laboratorio, realizados como complemento de estudios anteriores efectuados sobre los emplazamientos colindantes. La calidad de este reconocimiento del terreno tiene un efecto directo sobre los parámetros geotécnicos, así como sobre el dimensionamiento y, finalmente, sobre el comportamiento de la pantalla de contención. **Marten**, (2005) al respecto propone establecer un parámetro nuevo llamado “índice de sondeo” para caracterizar la calidad de estos estudios geotécnicos.

2.1.4.5. El efecto del tiempo

El efecto del tiempo afecta sobre todo a los terrenos finos - coherentes, para los cuales la consolidación comporta un aumento de los desplazamientos con el tiempo. No obstante, se han de tener en cuenta dos escalas de tiempo. Por un lado, un efecto del tiempo en fase de construcción, que se manifiesta sobre la duración de los trabajos (por ejemplo la excavación o la colocación de los apoyos) y, por otro lado, el comportamiento a largo plazo de una estructura definitiva.

El comportamiento a largo plazo de una pantalla de contención es bastante difícil de seguir. Algunas publicaciones describen el seguimiento de las tensiones detrás de las contenciones definitivas; por ejemplo, **Symons** y **Carder**, (1991) o **Uchida et al**, (1995). En cambio, el seguimiento de las deformaciones a largo plazo de estas obras no está documentado. Esta falta de información sobre el comportamiento a largo plazo puede tener múltiples razones pero, generalmente, las instrumentaciones auscultadas manualmente no son accesibles después de la finalización de los trabajos. Además, la

utilización de una instrumentación completamente automática no está todavía muy extendida, incluso por razones económicas no insignificantes.

Som, (1995), para el metro de Calcuta construido por el método tradicional de la excavación cubierta después de la excavación completa (“*Cut and cover*”) en arcillas, presenta un cuadro resumen de los asentamientos de edificios en función del tiempo hasta la llegada al fondo de la excavación y a continuación hasta la construcción de la losa y del forjado. Los resultados de estas medidas muestran claramente la importancia de avance rápido de los trabajos por las condiciones de la excavación: si, por ejemplo, la construcción de la estructura final dura 100 días a partir de la excavación, los asentamientos suplementarios alcanzan hasta el 30% de los asentamientos debidos a la misma excavación. Mientras, si la construcción de la cubierta se prolonga 250 días, los asentamientos suplementarios crecen hasta el 60% de los asentamientos precedentes.

Por su parte, **Mana y Clough**, (1981) analizan el comportamiento de una excavación en las arcillas blandas de San Francisco. Considerando la variable temporal, la velocidad del desplazamiento diario se contempla en función del tiempo, a una profundidad constante de la excavación. Se constatan dos fenómenos: la velocidad del desplazamiento diario disminuye casi linealmente con el tiempo (la observación se efectúa del primer al cincuentavo día), y la influencia de esta velocidad es de tanta importancia que el factor de seguridad del levantamiento del fondo de la excavación es secundario.

2.1.4.6. El efecto de la temperatura

La temperatura puede influir en los sistemas de contención de tres maneras bien diferenciadas:

En primer lugar, en el caso de una excavación apuntalada con perfiles de acero, la temperatura juega un papel importante en los esfuerzos de los puntales. La intensidad de esta influencia depende de la naturaleza y de la geometría del apuntalamiento (material, perfil, protección, etc.) y de la rigidez de la pantalla. Cuanto más rígido es el sistema, más importantes pueden ser las tensiones suplementarias en los puntales. Las observaciones han demostrado que una simple pintura blanca a la cal puede reducir la influencia de la radiación solar en un 50%, **Besler**, (1994) según **Weissenbach**, (1992). Evidentemente, los puntales de madera tienen un comportamiento diferente que los puntales de acero, aunque son muy poco habituales.

En segundo lugar, la pantalla por si misma puede ser sensible a los rayos del sol. Las partes a la sombra pueden comportarse diferente de las partes expuestas a los cambios de temperatura. Más generalmente, se puede también

observar un efecto estacionario. **Walter y Tarallo, (1985)**, por ejemplo, presentan el caso de una excavación circular para la cual el seguimiento durante el transcurso de varios meses ha puesto en evidencia un efecto tal, en el que la amplitud era de alrededor de 8mm en la parte superior del muro.

En tercer lugar, se puede resaltar la importancia de las deformaciones higrótérmicas del cemento, es decir, los propios cambios de temperatura que sufre el material desde su puesta en obra hasta su endurecimiento final. Por ejemplo, el cambio de temperatura para el fraguado y la retracción de una viga de coronación, también observado por **Walter y Tarallo, (1985)**.

2.2. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Las estructuras de contención se diseñan para soportar tanto los empujes del terreno como las cargas externas y para ser capaces de transmitir estas cargas al terreno, minimizando los movimientos y evitando el colapso tanto de la estructura como del terreno.

La propia rigidez/flexibilidad del sistema de contención puede influir en el valor de los empujes producidos.

Las principales verificaciones en el proceso de cálculo de una pantalla son:

- Estabilidad ante los empujes.
- Estabilidad del conjunto ante una rotura general del terreno.
- Estabilidad del sistema de soporte (anclajes, puntales, bermas, etc.).
- Estabilidad del fondo de la excavación (sifonamiento, levantamiento del fondo, etc.).

A lo largo de la historia, se han utilizado diferentes métodos a fin de evaluar las deformaciones producidas durante la ejecución de excavaciones urbanas. La elección del método de cálculo a utilizar es bastante libre, en función de las condiciones de obra de cada caso, del tipo de terreno, de las condiciones del entorno, de la sensibilidad de las edificaciones colindantes, etc.

Delattre, (2001) repasó los métodos de cálculo utilizados durante el último siglo y distingue cinco familias que representa en la figura 2.2.a.

Estas familias las divide en métodos basados en el estado límite de servicio (1-2-3-4) y métodos basados en el estado límite último (5) son:

1. Métodos clásicos (**Blum**).
2. Métodos de reacción del terreno (**Winkler**).
3. Métodos de elementos finitos (**Clough**).
4. Métodos empíricos (**Terzaghi**).
5. Métodos de análisis de estado límite último (**Brinch Hansen**).

Estos métodos también se pueden clasificar en los siguientes:

- Métodos referenciales o puramente empíricos (4).
- Métodos semiempíricos (4)/(5).
- Métodos analíticos Métodos clásicos (1).
 Métodos elásticos o de **Winkler** (2).
 Métodos de elementos finitos (3).

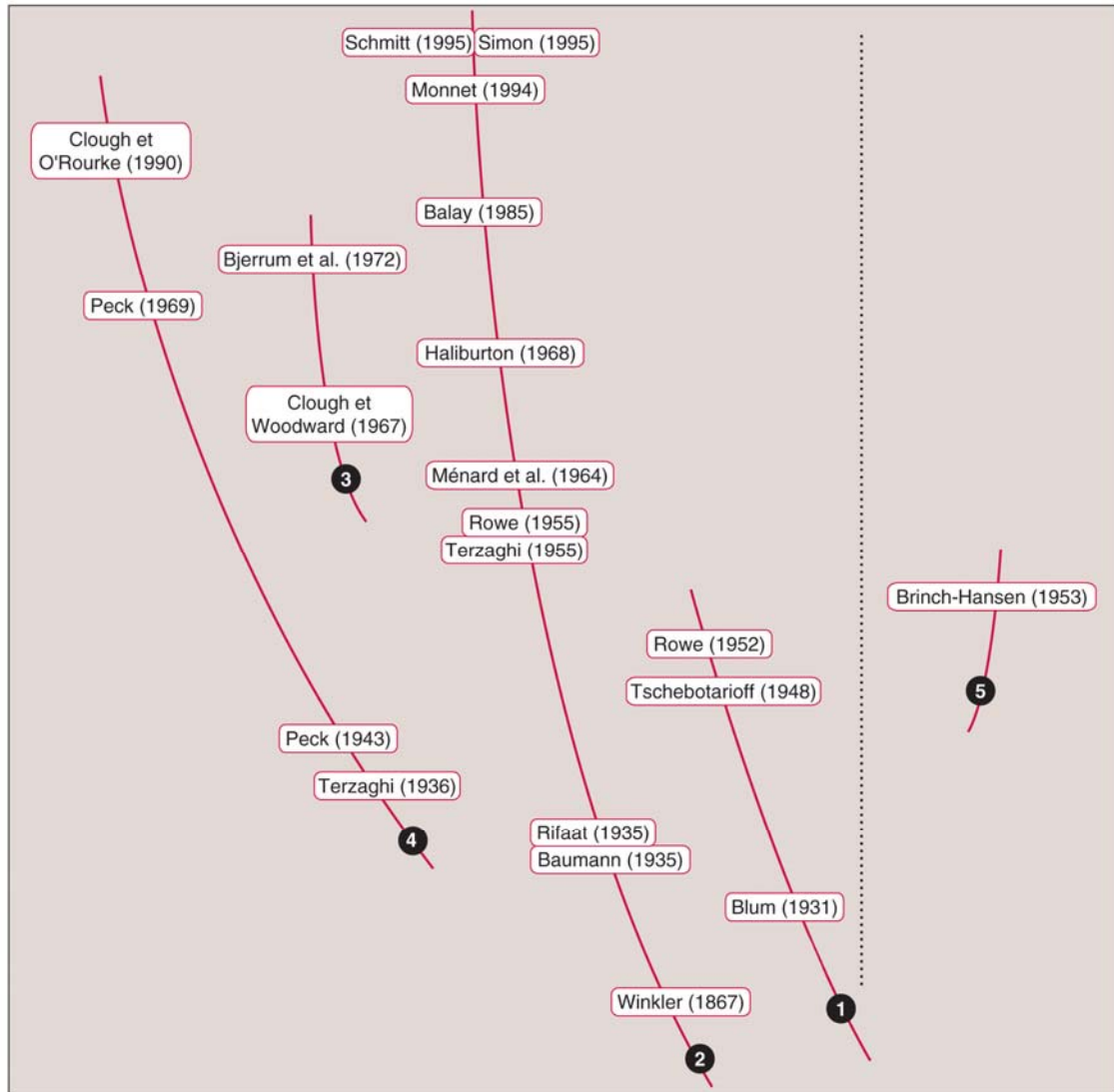


Figura 2.2.a Familias de métodos de cálculo de pantallas, (Delattre, 2001).

La aproximación referencial, o puramente empírica, se basa en la predicción de las deformaciones en función de los resultados obtenidos en otras obras ya realizadas con unas condiciones similares.

Los métodos semiempíricos basan los primeros cálculos en los modelos de estado límite último y rectifican o ajustan los resultados obtenidos en función de las bases de datos de obras realizadas con condiciones similares.

Por último, los métodos analíticos determinan los esfuerzos y/o los movimientos producidos en la pantalla utilizando únicamente cálculos numéricos. A fin de llevar a cabo estos cálculos es necesaria una buena definición de los datos de partida gracias a la cual, cuanto más ajustada y

completa sea, mayor será la validez de la predicción de los movimientos de la pantalla y del terreno adyacente.

En los siguientes apartados se procede a describir cada uno de estos métodos y su evolución histórica. Antes pero, se muestra el cuadro resumen de la figura 2.2.a con los diferentes métodos que se presentan en este apartado y con los métodos y teorías relacionadas con sus autores.

MÉTODOS DE ANÁLISIS DE PANTALLAS			
MÉTODOS REFERENCIALES O PURAMENTE EMPÍRICOS			
MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS	NORMAS DANESAS I EL EFECTO ARCO	Métodos individuales	Christiani (1935)
			Stroyer (1935)
			Tschebotarioff&Brown (1948)
			Rowe (1952, 1961)
			Masrouri (1986)
	CINEMÁTICA DE LAS PANTALLAS	Métodos individuales	Terzaghi (1936)
			Ohde (1938)
			Terzaghi (1943)
		La escuela alemana	Press (1942)
	La escuela americana	Lehmann (1942)	
	Weissenbach (1975)		
ASIENTOS EN EL TRASDÓS	Métodos individuales	Peck (1969)	
		Mana&Clough (1981)	
		Clough&O'Rourke (1990)	
		Ou et al. (1993)	
		Carder (1995)	
MÉTODOS ANALÍTICOS	MÉTODOS CLÁSICOS	Pantalla en voladizo	Blum (1931)
		Pantalla con un apoyo - Base libre (método americano)	Blum (1931)
		Pantalla con un apoyo - Base empotrada (método europeo)	Tschebotarioff (1941)
			Rowe (1952)
		Pantalla con varios apoyos	Cacquot (1937)
			Magnel (1948)
	Método Brinch Hansen	Brinch Hansen (1953)	
	MÉTODOS ELÁSTICOS	Método de Winkler	Model de Winkler (1867)
			Rowe (1955)
			Turabi&Ballá (1968)
Halliburton (1968)			
	Castillo (1973)		
MÉTODOS NUMÉRICOS	Elementos finitos (1970)		

Figura 2.2.a Cuadro resumen de los métodos de análisis de pantallas.

2.2.1. MÉTODOS PURAMENTE EMPÍRICOS

A lo largo de la historia de la geotecnia, este método ha sido muy utilizado y ha demostrado su validez en numerosos campos, especialmente en el campo de las cimentaciones. Algunas normativas de cálculo para pantallas de contención, como las de Estados Unidos o Alemania, toman como base este método, tanto

para la determinación de las distribuciones de esfuerzos como para la previsión de deformaciones y movimientos asociados a la construcción de pantallas.

2.2.2. MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

Están considerados como los métodos de equilibrio límite pero modificando los resultados, apoyándose sobre unas referencias que tienen en cuenta el comportamiento observado de las obras ya realizadas.

Estos métodos han tomado mucha importancia en países como Alemania o Estados Unidos, no así en otros como Francia o España. Los centros de investigación de estos países disponen de gran cantidad de bases de datos con información sobre el comportamiento de muros pantalla, tanto de las tensiones sobre la estructura como de sus deformaciones. Estos métodos surgieron inicialmente como una solución provisional al desarrollo de los análisis teóricos que se estaban realizando para considerar el efecto de interacción entre el terreno y la estructura.

El desarrollo durante los años 60 de los métodos computacionales, provocó un parón importado en la investigación mediante métodos semiempíricos. Aún así, estos modelos digitales tienen sus limitaciones, como la dificultad de modelizar la heterogeneidad del terreno o los efectos de la estructura en 3D, así como los efectos esquina, etc.

Por este motivo, los modelos semiempíricos recuperan su importancia, pudiendo aportar nuevas conclusiones basadas en la experiencia de obras ya realizadas y el análisis de su comportamiento. Es por este motivo que, cada vez más, se utilizan sistemas de monitorización durante la ejecución de pantallas, a fin de poder obtener nuevos datos de comportamiento.

De todos modos, los métodos semiempíricos representan siempre casos particulares, y por tanto, es complicado aplicar algunas conclusiones de manera generalizada.

2.2.2.1. Normas danesas y el efecto arco

Las investigaciones llevadas a cabo en Dinamarca, iniciadas por los estudios de **Christiani**, (1935), dieron lugar a las llamadas “normas danesas” para el dimensionado de las pantallas de contención. Estas normas, que se aplican en muros anclados por la parte superior, incorporan la redistribución de las tensiones en los puntos de la pantalla que son menos susceptibles al desplazamiento. Es decir, concentran más tensiones en los puntos de soporte y liberan las zonas que se encuentran situadas entre éstas y que más se deforman.

Se reconoce a **Christiani**, (1935) como el primer autor en poner en entredicho las teorías de distribución de presiones en el trasdós de pantallas flexibles ancladas en su cabeza elaboradas por **Rankine**, (1857) y **Boussinesq**, (1882).

Su investigación, principalmente empírica, le permitió demostrar que las presiones del terreno se redistribuían desde las áreas entre soportes hasta las áreas donde éstas se encontraban situadas. Más adelante, este efecto recibió el nombre de “efecto arco”, que se daba en pantallas flexibles.

A estas investigaciones las siguieron las de **Stroyer**, (1935), **Tschebotarioff** y **Brown**, (1948), **Rowe**, (1952, 1961) y **Masrouri**, (1986).

2.2.2.2. La cinemática de las pantallas

Con las pantallas de contención nos encontramos ante estructuras flexibles que acostumbran a permitir deformaciones entre las zonas de soporte, pero que a su vez responden a unas leyes de movimientos (cinemática) que producen un incremento de flecha a mayor profundidad. Estos movimientos han permitido demostrar que las presiones en el trasdós de la pantalla no responden a las leyes triangulares de las teorías de **Rankine** o **Boussinesq**, establecidas en el siglo XIX.

Terzaghi, (1936), **Ohde**, (1938) y otra vez **Terzaghi**, (1943) estudiaron el fenómeno de descompresión del terreno en función de si el movimiento de la pantalla se produce pivotando desde la base, desde la cabeza o si se produce un movimiento general de translación.

Este método no estuvo mucho tiempo en práctica, ya que rápidamente apareció un nuevo método computacional donde la distribución de tensiones se obtenía directamente de medidas en la estructura. Este método fue desarrollado básicamente en Estados Unidos y Alemania, teniendo una base común, pero siendo éste último, el país que más lo desarrolló.

Desde los años 40 hasta justo la entrada de la década de los 80, algunos ingenieros de la escuela alemana como **Press**, (1942), **Lehmann**, (1942), **Briske**, (1958), **Müller - Haude** y **Scheibner**, (1965), **Schmitt** y **Breth**, (1975) o **Briske**, (1980) llevaron a cabo diferentes análisis de muros pantalla simulados con maquetas a fin de estudiar las diferentes distribuciones de presión del terreno en el trasdós, en función de la rigidez del muro y de la ubicación de los puntales. Todos estos análisis se comprueban posteriormente con obras realizadas en las ciudades de Berlín, Frankfurt, Stuttgart, Colonia y Hamburgo.

Estos estudios fueron revisados por **Weissenbach**, (1975), quien recopiló toda la información y redactó tres volúmenes sobre el conocimiento del momento.

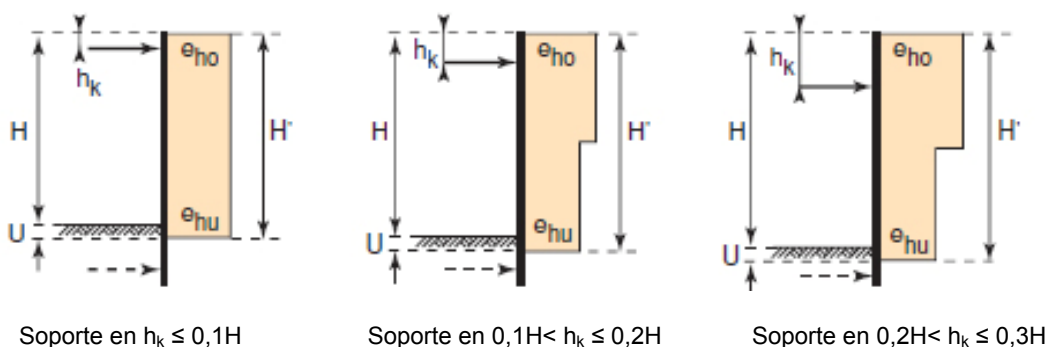
Dicho trabajo fue la base de las recomendaciones nacionales recogidas en el EAB (*Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben*) para muros de contención y el EAU (*Empfehlungen des Arbeitskreis Ufereinfassungen*) para trabajos de terraplenes en zonas de ríos. La figura 2.2.c presenta un extracto de las normas alemanas EAB con la propuesta de redistribución de presiones en el trasdós de la pantalla en función del número de puntales.

En el año 1943, **Peck** propuso unos diagramas de distribución de presiones en el trasdós, basados en los experimentos llevados a cabo durante la construcción del metro de Chicago. Estos esquemas iniciales se fueron modificando a medida que iban acumulándose nuevos datos de otras obras de metro en diferentes tipos de terreno: en arenas (Múnich, 1941, Nueva York, 1940 y Colonia, (1968); arcillas blandas (Tokio, 1958, Osaka, 1958 y Oslo, 1958); y arcillas duras (Oslo, 1957 y Londres, 1948).

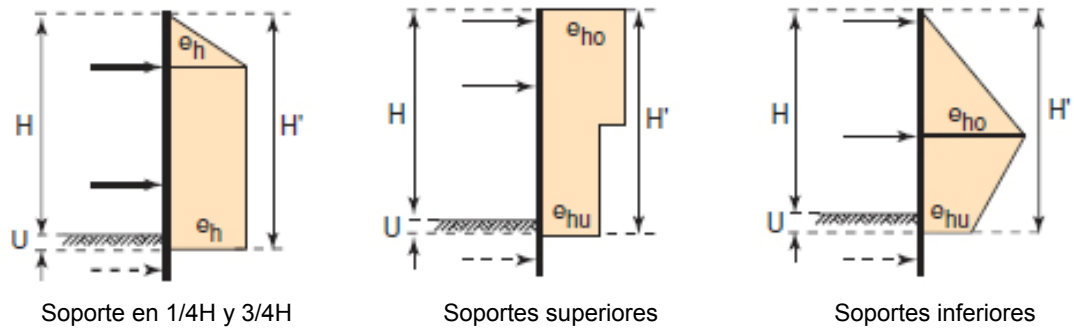
En el año 1972, después de analizar las normas propuestas para el dimensionado de puntales y anclajes desarrolladas durante los años 60, el mismo **Peck** estableció que los diagramas publicados el año 1969 podrían llevar a un sobredimensionamiento de los anclajes.

2.2.2.3. Asentamientos en el trasdós

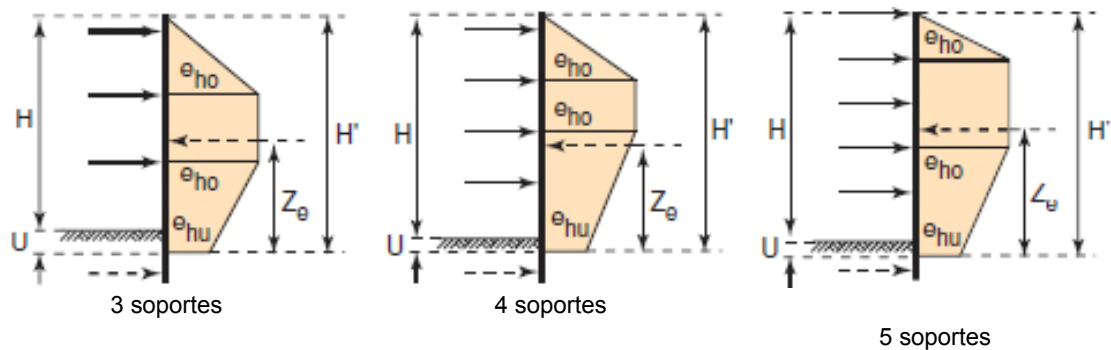
Varios autores desde **Peck**, (1969) hasta nuestros días, pasando por **Mana y Clough**, (1981), **Clough y O'Rourke**, (1990), **Ou et al**, (1993), **Carder**, (1995) o **Long**, (2001) han estudiado el comportamiento del terreno en el trasdós, a efectos de asentamientos, considerando diferentes parámetros como el tipo de terreno, la altura de la pantalla, la profundidad de la clava, etc. Esto les ha permitido establecer criterios como el perfil de asentamiento, las relaciones entre máximo asentamiento vertical y profundidad de excavación, la afectación en horizontal de los asentamientos del terreno en relación a la profundidad de excavación, etc. Este tema se desarrolla en el capítulo de “Estudio de los asentamientos”.



EB 70-1. Redistribución esquemas para pantallas de hormigón con un soporte



EB 70-2. Redistribución esquemas para pantallas de hormigón con dos soportes



EB 70-3. Redistribución esquemas para pantallas de hormigón con tres o más soportes

Figura 2.2.b Extracto de las normas EAB alemanas de redistribución de presiones en función de los puntales.

2.2.3. MÉTODOS ANALÍTICOS

En contraposición con las aproximaciones empíricas y semiempíricas, la aproximación analítica se ha ido desarrollando progresivamente desde modelos de cálculo muy simplificados hasta los métodos numéricos actuales, más complejos (elementos finitos, diferencias finitas, etc.).

Los métodos de cálculo clásicos se idearon alrededor de los años 30, cuando todavía no existían los ordenadores.

Posteriormente, a lo largo de los años 70, la expansión de los sistemas informáticos permitió la aparición de nuevos métodos numéricos, más intensivos y próximos a la complejidad real del problema de la contención.

Actualmente, métodos como el de los elementos finitos, ponen a nuestro alcance la simulación más precisa del fenómeno y la capacidad de hacer predicciones de comportamiento bastante fiables, si tenemos los datos necesarios y los utilizamos de manera correcta.

Como ya se ha comentado, los métodos de cálculo clásicos de pantallas de contención se basan en la estimación de su estabilidad y, por tanto, no definen

los desplazamientos. A fin de obtener estos valores, los métodos de cálculo del módulo de balasto y los de los elementos finitos permiten una aproximación. A continuación se hace un breve resumen de los métodos de cálculo citados anteriormente.

Se pueden distinguir, por tanto, tres tipos de metodologías de cálculo para el dimensionamiento de pantallas de contención: los métodos “clásicos”, los “elástico” y los “numéricos”.

2.2.3.1. Métodos clásicos de equilibrio límite

Los métodos llamados “clásicos”, son los que se basan en las condiciones de equilibrio límite del terreno y en los cuales se considera el empuje de tierras independientemente de su deformación.

Los métodos clásicos de cálculo de pantallas se elaboraron a partir de 1930 y proporcionan resultados bastante aproximados en cuanto al momento flector máxím y esfuerzos en los anclajes para cada fase de la excavación, pero no definen las deformaciones producidas.

Estos métodos se basan en las teorías de equilibrio límite que consideran que los desplazamientos de la pantalla son suficientes para alcanzar a los estados límite activo y pasivo del terreno, que corresponden a la excavación y a la respuesta del suelo ante los movimientos contra el terreno. Las teorías más utilizadas para el cálculo de estos empujes son los de **Rankine** y **Coulomb**.

Con el fin de quedarse dentro de unos márgenes de seguridad, los parámetros de definición del terreno se ven afectados por los coeficientes y se aumenta la longitud de empotramiento de la pantalla.

A continuación se describen diferentes métodos en función del número de apoyos de la pantalla: en voladizo, con un apoyo o con varios apoyos.

2.2.3.1.1. Pantalla en voladizo - Método de Blum, (1931)

La teoría considera que la pantalla gira alrededor de un punto situado ligeramente por encima de su extremo inferior y genera, en el caso que el desplazamiento sea importante, una ley de empujes pasivos y activos, tal y como se muestra en la siguiente figura 2.2.d.

Con el fin de simplificar el cálculo, los empujes que se sitúan por debajo del punto de rotación se substituyen por una fuerza resultante R, aplicada sobre este punto. Este esquema de equilibrio se puede apreciar en la figura 2.2.d.

La hipótesis de **Blum** consiste en admitir que el sumatorio de momentos de las fuerzas que actúan sobre la pantalla, respecto al punto de rotación, es nulo.

2.2.3.1.2. Pantalla con un apoyo

En muchos casos es posible que, con el fin de reducir las deformaciones, sea necesario el uso de un punto de soporte en el extremo superior de la pantalla. Existen dos métodos de análisis: el método de “base libre” y el método de “base empotrada”. El primero de los dos métodos se considera de mayor simplicidad.

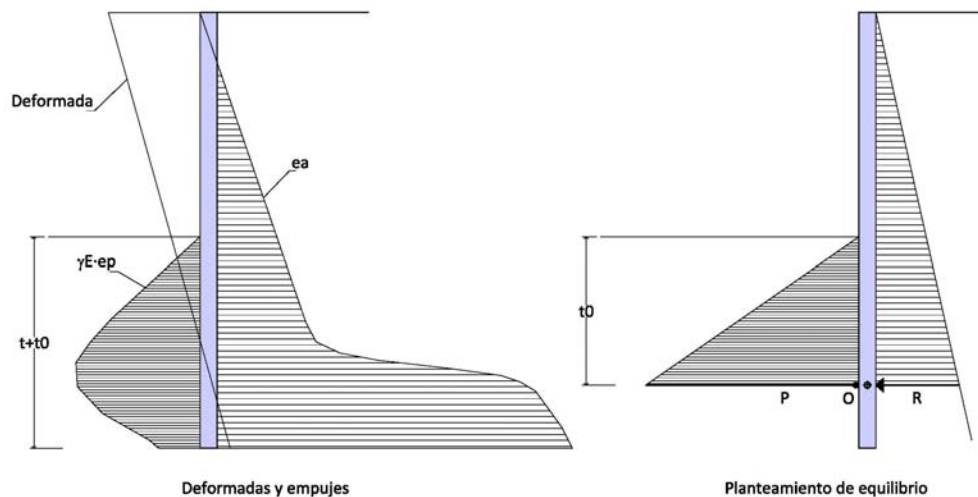


Figura 2.2.c Esquema de equilibrio y comportamiento de una pantalla en voladizo.

- Base libre (método americano):

Este método se utiliza cuando la profundidad de empotramiento es pequeña, o cuando la rigidez de la pantalla es proporcionalmente grande. En este caso, se asume que la pantalla se desplaza de forma rígida bajo los efectos de la presión activa en el trasdós. Dado que el anclaje es fijo, el giro de la pantalla se produce en su alrededor.

Por otro lado, se considera que no existe ninguna reacción en la base y que los desplazamientos máximos se producen en el fondo de la excavación.

La figura 2.2.e. describe gráficamente este planteamiento de equilibrio.

- Empotrada en la base (método europeo):

Otro procedimiento de cálculo lleva a considerar una parte del empuje pasivo en el intradós. Al no considerar la totalidad del empuje pasivo, se obtiene un cierto grado de seguridad.

Este método se utiliza cuando la rigidez de la pantalla es menor, o cuando la profundidad de empotramiento es mayor. Dado que tanto el pie de la pantalla como el anclaje son fijos, no existe mecanismo de rotación.

El cálculo se basa en el mismo método que propone **Blum** para la pantalla en voladizo, pero con la peculiaridad que, en este caso, se trata de un problema de hiperestatismo y, por tanto, requiere establecer una hipótesis adicional y un cálculo más laborioso.

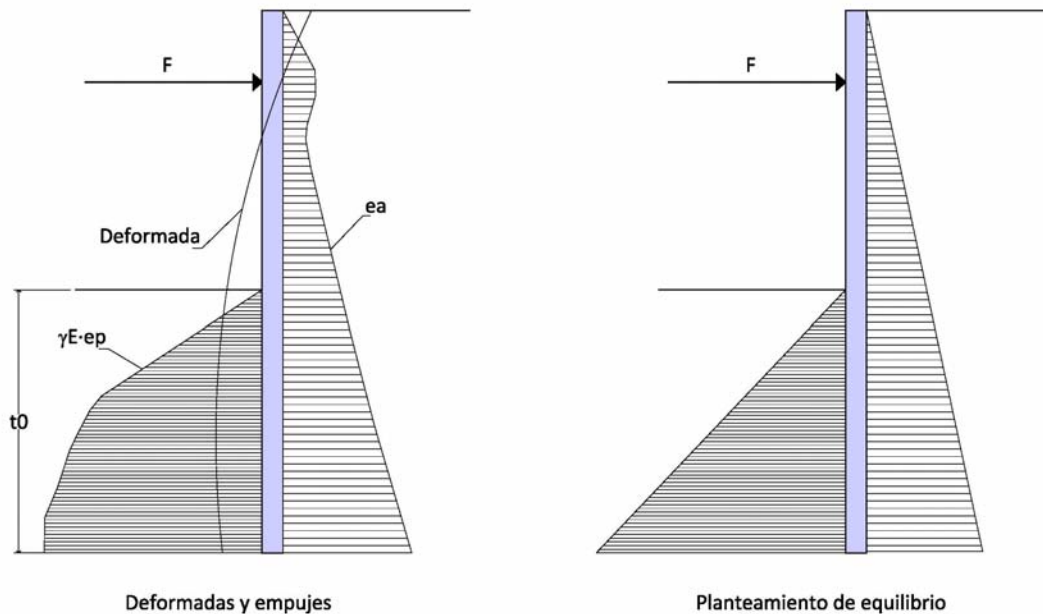


Figura 2.2.d Esquema de equilibrio y comportamiento de una pantalla anclada con base libre.

Esta hipótesis consiste en admitir que el momento flector de la pantalla en el punto de empuje nulo (O) es cero. Lo cual solo se verifica para terrenos granulares y homogéneos en el trasdós e intradós de la pantalla, tal y como se observa en la figura 2.2.f. en el planteamiento del equilibrio.

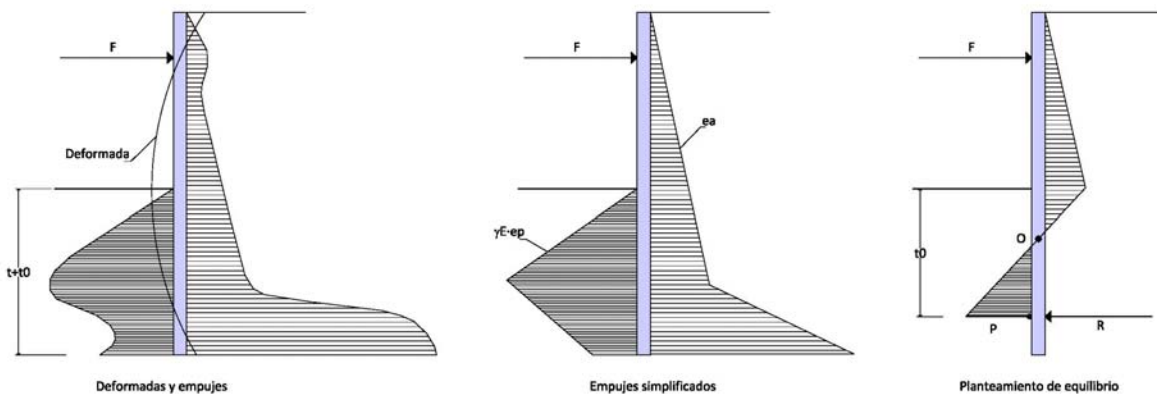


Figura 2.2.e Esquema de equilibrio y comportamiento de una pantalla anclada con base fija.

Entre los años 1941 y 1949, *Tschebotarioff* llevó a cabo una serie de análisis basados en los estudios hechos por *Blum*. Estos test simulaban pantallas de contención empotradas un 30% de su altura total y ancladas en su cabeza. En términos cualitativos, los estudios realizados confirmaban las hipótesis de *Blum*. No obstante, también demostraban que la fijación de la pantalla al terreno implicaba una movilización importante del empuje pasivo en la parte superior de la zona empotrada de la pantalla.

Por su parte, *Rowe*, (1952) utilizó modelos a escala reducida para llevar a cabo sus estudios en los que demostró que, dada la movilización del terreno en la zona empotrada, las tensiones en pantallas flexibles son menores que en las perfectamente rígidas y que, en pantallas empotradas aproximadamente el 30% de su altura, la reducción de las tensiones depende principalmente de su flexibilidad según:

$$\rho = \frac{H^4}{E \cdot I}$$

Dónde:

ρ	rigidez pantalla
H	Altura total de la pantalla.
E	Módulo de elasticidad de la pantalla.
I	Inercia de la pantalla.

En sus análisis también demostró que otros parámetros como el ángulo de rozamiento interno, la densidad del terreno, las cargas en el trasdós o la posición relativa de los anclajes en la cabeza de la pantalla, casi no influían en las tensiones producidas.

2.2.3.1.3. Pantalla anclada en varios niveles

Cuando la pantalla está anclada en varios niveles, la profundidad de empotramiento ha de ser suficiente para garantizar la estabilidad general y la del fondo de la excavación.

La hipótesis consiste en asumir que todo el trasdós de la pantalla se encuentra sometido al empuje activo y que el intradós de la zona empotrada moviliza el empuje pasivo, tal y como se describe en la figura 2.2.g.

Para este método se presentan dos modelos de cálculo elaborados por *Caquot*, (1937) y *Magnel*, (1948).

Caquot, (1937) propone no considerar fija la posición de los anclajes, sino que su ubicación final dependa del mayor aprovechamiento de la resistencia a flexión de la pantalla y que todas las reacciones de los anclajes sean iguales.

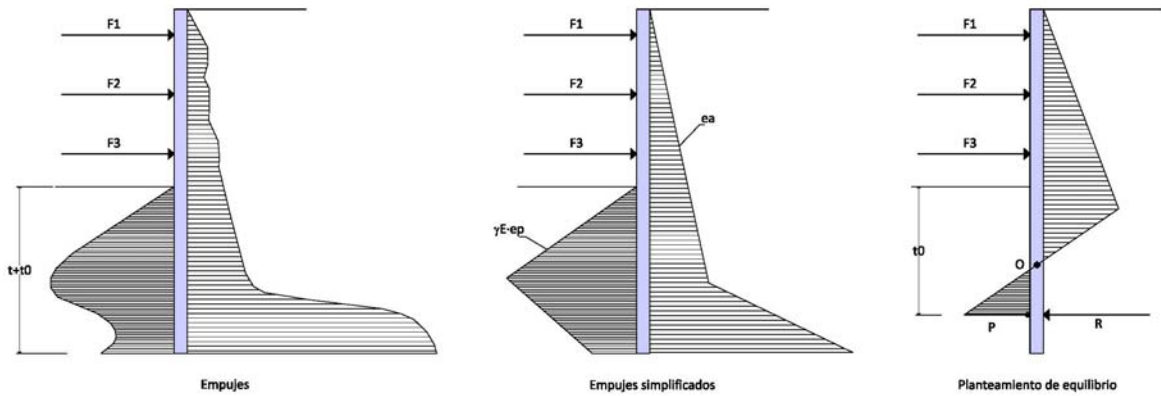


Figura 2.2.f Esquema de equilibrio y comportamiento de una pantalla con varios anclajes.

La principal ventaja de este método es que puede ser aplicado a terrenos en cualquier condición, pero el mayor inconveniente es que la separación entre los anclajes es diferente y se reduce con la profundidad.

Magnel, (1948) propone un método de cálculo tomando como premisas las siguientes hipótesis:

- No considerar el rozamiento entre la pantalla y el terreno, ni la cohesión de éste.
- Asumir que el empuje pasivo será el doble que el activo.
- Suponer un apoyo ficticio bajo el fondo de la excavación.
- Considerar la pantalla como una viga apoyada afectada por los empujes pasivos del trasdós.

La principal ventaja de este segundo método es su simplicidad, aunque es evidente que los resultados son habitualmente excesivamente conservadores.

2.2.3.1.4. Método de Brinch Hansen, (1953)

Este método estudia la pantalla en su momento de rotura y, por tanto, se considera como un método en estado límite último.

La idea básica del método consiste en considerar las líneas de rotura que limitan las zonas en estado de equilibrio elástico y combinarlas con las zonas plásticas.

En su método, para el caso de una pantalla articulada o de base libre, se define que el empuje pasivo en el intradós de la pantalla se encuentra en equilibrio. En cambio, para una pantalla empotrada o de base fija, la pantalla gira alrededor de un punto situado por encima de su base y, que en estas condiciones, no pueden existir zonas plásticas cerca del punto de rotación.

Por otro lado, **Brinch Hansen** propuso utilizar coeficientes de mayoración para las cargas aplicadas y de minoración para la resistencia del terreno.

2.2.3.2. Métodos elásticos - *Winkler*

Los métodos de interacción suelo - estructura consideran las propiedades de deformación del terreno, la influencia de la rigidez de la pantalla y los desplazamientos de ésta. Los métodos más utilizados son aquellos que se basan en la reacción del terreno que se modeliza mediante muelles.

El éxito de este método se puede explicar a partir del desarrollo del presiómetro de **Ménard**. Los resultados que se obtienen del ensayo presiométrico se utilizan para determinar el módulo de balasto horizontal del suelo, K_h .

El método del módulo de balasto se conoce con el nombre de método de **Winkler**, ya que fue quien en el año 1867, introdujo el concepto en su teoría de la elasticidad y que sirvió de base para el estudio realizado por **Zimmermann**, en el año 1888, el cual llevó a cabo las primeras aplicaciones del método de reacción del terreno para calcular las tensiones que sobre él producían las obras ferroviarias. De este análisis deriva el nombre conocido como módulo de balasto o método del coeficiente de balasto.

Posteriormente, el desarrollo de estos métodos permitió que se utilizaran también en el cálculo de losas y cimientos y, finalmente en el año 1935, **Rifaat** por un lado y **Baumann** por el otro, introdujeron el método para el cálculo de estructuras de contención.

A partir de los años 70, **Boudier**, (1970), **Fages y Bouyat**, (1971) y **Rosignol y Genin**, (1973), desarrollaron programas informáticos para el diseño de estructuras de contención, utilizando los modelos basados en el coeficiente de reacción del terreno.

El método de cálculo del módulo de balasto permite determinar los esfuerzos y deformaciones de una pantalla de contención empotrada en el suelo, en las diferentes fases de ejecución. El método se basa en una modelización simplificada de la acción del suelo sobre la pantalla: esta acción se reduce, en cada punto de la pantalla, a una presión horizontal, ligada al desplazamiento de la cota considerada por una ley de reacción. Las leyes de reacción utilizadas, usualmente pero abusivamente designadas por el término de “leyes

elastoplásticas”, son leyes de movilización lineal con cotas de empuje y de reacción, en las cuales el dominio pseudoelástico se caracteriza por el módulo de balasto K_h .

El análisis se realiza mediante una viga sobre soportes elásticos o mediante discretización en elementos finitos lineales, pero solamente del elemento pantalla (no del terreno). El terreno se modeliza, por tanto, como un conjunto de muelles que lo expresan como un módulo de balasto variable con la profundidad y con sus características.

En la figura 2.2.h se expresa gráficamente el sistema descrito.

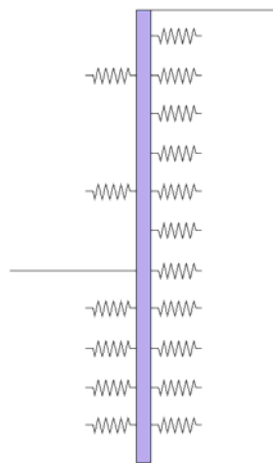


Figura 2.2.g Esquema del planteamiento adaptado para el método del coeficiente de balasto, (según CTE-DB-SE-C, pág.154, fig. F.14).

Uno de los problemas de este método es la dificultad para determinar el módulo de balasto, que no es un parámetro intrínseco del suelo sino que depende no solamente de la naturaleza del suelo, sino también de la geometría de la pantalla y del sistema de soporte, entre otros. Han hecho propuestas para su determinación: **Terzaghi**, (1955), **Ménard**, (1964), **Balay**, (1984) y **Monnet**, (1994) mediante el ábaco de **Chaidesson**, **Schmitt**, (1995, 1998) y **Simmon**, (1995) por citar solo algunos de los principales contribuyentes.

Así mismo, por el hecho de modelizar solamente el elemento estructural, la pantalla, y obviar el terreno del entorno, el método es apto para el análisis del comportamiento de la contención, pero no aporta ningún dato sobre los movimientos globales del terreno. La puntualización es muy importante y será determinante cuando se deba escoger el método más adecuado para el análisis del comportamiento del trasdós de las pantallas.

Este método, a partir del modelo de **Winkler**, (1867), como se ha explicado anteriormente, implica la interacción entre cualquier elemento estructural y el terreno, donde se supone que la deformación del terreno es directamente proporcional a la carga aplicada en un punto determinante. Esta relación de proporcionalidad presión - deformación está condicionada por el conocido como coeficiente o módulo de balasto (K_h), que se expresa de manera simplificada como:

$$q = K_h \cdot w$$

Dónde:

q Carga aplicada.
 K_h Coeficiente de balasto.
 w Deformación.

Expresándolo a partir del trabajo de **Ménard**, su forma analítica sería:

$$\frac{1}{K_h} = \frac{1}{E_M} \left[\frac{a\alpha}{2} + 0,133(9a)^\alpha \right]$$

Dónde:

K_h Coeficiente de balasto.
 α Coeficiente en función del terreno (0,30 para granulares / 0,50 para cohesivos).
 E_M Módulo presiométrico del terreno.
 a Coeficiente dimensional $a = 2c/3$.
 dónde c = Clava de la pantalla.

El módulo presiométrico E_M lo obtendremos de relaciones con el módulo de deformación convencional E en función del tipo de terreno.

$$\frac{E}{E_M} = \begin{cases} \text{limos} & =4-7 \\ \text{arenas} & =6-11 \\ \text{gravas} & =8-14 \end{cases}$$

Haliburton, (1968) fue el responsable de introducir el modelo de comportamiento no lineal del terreno, en el cual introdujo los límites de los estados activos y pasivos en el punto de rotura, que se obtienen a partir de las densidades efectivas del terreno, la cohesión efectiva (c') y el ángulo de rozamiento efectivo (ϕ'). Su principal hipótesis fue asumir inmóvil el punto de apoyo.

Su contribución más importante fue considerar una curva continua que relaciona la presión y el desplazamiento de la pantalla, partiendo desde el estado activo hasta el pasivo, pasando por el empuje en reposo, una vez llegados a estos límites, el empuje no varía. La figura 2.2.i describe la gráfica tensión - deformación considerada.



Figura 2.2.h Gráfica tensión - desplazamiento en función de los estados del terreno, (Haliburton, 1968).

El método de **Castillo**, (1973) apareció a partir del de **Haliburton**, incorporándose los anclajes postesados y considerándose por primera vez se consideran los procesos de recarga y descarga en la curva de presión - deformación.

Por otro lado, este modelo también tiene en cuenta las deformaciones remanentes y permite una reproducción paso a paso de las fases reales de la obra.

Por último, este método tiene en cuenta el estado inicial de reposo el cual influye de manera importante sobre el comportamiento durante la excavación.

La aportación de **Monnet**, (1994) con el ábaco de **Chadeisson** permite trabajar, según mi opinión, con valores más ajustados a la realidad, ya que no dependen de tantas variables. Es muy importante tener en cuenta los parámetros válidos del módulo de balasto y no utilizar los que los programas de análisis proponen por defecto, ya que acostumbran a estar pensados para el diseño estructural y no para la evaluación del comportamiento real del terreno de manera que normalmente están sobredimensionados a fin de quedar por el lado de la seguridad.

El método del coeficiente de balasto es un método que sufre de la imprecisión en la determinación de su perímetro principal pero que es fácil de implementar,

muy sencillo y cómodo de utilización y presenta resultados que habitualmente se sitúan por el lado de la seguridad.

Los programas de análisis basados en ellos, son muy conocidos y utilizados con asiduidad. Entre multitud de ejemplos, los más extensos en la práctica habitual son CYPE, RIDO, PARATIE y WALLOP.

Los más utilizados a nivel español son los dos primeros. Su manera de trabajar es muy similar en todo el desarrollo del cálculo a excepción de algún detalle concreto.

La pantalla se considera una viga de hormigón expresada por su geometría y rigidez. Las tensiones aplicadas para el terreno (tanto en el intradós como en el trasdós) corresponderán al estado en reposo mediante la fórmula de **Jaky**, (1944).

$$\sigma'_H = K_0 \sigma'_V = K_0 \left(\begin{array}{c} \gamma_1 z \\ \gamma_1 H_1 + \gamma_2 (z - H_1) \\ \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 (z - H_1 - H_2) \end{array} \right) \text{ si } \left\{ \begin{array}{l} z < z_1 \\ z_1 < z < z_2 \\ z_2 < z \end{array} \right.$$

Dónde:

- γ_i Peso específico efectivo del estrato ($\gamma'_i = \gamma_i - \gamma_w$).
- H_i Potencia del estrato considerado.
- z Profundidad.
- K_0 Coeficiente de empuje al reposo ($K_0 = 1 - \sin\phi$).

El proceso de análisis requiere definir un modelo constitutivo a partir de los empujes activos y pasivos, **Rankine** (1857), que utilizaremos como superficie de fluencia, estableciendo si nos encontramos en un estado de elasticidad o de plasticidad.

En este punto, los dos programas mencionados, CYPE y RIDO, presentan una importante divergencia, ya que el primero utiliza la formulación de **Coulomb**, (1776) y el segundo utiliza las ecuaciones de **Boussinesq** y **Rankine**, (1885) en combinación con las **Caquot** y **Kérisel**, (1973).

La figura 2.2.j presenta una imagen de cálculo con el primero de los programas citados.

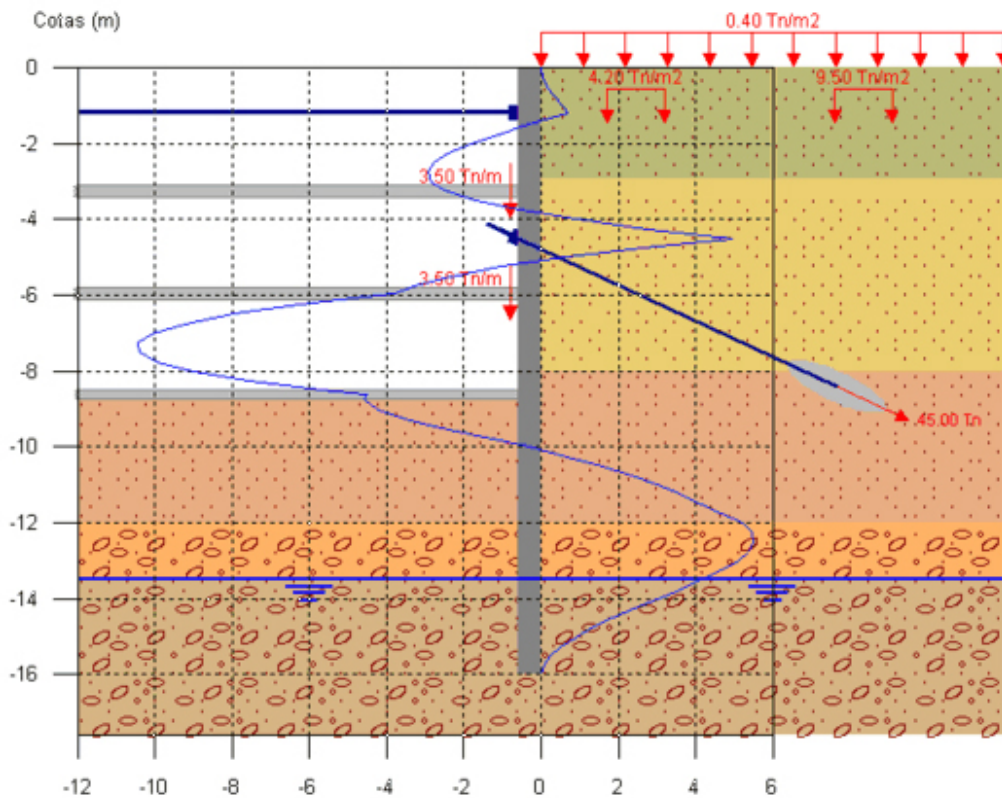


Figura 2.2.i Esquema de análisis con el programa CYPE - Pantallas.

2.2.3.3. Métodos numéricos - MEF

Actualmente, en la práctica habitual, los cálculos numéricos en elementos finitos se utilizan muy poco para el cálculo de pantallas de contención. El método se aplica en casos muy particulares, por ejemplo para una geometría compleja que necesita de un análisis más detallado, que es imposible con los métodos habituales. En general, se utilizan modelos en dos dimensiones y las modelizaciones tridimensionales son muy poco habituales y su uso se limita al marco de trabajo académico o en el estudio de casos reales por retro - análisis.

Una de las principales desventajas del método de los elementos finitos es la dificultad de ponerlo en práctica: la construcción de un mallado, teniendo en cuenta todos los estratos del suelo y la determinación de numerosos parámetros geotécnicos, a menudo mal conocidos, presenta dificultades que contrarrestan la ventaja de poder modelizar libremente geometrías complejas. Por otro lado, el hecho de necesitar un amplio listado de parámetros de definición del terreno exige realizar estudios paramétricos y un análisis de sensibilidad.

En general pero, el método de elementos finitos proporciona una buena aproximación al comportamiento real del terreno, siempre que se disponga de los parámetros correctos de cálculo y de definición del terreno.

A través del método de los elementos finitos (MEF), **Zienkiewicz**, (1967) o, menos habitualmente, del método por elementos discretos (MED), se extraen de manera numérica los empujes, los desplazamientos y los esfuerzos del conjunto pantalla - terreno. La estabilidad global de la pantalla se deriva de las ecuaciones.

Los métodos de cálculo numérico, desarrollados a partir de los años 70, son los que dan resultados más ajustados y aproximados a la realidad, pero también necesitan de una gran cantidad de parámetros de definición del terreno y del conocimiento del modelo constitutivo más adecuado para su modelización.

La principal limitación de estos métodos radica en dos problemas principales: por un lado, la gran dificultad que representa identificar todos los parámetros de definición del terreno y su ley representativa y, por el otro lado, la poca precisión con la que se pueden representar las condiciones reales de cada caso (geometría tridimensional, efectos de esquina, etc.). Los métodos numéricos empleados, utilizan parámetros complejos que, en muchos casos, no tienen un significado físico claro. Además, a medida que los programas evolucionan, permiten incorporar más aspectos de definición del terreno pero, a su vez, requieren de ensayos de laboratorio especializados, difíciles de justificar económicamente en muchos casos. A falta de algunos parámetros, los consultores de estructuras tienden a utilizar tablas con valores orientativos y, de esta manera, los resultados obtenidos en el cálculo pueden variar considerablemente respecto al comportamiento observado en el caso real.

Los programas de análisis que se basan en este método son menos habituales que en el anterior caso. No obstante, su uso es cada vez más frecuente sobre plataformas como PLAXIS y ABAQUS. La figura 2.2.k presenta una imagen del cálculo mediante el primero de estos programas.

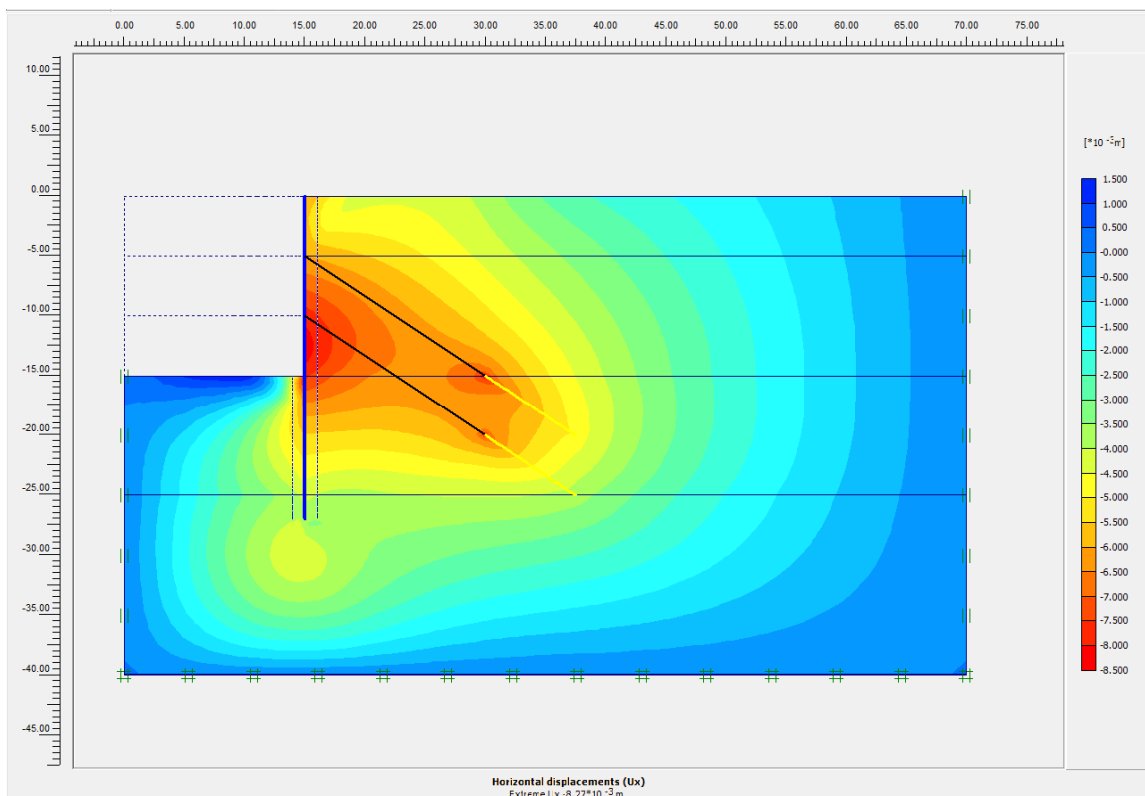
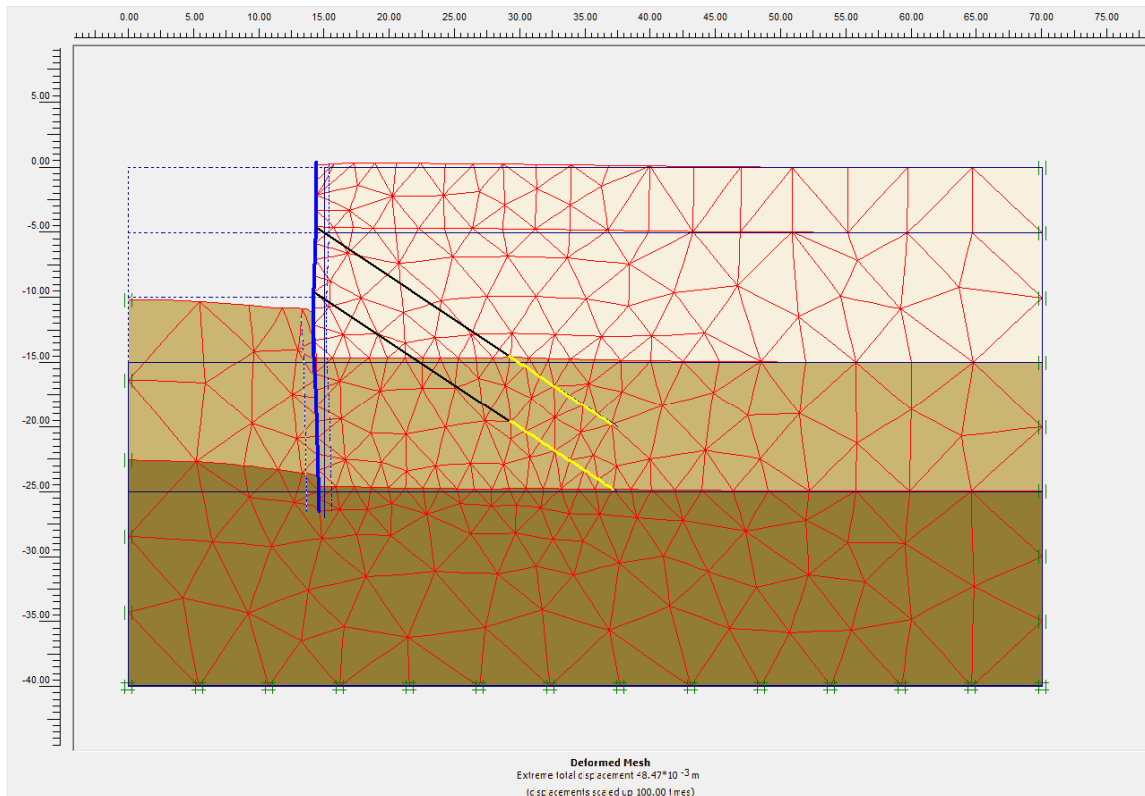


Figura 2.2.j Esquema de análisis con el programa PLAXIS.

En el modelo de elementos finitos, el terreno se considera como un continuo discretizado y, por tanto, considera la interacción entre la pantalla y el terreno. Las condiciones de comportamiento entre estos dos elementos es un punto importante a tomar en consideración.

Los siguientes párrafos de este apartado se basan en el excelente trabajo de **Carlos Loscertales**, (2008).

El análisis por elementos finitos se basa en la asimilación del continuo suelo - estructura con una malla de triángulos y elementos lineales los vértices (nodos) de los cuales expresan un cierto número de grados de libertad, que se corresponden con las incógnitas a resolver que, en nuestro caso, serán los desplazamientos del sistema suelo - estructura. La descripción del método es una simplificación del trabajo de **Bringkreve et al**, (2002).

El valor del desplazamiento será igual a las funciones de forma aplicadas al vector de los valores nodales. Matricialmente:

$$\underline{u} = \underline{N} \cdot \underline{v}$$

Dónde:

- \underline{u} Vector de desplazamiento.
- \underline{N} Matriz de las funciones de forma.
- \underline{v} Vectores de los valores nodales.

Por otro lado, se puede definir la deformación $\underline{\varepsilon}$ como:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{u}$$

- L Operador diferencial de geometría.
- \underline{u} Vector de los desplazamientos nodales.

Acercando las anteriores ecuaciones obtenemos la deformación a partir del vector de valores nodales:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{L} \underline{u} = \underline{L} \underline{N} \underline{v} = \underline{B} \underline{v}$$

Definiendo \underline{B} como la matriz de interpolación de deformaciones que contiene la derivada espacial de las funciones de forma.

Combinando la última ecuación con las de equilibrio estático en un medio continuo obtendremos finalmente una ecuación de equilibrio en su forma discreta:

$$\int (\underline{B}^T \Delta \underline{\sigma} dv = \int \underline{N}^T \underline{\rho}^i dv + \int \underline{N}^T \underline{t}^i ds - \int \underline{B}^T \underline{\rho}^{i-1} dv$$

En esta expresión, los primeros y segundos términos de la derecha del igual, representan el vector de fuerzas y el tercer término representa el vector de reacciones internas. A la izquierda del igual, el valor de incremento de tensión $\Delta\sigma$ equilibra la diferencia que se produce entre las fuerzas exteriores e interiores.

A partir de esta ecuación podemos extraer iterativamente los valores de las tensiones para cada nodo de la malla de elementos finitos con los cuales, a través de la ecuación constitutiva, obtendremos las deformaciones y los valores finales de los movimientos en cada punto.

El método de los elementos finitos, con el procedimiento descrito, nos permite obtener tensiones y desplazamientos en cada nodo de la malla de la discretización pero no en los otros puntos del continuo suelo - estructura. A tal fin, el procedimiento a utilizar es la interpolación de estos resultados en el resto de la malla. Debemos diferenciar esta interpolación entre los elementos lineales (pantalla, anclajes, etc.) y los elementos superficiales (suelo).

En el primer caso aplicaremos:

$$u(\xi) = \sum_{i=1}^n N_i(\xi)v_i$$

Dónde:

- v_i Valores nodales.
- $N_i(\xi)$ Valor de la función de forma para el nodo i y la posición ξ .
- $u(\xi)$ Valor resultante en la posición ξ .
- nu Número de nodos por elemento.

En el caso superficial trabajamos con elementos triangulares de quince nodos con cinco nodos por lado y tres lados, según describe la figura 2.2.I.

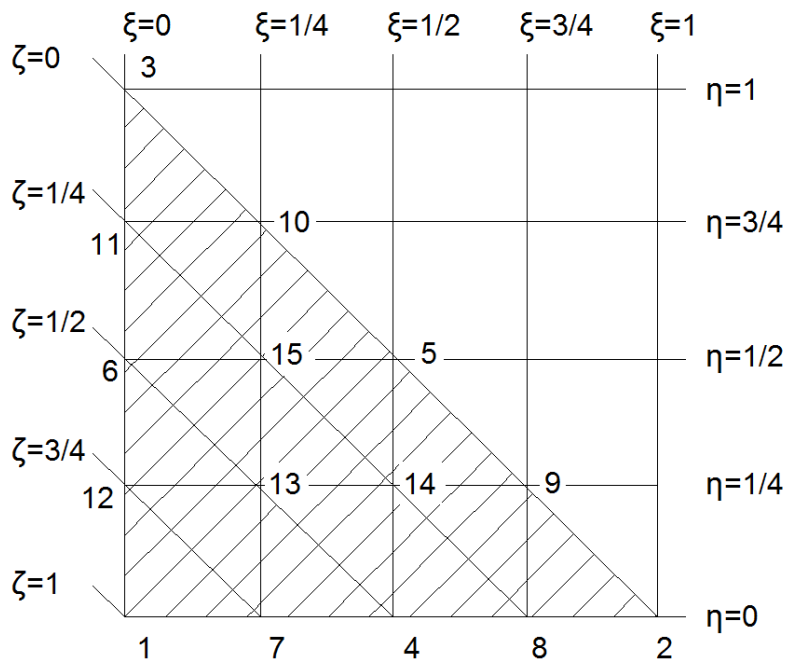


Figura 2.2.k Elementos finitos de quince nodos en un elemento triangular, (Bringkreve et al, 2002).

Estos nodos están relacionados entre sí mediante funciones de forma:

$$N_1 = -(1-\xi) \cdot (1-2\cdot\xi) \cdot \xi(-1-2\cdot\xi) / 6$$

$$N_2 = 4 \cdot (1-\xi) \cdot (1-2\cdot\xi) \cdot \xi(-1-2\cdot\xi) / 3$$

$$N_3 = (1-\xi) \cdot (1-2\cdot\xi) \cdot \xi(-1-2\cdot\xi) \cdot (-1-\xi)$$

$$N_4 = 4 \cdot (1-\xi) \cdot \xi(1-2\cdot\xi) \cdot \xi(-1-\xi) / 3$$

$$N_5 = (1-2\cdot\xi) \cdot \xi(-1-2\cdot\xi) \cdot (-1-\xi) / 6$$

Las cuales se anulan en todos los valores nodales, con excepción del que le corresponde (el valor del cual es exactamente u). La figura 2.2.m expresa gráficamente las funciones de forma y su comportamiento nodal.

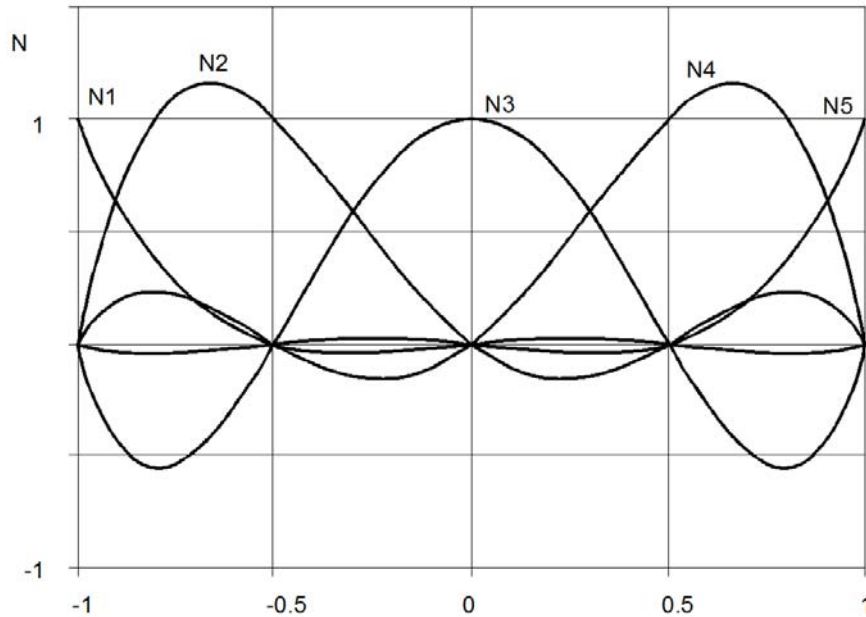


Figura 2.2.I Funciones de forma para elementos finitos triangulares de quince nodos, (Briagkreve et al, 2002).

Para la necesaria integración numérica utilizaremos dos métodos habituales: **Newton Cotes** y **Gauss**. En el primer caso, los puntos de integración coinciden con los nodos, mientras que en el segundo, se establecen unas posiciones específicas de mayor precisión. El primer método se utiliza para el cálculo de la interfície suelo - estructura y el segundo se utiliza en los elementos estructurales, pantallas y anclajes. En el caso de la modelización del suelo mediante elementos finitos, lo más apropiado es utilizar solamente la integración gaussiana.

Las expresiones de la integración serían en el caso lineal:

$$\int_{\xi=-1}^{\xi=+1} F(\xi) d\xi \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i) w_i$$

Y en el caso superficial:

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) w_i$$

Dónde:

- | | |
|--------------------|---|
| $F(\xi_i)$ | Valor de F en la posición ξ . |
| $F(\xi_i, \eta_i)$ | Valor de F en la posición ξ, η . |
| w_i | Peso para el punto y definido según el método. |
| k | Número de puntos utilizados en la integración numérica. |

Posteriormente deberemos realizar el cambio de coordenadas de locales a globales mediante la operativa matricial de multiplicar la matriz de derivadas de las funciones de forma por el inverso del jacobiano del cambio de coordenadas. En resumen obtendremos la expresión:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ 0 \\ \gamma_{xy} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \sum_i \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_{x,i} \\ v_{y,i} \\ v_{z,i} \end{bmatrix}$$

que es la determinación completa de la citada $\underline{\varepsilon} = \underline{B} \cdot \underline{v}$.

En el software se utilizan habitualmente dos tipos diferentes de modelos constitutivos para el análisis: para los estratos con menor relevancia se considera un modelo de plasticidad perfecta, mientras que aquellos que intervienen con mayor notabilidad se modelan siguiendo un modelo hiperbólico de endurecimiento.

El modelo de plasticidad perfecta es el que se conoce como modelo de *Mohr Coulomb* (MC de ahora en adelante). Debido a la poca relevancia que tiene el modelo en el posterior planteamiento del estudio, tan solo se presentará una descripción cualitativa de la misma (se pueden encontrar las ecuaciones que lo gobiernan en **Bringkreve et al, 2002a**).

En la figura 2.2.n podemos apreciar la idea básica del modelo. En un primer tramo, tiene el clásico comportamiento elástico marcado por el valor del coeficiente de Young. De todas formas, llegando a una cierta tensión, el suelo empieza a tener un comportamiento plástico, en el que las deformaciones son irreversibles. Una vez entramos en este tramo, aunque realicemos ciclos de descarga de tensión, no recuperaremos dichas deformaciones; estos ciclos se realizarían además con un módulo de descarga igual al módulo de Young asociado al tramo elástico.

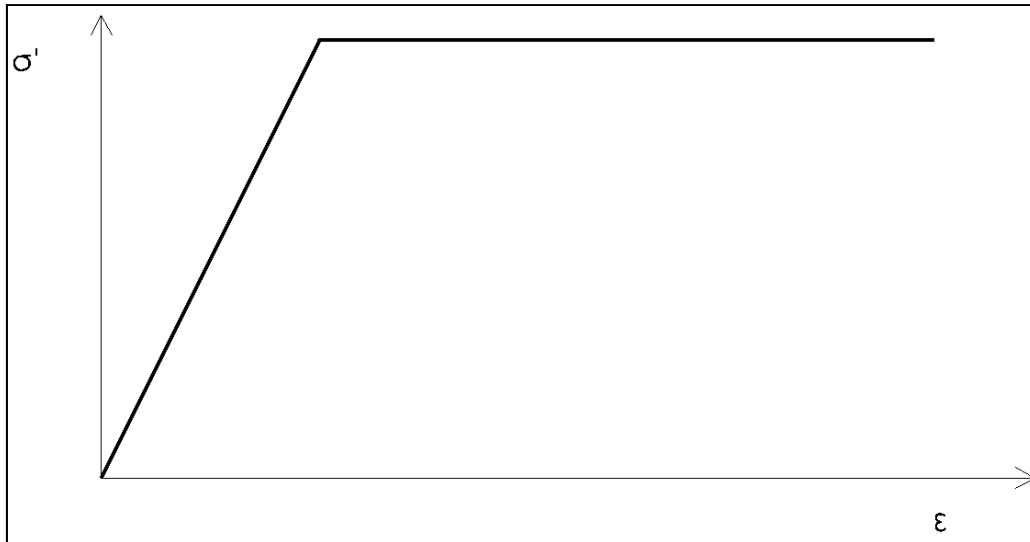


Figura 2.2.m Ley tensión - deformación adoptada en el modelo de plasticidad perfecta.

La superficie de fluencia correspondiente a este modelo es siempre fija y geoméricamente se representa con una línea recta en el plano de Cambridge, tal y como apreciamos en la figura 2.2.o.

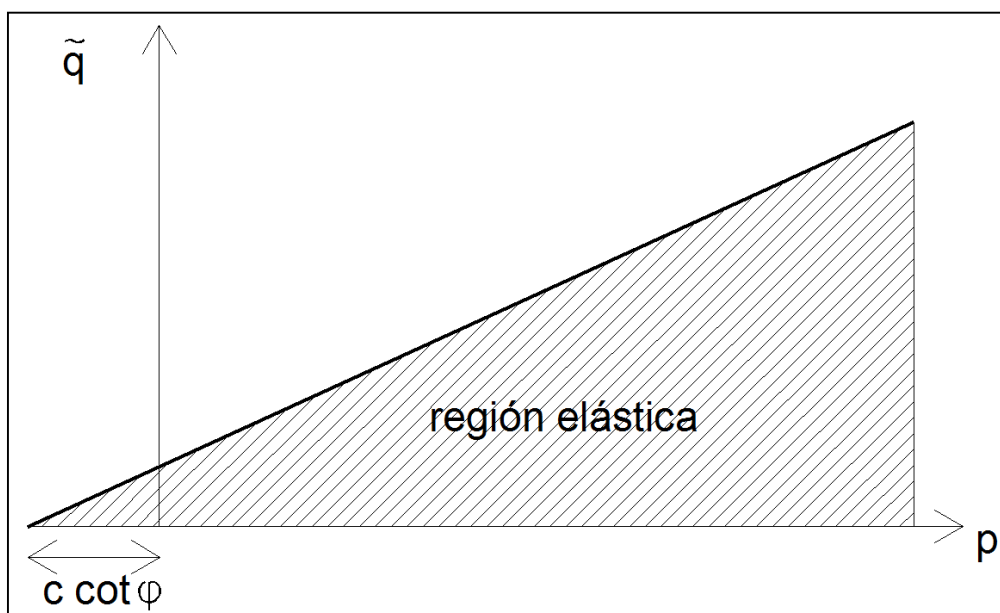


Figura 2.2.n Superficie de fluencia del modelo de plasticidad perfecta.

El segundo modelo a considerar es un modelo hiperbólico de endurecimiento conocido como *Hardening Soil Model* (HSM de ahora en adelante), frecuentemente utilizado para conseguir aproximaciones más próximas a la realidad que los modelos de plasticidad perfecta para el caso de las arenas.

La característica principal de este modelo es que la superficie de fluencia no se fija en el espacio, ya que se puede expandir debido a las deformaciones plásticas (lo que lo diferencia del modelo presentado anteriormente). Dichas deformaciones plásticas pueden tener dos naturalezas bien diferentes y en función de éstas, se producirá un *endurecimiento por compresión* o un *endurecimiento por cortante*.

Para definir las ecuaciones que rigen el modelo, será necesario realizar con anterioridad ciertas relaciones provenientes de los ensayos triaxiales. Como es conocido, cuando una probeta de suelos se somete a una tensión desviadora, ve como su rigidez va disminuyendo, apareciendo, por tanto, deformaciones plásticas irreversibles. En el caso especial de un ensayo triaxial drenado, la relación que se observa entre dicha tensión desviadora y la deformación axial adquiere la forma de una hipérbola. Dicha relación fue formulada primero por **Kondner**, (1963) y posteriormente por **Duncan y Chang**, (1970), mediante el desarrollo del conocido modelo hiperbólico (figura 2.2.p.). No obstante, el modelo utilizado en PLAXIS difiere de este último en varios aspectos: primeramente, es un modelo que se basa en plasticidad y no en elasticidad; en una segunda consideración, incluye el ángulo de dilatancia; y, en una tercera, introduce el que se conoce como *Yield Cap*.

Como hemos comentado, la relación básica del modelo HSM es la relación hiperbólica entre la tensión desviadora y la deformación axial; para un ensayo triaxial drenante, esta relación se escribe como:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{para } q \leq q_f$$

Dónde:

- E_{50} Módulo de Young para el 50% de la tensión desviadora de rotura q_f .
- q Tensión desviadora.
- q_a Valor asintótico de la tensión desviadora.
- q_f Tensión desviadora de rotura, que se calcula según *Mohr Coulomb*

como:

$$q_f = (\rho + c' \cot \phi') \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'}$$

Dónde:

- ρ Tensión isotropa.
- c' Cohesión del material.
- ϕ' Ángulo de rozamiento interno del material.

Como se puede apreciar en la figura 2.2.p en el momento en el que la tensión alcanza al valor de q_f es cuando se produce la plastificación del terreno. Existe otra relación importante:

$$R_f = \frac{q_f}{q_a}$$

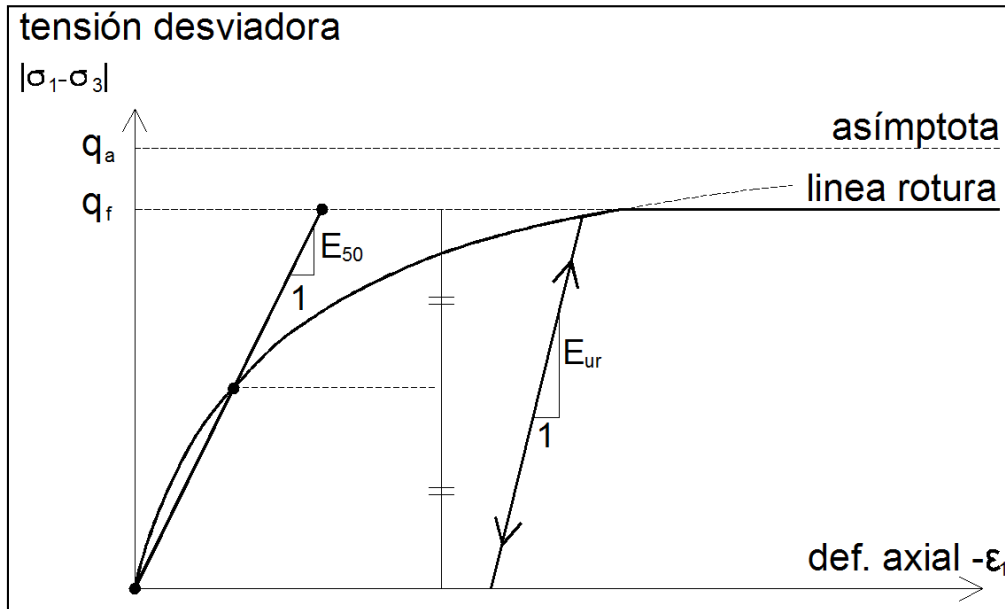


Figura 2.2.o Ley tensión - deformación del modelo de endurecimiento para un ensayo triaxial, (Bringkreve et al, 2002a).

Por otro lado, el valor de E_{50} se obtiene como:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma_3' \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \sin \phi} \right)^m$$

Dónde:

- p^{ref} Tensión de referencia.
- E_{50}^{ref} Módulo de rigidez de referencia para la tensión de referencia.
- σ_3 Tensión del ensayo triaxial drenante.
- m Cantidad de dependencia de la tensión.

El HSM también introduce el *Módulo de Young* para ciclos de carga -descarga, tal y como se aprecia en la figura 2.2.p.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma_3' \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \sin \phi} \right)^m$$

Dónde:

- E_{ur}^{ref} Módulo de rigidez en carga - descarga de referencia.

De la misma manera que con el ensayo triaxial drenado, se procede por el ensayo edométrico, considerando eso sí, los cambios de nomenclatura (en este caso, tan solo tenemos una tensión σ_1'):

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \left(\frac{c \cdot \cos\phi - \sigma_1' \cdot \text{sen}\phi}{c \cdot \cos\phi + p^{\text{ref}} \cdot \text{sen}\phi} \right)^m$$

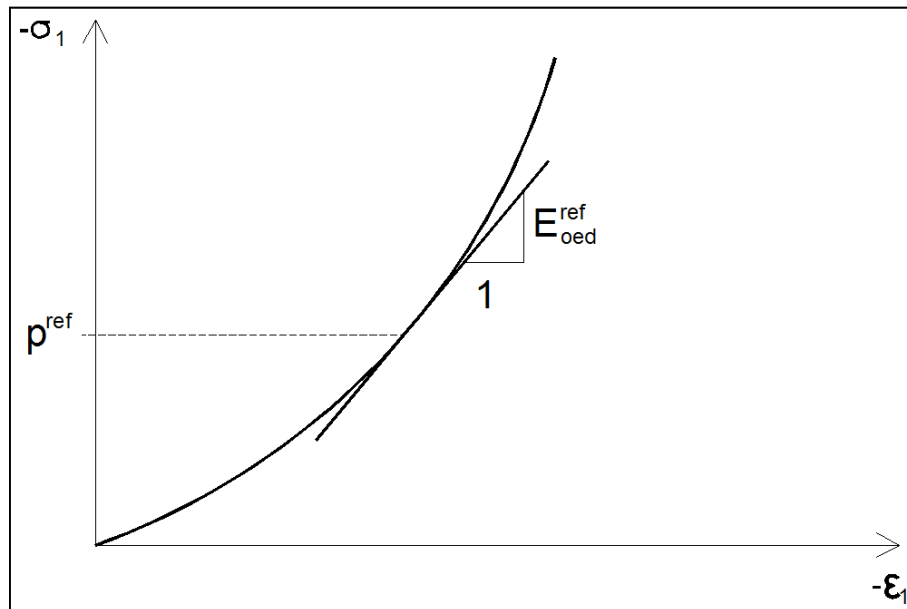


Figura 2.2.p Ley tensión - deformación del modelo de endurecimiento para un ensayo edométrico, (Bringkreve et al, 2002a).

Se presentan ahora las ecuaciones que rigen los valores para las deformaciones elásticas y plásticas. En una primera instancia se marcan las deformaciones por rotura a partir del criterio de *Mohr Coulomb*, mientras que en una segunda se verán las deformaciones por rotura por *Cap Yield* (para ver las expresiones de las superficies de fluencia, consultar **Bringkreve et al, 2002**).

$$\epsilon_1^p = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}}$$

Se obtienen además las deformaciones elásticas axial y radial según las expresiones siguientes:

$$\epsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}}$$

$$\epsilon_3^e = \nu_{ur} \cdot \frac{q}{E_{ur}}$$

Dónde:

ν_{ur} Coeficiente de Poisson para ciclos de carga - descarga.

Tomando valores de $m=1$, la superficie de fluencia resultante son líneas rectas (figura 2.2.r.) que variarán de inclinación según el estado en el que se encuentren (en el momento en el que se aplique un desviador, abrirán más su ángulo si es que entran en estado de plastificación, momento en el que interviene el endurecimiento por compresión).

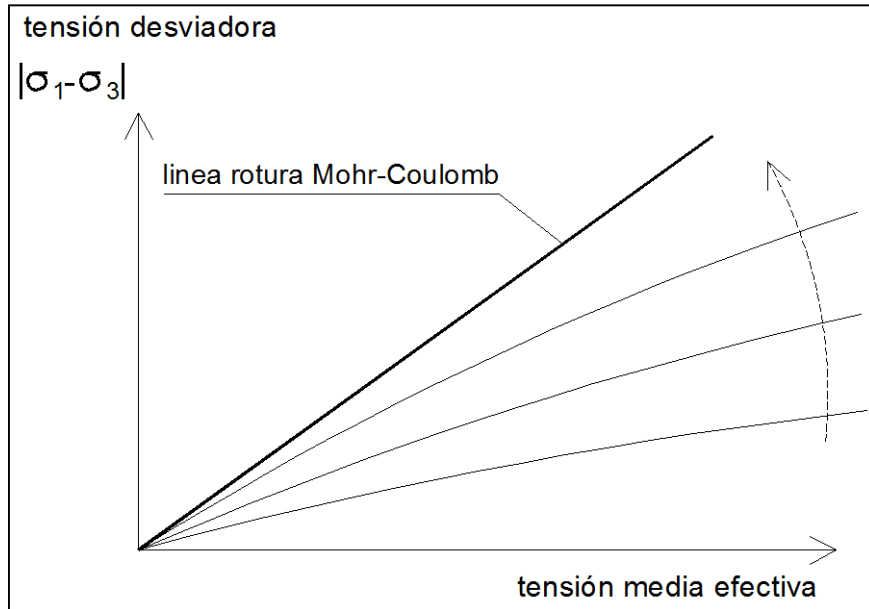


Figura 2.2.q Modificación de la ley de fluencia ante la aplicación de una tensión desviadora, (Bringkreve et al, 2002a).

Para el caso del *Cap Yield*, se obtiene:

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{E_{oed}^{ref}}{1-m} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m}$$

Dónde:

p_p Tensión de preconsolidación isotrópica.

Se puede demostrar (**Bringkree et al, 2.002a**) que la forma de esta segunda superficie de fluencia es elíptica y de longitud p_p en el eje p del plano de Cambridge y de longitud $(K_0^{nc} \cdot p_p)$ en el eje q (figura 2.2.s). En el caso en el que la tensión isotrópica supere esta segunda superficie de fluencia, se dice que entramos en endurecimiento por cortante.

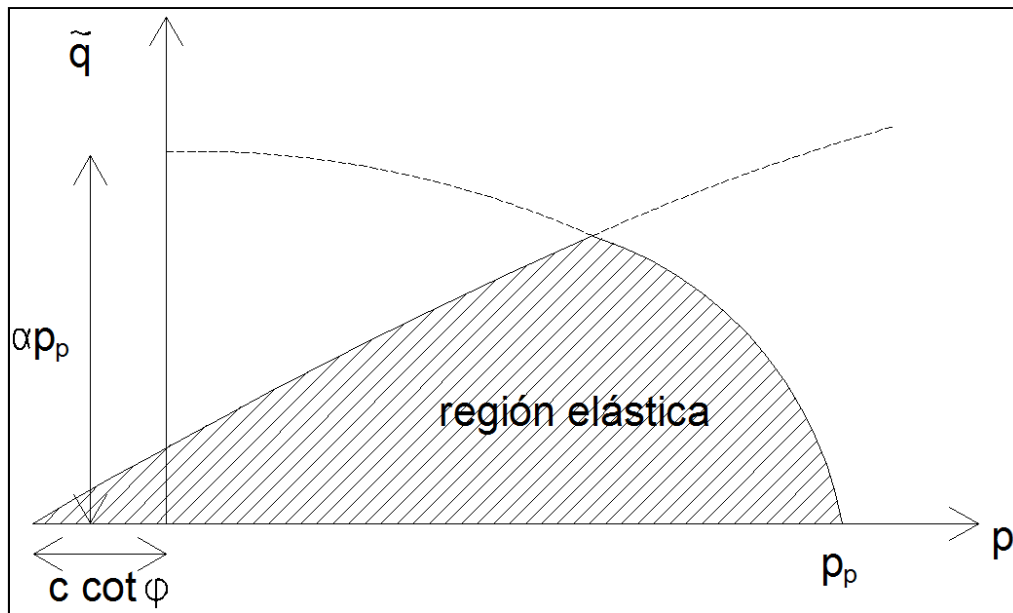


Figura 2.2.r Superficies de fluencia del modelo de endurecimiento, (Bringkreve et al, 2002a).

Podemos, por tanto, en este método, escoger los parámetros en uso e incluso el modelo constitutivo del suelo, de manera que nos adaptemos al máximo a la realidad del caso analizado.

No obstante, toda la complejidad descrita es una arma muy potente, pero de doble filo: podemos conseguir una modelización muy precisa del problema en estudio pero, por otra parte, un uso inadecuado, mal interpretado, o con unos parámetros erróneamente definidos, podemos producir resultados muy variables pero absolutamente mal determinados desde la base.

2.2.3.4. Análisis comparativo de los métodos analíticos

En este subcapítulo he analizado los diferentes métodos analíticos para el estudio de pantallas de contención. Un resumen comparativo es muy útil para diferenciar cuando es conveniente utilizar unos u otros métodos: clásicos, elásticos o numéricos.

He querido hacer un planteamiento de ventajas e inconvenientes, comprobando los tres métodos, para finalmente establecer un criterio de asignación de limitaciones en cada uno de ellos. Está claro que todos son válidos si el técnico los conoce bien, los sabe aplicar correctamente y, sobretodo, si conoce sus limitaciones y las toma en consideración.

En cuanto a las ventajas, los métodos clásicos destacan por su sencillez conceptual y analítica. Además, presentan soporte normativo, ya que se describen en todas las normativas vigentes. Son métodos habitualmente conservadores con criterios de seguridad empíricos, sencillos a partir del incremento del empotramiento de la clava o reduciendo la capacidad del empuje pasivo.

Por su parte, los métodos elásticos son ligeramente más complejos por lo que su análisis ya requiere un tratamiento computacional. En este sentido la oferta de programas de cálculo es amplia y está al alcance de los técnicos, tanto a nivel económico como de usabilidad, ya que el tipo y la cantidad de parámetros a especificar son asequibles. Estos sistemas permiten una buena aproximación al comportamiento de la pantalla, tanto a nivel de esfuerzos como de deformaciones propias.

Respecto a los métodos numéricos son bastante más complejos, tanto desde el punto de vista conceptual como analítico, pero actualmente tenemos una buena oferta en programas de cálculo, que nos facilita la tarea. Estos métodos nos proporcionan una alta precisión en los resultados, dando respuesta global a todos los parámetros importantes: equilibrio y estabilidad global, deformaciones propias (de la pantalla y del sistema), deformaciones del terreno (en el trasdós y en el fondo de la excavación) y del estado tensional total. El método permite la implantación de geometrías complejas y cálculos tridimensionales.

En cuanto a los inconvenientes, los métodos clásicos son claramente limitados, son capaces de establecer una situación sencilla respecto a los esfuerzos propios de la pantalla, aunque los resultados acostumbran a quedarse del lado conservador. No permiten conocer las deformaciones del sistema e ignoran absolutamente el comportamiento del terreno afectado, no haciendo posible el análisis de la estabilidad global del conjunto terreno/pantalla.

Por su parte, los métodos elásticos sí que determinan con buena precisión el comportamiento propio del sistema de contención (incluyendo sus desplazamientos) pero también ignoran el comportamiento del terreno afectado, tanto en el trasdós como en el intradós.

La limitación, no obstante, más importante es que la precisión del parámetro más determinante del método, el coeficiente de balasto, es reducida y esto perjudica la fiabilidad de los resultados generales. El método tampoco permite evaluar de manera directa la estabilidad global del terreno y la pantalla.

Respecto a los métodos numéricos, todos los inconvenientes se centran en su alta complejidad de uso, con un alto número de parámetros y de hipótesis a controlar, con unos estudios geotécnicos que han de estar orientados específicamente a estos tipos de análisis y con la necesidad de determinar caracteres específicos para considerar el comportamiento de las situaciones de frontera en la relación entre todos los elementos participantes.

El análisis no lineal con iteraciones abundantes y la gran cantidad de parámetros y operaciones, exige una gran capacidad de procesamiento informático que no siempre está al alcance de los técnicos, tanto desde el punto de vista de conocimiento como económico.

Los métodos clásicos son adecuados, solamente, para casos sencillos, donde las deformaciones no tengan importancia. No se puede utilizar, por tanto, en los casos en que haya edificaciones colindantes o elementos sensibles en el trasdós. Solamente son aceptables para pequeñas profundidades (1 ó 2 sótanos) y para casos de terrenos sin complicaciones.

Los métodos elásticos, basados en el coeficiente de balasto, pueden ser adecuados para casos de más complejidad, con todo tipo de terrenos, con mayores profundidades (hasta cuatro sótanos), teniendo en cuenta que no aportan datos sobre el comportamiento del suelo en el trasdós. Son, por tanto, poco fiables en los casos de edificaciones colindantes. Se deberán añadir criterios de limitación del comportamiento a deformación de la propia pantalla con el fin de controlar con un mínimo de seguridad el comportamiento del trasdós.

Finalmente, los métodos numéricos son adecuados para analizar los casos especialmente complejos y de mayor envergadura. Con un uso correcto y un buen conocimiento del método y de las herramientas es el método que mejor nos permite hacer un análisis afinado de cualquier situación geotécnica, de carga, de sensibilidad, etc. Es el método más preciso y, lógicamente, el método con más proyección de futuro, siempre que no olvidemos su alta sensibilidad, tanto en positivo como en negativo.

En la tabla 2.2.a. sintetizamos este análisis comparativo entre las tres familias metodológicas resumiendo y comparando los diferentes aspectos.

	VENTAJAS	INCONVENIENTES	LIMITACIONES
MÉTODOS CLÁSICOS	<p>Sencillez conceptual.</p> <p>Sencillez computacional.</p> <p>Soporte normativo.</p>	<p>Conservadores a esfuerzos.</p> <p>Ignoran las deformaciones.</p> <p>Ignoran el comportamiento del terreno.</p> <p>No evalúan la estabilidad global.</p>	<p>Casos muy sencillos.</p> <p>Sin edificios colindantes.</p> <p>Pequeñas profundidades (1-2 sot).</p> <p>Uso generalizado.</p>
MÉTODOS ELÁSTICOS	<p>Resultados adecuados en deformaciones y esfuerzos.</p> <p>Parámetros asequibles.</p> <p>Amplia oferta en programas.</p>	<p>Limitados a la precisión de un parámetro (coef. de balasto).</p> <p>Ignoran el comportamiento del terreno.</p> <p>No evalúan la estabilidad global.</p>	<p>Casos más complejos.</p> <p>Sin edificaciones colindantes sensibles.</p> <p>Medias profundidades (3-4 sot).</p> <p>Uso generalizado.</p>
MÉTODOS NUMÉRICOS	<p>Alta precisión de resultados.</p> <p>Respuesta global a todos los parámetros.</p> <p>Buena oferta en programas.</p> <p>Geometrías complejas y 3D.</p>	<p>Alta complejidad de uso.</p> <p>Alto número de parámetros.</p> <p>Alto número de hipótesis.</p> <p>Estudios geotécnicos orientados.</p> <p>Elementos de frontera específicos.</p> <p>Gran exigencia de capacidad para procesos informáticos.</p>	<p>Cualquier complejidad.</p> <p>Alta sensibilidad en el trasdós.</p> <p>Grandes profundidades (≥ 5 sot).</p> <p>Uso especializado.</p>

Tabla 2.2.b Resumen comparativa entre métodos analíticos.

2.3. RESUMEN

Como se ha podido comprobar, la cantidad de parámetros, variables y valores a considerar en el diseño, análisis, construcción y comportamiento de una pantalla de contención son prácticamente inabarcables.

No obstante, a causa del interés de este trabajo, no todos los parámetros tienen la misma importancia ni la misma consideración. Así, algunos aspectos, como la naturaleza del suelo, la presencia de agua, el tipo y la geometría de la pantalla y del apoyo, así como los parámetros ligados a las cargas y rigideces producidas en el trasdós colindante serán absolutamente determinantes y, en cambio, muchas otras variables comentadas deberán ser despreciadas en favor de la operabilidad y eficacia del estudio.

Respecto a los métodos de análisis, hemos observado como la amplitud de sistemas genera una variación de opciones también muy amplia, pero dada la exigencia del presente trabajo, nos centraremos en los más precisos y de mayor complejidad.

En el apartado correspondiente a las bases de análisis se analizarán y fijarán todos estos parámetros en vista al estudio paramétrico posterior.

CAPÍTULO III
ESTUDIO TEÓRICO – BASES DE ANÁLISIS

CAPÍTULO III – ESTUDIO TEÓRICO – BASES DE ANÁLISIS

3 ESTUDIO TEÓRICO.....	113
3.1 ELECCIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO DEL TERRENO	114
3.1.1. INTRODUCCIÓN.....	114
3.1.2. MODELOS CONSTITUTIVOS	114
3.1.2.1 Mohr Coulomb	114
3.1.2.2 Hardening Soil	115
3.1.3. ESTUDIO COMPARATIVO	117
3.1.3.1 Descripción geométrica del estudio.....	117
3.1.3.2 Sección de la excavación	118
3.1.3.3 Tipos de terreno.....	118
3.1.3.4 Resultados del estudio.....	125
3.1.4. RESUMEN	147
3.2 INFLUENCIA DEL EDIFICIO EN EL TRASDÓS DE LA PANTALLA.....	149
3.2.1. INTRODUCCIÓN	149
3.2.2. ESTUDIO DE LOS ARTÍCULOS SOBRE EXCAVACIONES DE TÚNELES	150
3.2.2.1 Potts y Addenbrooke - 1997	150
3.2.2.2 Franzius - 2003	158
3.2.3. ASIMILACIÓN AL CASO DE UNA EXCAVACIÓN DE PANTALLA	164
3.2.3.1 Descripción del estudio.....	164
3.2.3.2 Descripción geométrica	165
3.2.3.3 Análisis con elementos finitos.....	169
3.2.3.4 Efectos de la estructura superficial en los movimientos.....	177
3.2.4. RESUMEN	193
3.2.4.1 Desplazamientos horizontales del terreno del trasdós.....	193
3.2.4.2 Asentamientos verticales del terreno del trasdós.....	194
3.2.4.3 Movimientos horizontales de la pantalla.....	194
3.3 INFLUENCIA DEL ROZAMIENTO ENTRE EL EDIFICIO EXISTENTE Y EL TERRENO	196
3.3.1. INTRODUCCIÓN	196

3.3.2. DESCRIPCIÓN DE LOS PARÁMETROS	196
3.3.2.1 Tipo de terreno.....	196
3.3.2.2 Pantalla de contención.....	197
3.3.2.3 Interacción pantalla - terreno	198
3.3.2.4 Profundidad de la excavación.....	198
3.3.2.5 Tipología edificatoria.....	200
3.3.2.6 Interacción edificio - terreno	201
3.3.2.7 Rozamiento edificio – terreno	202
3.3.2.8 Número de modelos.....	202
3.3.3. RESULTADOS DEL ANÁLISIS	203
3.3.3.1 Profundidad 3m.....	203
3.3.3.2 Profundidad 6m.....	205
3.3.3.3 Profundidad 9m.....	206
3.3.4. RESUMEN	208
3.3.4.1 Desplazamientos verticales	208
3.3.4.2 Desplazamientos horizontales.....	209
3.3.4.3 Resumen.....	210

3. ESTUDIO TEÓRICO

Antes de avanzar con el estudio paramétrico, núcleo de esta tesis, he querido definir determinados puntos de alta complejidad con la máxima precisión a fin de garantizar la mayor determinación y eficiencia del trabajo.

Estos puntos son:

- La elección del modelo constitutivo del terreno; dónde se estudiará la mejor manera de representar el terreno que se quiere analizar.
- La influencia del edificio en el trasdós de la pantalla; dónde se pretende comprobar la variabilidad de resultados con distintas tipologías de edificio, y por lo tanto distintas cargas a aplicar.
- La determinación del tipo de terreno; en este punto se evaluará qué tipos de terreno se utilizaran en el estudio.
- La rigidez del sistema de contención.
- La geometría del problema; se determinará el esquema general de los modelos a aplicar los distintos tipos de terreno y cargas.
- Y otros, secundarios, que he agrupado en un último apartado.

ELECCIÓN DEL MODELO CONSTITUTIVO DEL TERRENO

3.1.1. INTRODUCCIÓN

Los modelos analíticos de elementos finitos son cada vez más usuales para el cálculo y predicción de los movimientos del terreno producidos por intervenciones urbanas, ya sean excavaciones de sótanos, túneles, etc.

La obtención de unos resultados ajustados y fiables depende, mayoritariamente, de la elección del modelo constitutivo del terreno. Según resultados de los análisis previos realizados, el modelo constitutivo puede incluso llegar a ser más importante que la elección de los propios parámetros del terreno, ya que el rango de error dado por una mala elección de parámetros podría incluso llegar hasta un 200%, mientras que el producido por una mala elección del modelo constitutivo podría llegar a ser del 400%.

Los movimientos producen deformaciones plásticas irreversibles. Dependiendo del proceso de carga a lo largo del tiempo, el suelo se puede compactar o dilatar, pudiendo depender su rigidez de la magnitud de los niveles de tensión, etc.

3.1.2. MODELOS CONSTITUTIVOS

Los dos modelos constitutivos más utilizados son el *Mohr Coulomb* (MC) y el *Hardening Soil* (HS), que se describen a continuación, aunque hay otros más complejos para estudios más elaborados, o para tipos de terrenos con unas características mucho más específicas.

3.1.2.1. Mohr Coulomb

3.1.2.1.1. Características del modelo constitutivo

Este modelo se conoce como modelo de plasticidad perfecta. Si se observa la gráfica tensión - deformación, podemos observar como en un primer tramo tiene un comportamiento elástico definido por el valor *módulo de Young* (E). Cuando la gráfica alcanza una tensión determinada, el terreno tiene un comportamiento plástico, donde las deformaciones son irreversibles. Una vez alcanzamos este tramo, incluso realizando ciclos de descarga de tensiones, no se recuperan las deformaciones. Por otro lado, estos ciclos se realizan con un módulo de descarga igual que el valor de el *módulo de Young* asociado al tramo elástico.

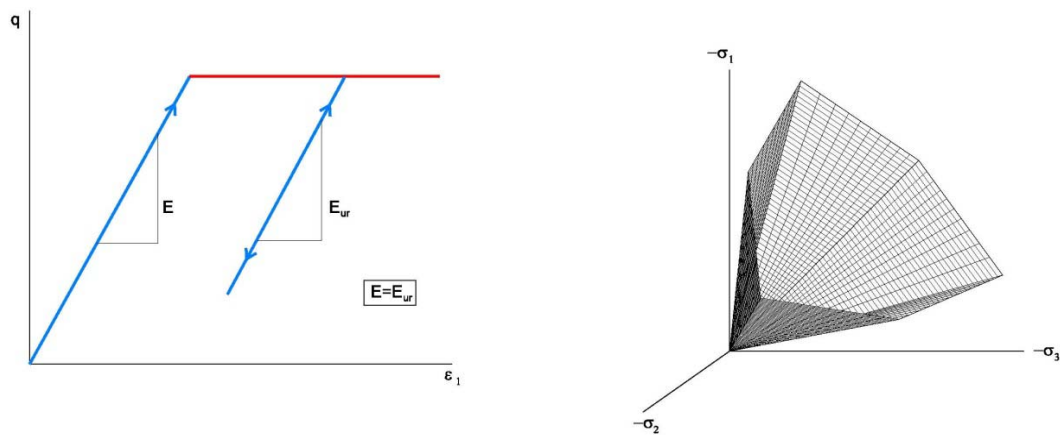


Figura 3.1.a Curva tensión – deformación y superficie de fluencia para el modelo de plasticidad perfecta.

3.1.2.1.2. *Parámetros de cálculo Mohr Coulomb*

Para definir un terreno con el modelo elasto-plástico de *Mohr Coulomb* se necesitan cinco parámetros que se enumeran a continuación:

- Módulo de Young (E).
- Coeficiente de Poisson (ν).
- Ángulo de rozamiento interno (ϕ).
- Cohesión (c).

Con estos parámetros se definen propiedades del terreno, tales como la elasticidad del suelo (E y ν) y la resistencia y plasticidad (ϕ y c).

3.1.2.2. *Hardening Soil*

3.1.2.2.1. *Características del modelo constitutivo*

El modelo *Hardening Soil* es un modelo hiperbólico de endurecimiento. La característica principal de este modelo es que la superficie de fluencia no se fija en el espacio, ya que se puede expandir debido a las deformaciones plásticas. Estas deformaciones pueden darse o por un endurecimiento por compresión, o por un endurecimiento por cortante.

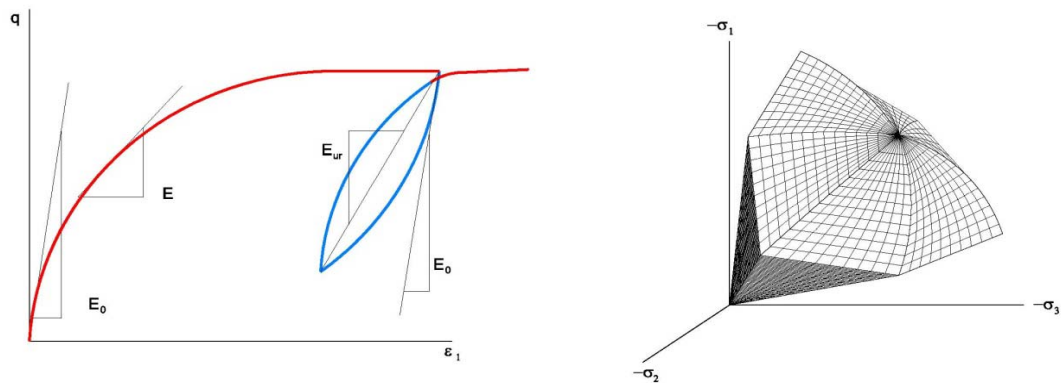


Figura 3.1.b Curva tensión - deformación y superficie de fluencia para el modelo hiperbólico de endurecimiento.

El modelo *Hardening Soil* es capaz de reproducir fenómenos básicos del terreno como los que se citan continuación:

- Disminución del volumen de vacíos, producida por deformaciones plásticas.
- Aumento de los módulos de rigidez con mayores tensiones de confinamiento (relacionadas con la profundidad).
- Consideración de los efectos de preconsolidación dada la historia de un terreno concreto.
- Consideración de deformaciones irreversibles.
- Consideración de la dilatancia, fenómeno que produce un aumento del volumen del terreno, al tener aplicada una tensión de cizalladura.

3.1.2.2.2. Parámetros de cálculo *Hardening Soil*

Para definir un terreno con el modelo de *Hardening Soil* se necesitan muchos más parámetros que en el caso de los modelos con *Mohr Coulomb*. En total, se necesitan once parámetros que se enumeran a continuación:

- Cohesión (c).
- Ángulo de rozamiento interno (ϕ).
- Ángulo de dilatancia (ψ).
- Rigidez secante en ensayos triaxiales (E_{50}^{ref}).
- Rigidez tangente en ensayos edométricos (E_{oed}^{ref}).
- Potencia de la dependencia tensional de la rigidez (m).
- Rigidez en carga - recarga (E_{ur}^{ref}).
- Coeficiente de Poisson en carga - recarga (ν_{ur}).
- Tensión de referencia para las rigideces (σ'_{ref}).
- Coeficiente de presión lateral de tierras (K_0^{nC}).
- Relación entre q_f y q_a (R_f).

En este caso, los tres primeros parámetros son los que definen la resistencia del terreno (c , ϕ y ψ), los cuatro siguientes, la rigidez del terreno (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , m y E_{ur}^{ref}) y los cuatro restantes se consideran parámetros avanzados.

Incluso con la complejidad matemática del modelo *Hardening Soil*, todos los parámetros tienen un significado físico y se pueden determinar mediante ensayos convencionales de terreno.

3.1.3. ESTUDIO COMPARATIVO

La elección del modelo constitutivo es la decisión fundamental respecto a la metodología del presente trabajo.

En este sentido, a fin de poder valorar su influencia, se ha realizado un estudio en el cual se comparan los resultados obtenidos en un caso específico de excavación. A partir de ésta, se propondrá el modelo elegido para el desarrollo de la investigación.

3.1.3.1. Descripción geométrica del estudio

La excavación propuesta para el estudio comparativo es de 3m de profundidad, con una apertura de parcela (entre pantallas) de 16m.

Para la contención de la excavación se propone una pantalla de hormigón armado de 45cm de grueso y una clava de 4m. Por tanto, la altura total de la pantalla es de 7m.

Con el fin de simplificar el estudio, y consecuentemente los resultados, se supone un terreno sin nivel freático en ninguno de los casos. Por otro lado, tampoco se aplica ninguna carga en el trasdós de la pantalla, considerando el terreno colindante como un espacio libre o *Greenfield*.

El programa de cálculo escogido para realizar la modelización del terreno, en este caso, es Plaxis 2D.

Plaxis es un programa de elementos finitos el cual permite analizar en dos dimensiones la estabilidad y la deformación del subsuelo y es comúnmente utilizado en la ingeniería geotécnica. A su vez permite analizar la afectación de los procesos constructivos en la ejecución de estructuras geotécnicas.

La simulación de los elementos constructivos se realiza mediante rigideces, así pues hablamos de rigidez a flexión ($E \cdot I$) y rigidez axial ($E \cdot A$), como parámetros más representativos.

Para la modelización del terreno en el programa de cálculo se considera una profundidad total del terreno de 15m. Como veremos más adelante, en el caso de la modelización con *Mohr Coulomb*, los 15m se subdividen en tres estratos de 5m cada uno.

3.1.3.2. Sección de la excavación

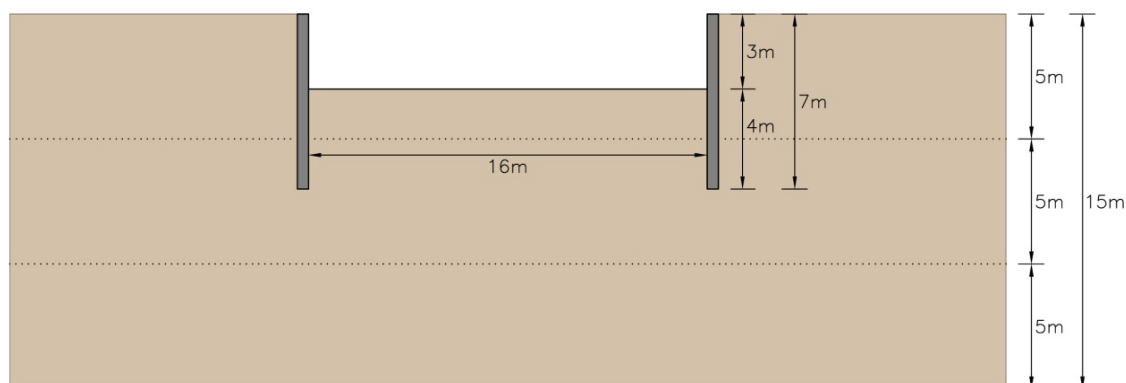


Figura 3.1.c Geometría de la sección excavada.

3.1.3.2.1. Parámetros de cálculo de la pantalla

Para introducir la pantalla en el programa de cálculo Plaxis se han utilizado los siguientes parámetros:

	EA	EI	d	w	v
	kN/m	(kN/m ²)/m	m	kg/m	-
Pantalla de hormigón de 45cm	$1,35 \cdot 10^7$	$2,28 \cdot 10^5$	0,45	11,25	0,2

3.1.3.3. Tipos de terreno

Para el estudio comparativo entre los dos modelos constitutivos, se propone utilizar los mismos terrenos que se utilizarán posteriormente en el estudio paramétrico. Así pues, se realiza el mismo estudio para un terreno granular y para un terreno cohesivo. Para más información respecto a la elección de los tipos de terreno y de sus parámetros, ver el apartado de descripción del terreno en el estudio paramétrico.

3.1.3.3.1. Parámetros de cálculo

Como ya hemos visto en los apartados anteriores, los parámetros de cálculo necesarios para la definición del terreno son diferentes para cada uno de los modelos constitutivos objeto de estudio.

Para el ejemplo que se propone, es importante considerar que el hecho de tratarse de una excavación implica unos efectos de descarga más que de carga inicial y que, por lo tanto, el comportamiento final dependerá en gran forma de la rigidez del terreno.

En el caso del modelo con *Hardening Soil*, los parámetros que definen el suelo, tienen en cuenta que la rigidez del terreno viene en función de su estado tensional y, por lo tanto, la rigidez varía en función de ésta.

En cambio, en el caso del modelo *Mohr Coulomb*, esta relación no se toma en consideración de forma directa. Por este motivo, se propone dividir el terreno en tres estratos con una rigidez media diferente para cada uno de ellos, según su profundidad, y así simular el efecto del aumento de rigidez en función de la profundidad.

Para calcular los valores de las rigideces medias en cada estrato se utilizan las siguientes fórmulas:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_3}{p^{\text{ref}}}} \quad \sigma_3 = z \cdot \gamma_t \cdot K_0 \quad K_0 = (1 - \sin\varphi)$$

Dónde:

E_{50}^{ref}	Rigidez secante en ensayos triaxiales
σ_3	Tensión horizontal.
p^{ref}	Tensión de referencia en el ensayo triaxial.
z	Profundidad considerada (la media en cada estrato).
γ_t	Densidad del terreno.
φ	Ángulo de rozamiento del terreno.

En cada modelo se distinguen tres estratos de 5m cada uno, por tanto tenemos:

- Estrato superior 0-5m (altura media 2,5m).
- Estrato medio 5-10m (altura media 7,5m).
- Estrato inferior 10-15m (altura media 12,5m).

En las siguientes tablas se resumen los parámetros de cálculo utilizados finalmente para cada uno de los terrenos y modelos constitutivos:

Parámetros del terreno *Mohr Coulomb*

	General				Parámetros					Interf.
	γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y	E	ν	c_{ref}	φ	ψ	R_{inter}
	kN/m ³	kN/m ³	m/day	m/day	kN/m ²	-	kN/m ²	°	°	-
Terreno Granular - TOP	19	21	0	0	48734	0,2	1	30	5	0,67
Terreno Granular - MIDDLE					84409					
Terreno Granular - LOW					108972					
Terreno Cohesivo - TOP	18	20	0	0	21356	0,2	20	27	0	0,67
Terreno Cohesivo - MIDDLE					27839					
Terreno Cohesivo - LOW					35963					

Tabla 3.1.a Parámetros del terreno en MC.

Parámetros del terreno *Hardening Soil*

	General				Parámetros					Interf.	
	γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	c_{ref}	φ	ψ	R_{inter}
	kN/m ³	kN/m ³	m/day	m/day	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	°	°	-
Terreno Granular	19	21	0	0	25000	25000	75000	1	30	5	0,67
Terreno Cohesivo	18	20	0	0	8000	8000	24000	20	27	0	0,67

Tabla 3.1. b Parámetros del terreno en HS.

Si consideramos terreno granular:

Como ya se ha citado en apartados anteriores, al tratarse de una excavación, el parámetro de rigidez que interesa es el de carga - descarga, más que el valor de rigidez basado en la carga inicial. Por este motivo, se utiliza la siguiente fórmula, aceptada por la experiencia, para pasar de un parámetro al otro en el caso de terrenos granulares:

$$E_{ur}=4 \cdot E_{50} \quad \text{en el caso del terreno granular.}$$

- Estrato superior:

$$\sigma_3 = z \cdot \gamma_t \cdot K_0 \quad \sigma_3 = 2,5 \cdot 19 \cdot (1 - \sin 30) = 23,75 \text{ kPa}$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_3}{p^{ref}}} \quad E_{50} = 25000 \cdot \sqrt{\frac{23,75}{100}} = 12.183 \text{ kPa}$$

$$E_{ur} = 4 \cdot E_{50} \quad E_{ur} = 4 \cdot 12183 = \mathbf{48.734 \text{ kPa}}$$

- Estrato medio:

$$\sigma_3 = z \cdot \gamma_t \cdot K_0 \quad \sigma_3 = 7,5 \cdot 19 \cdot (1 - \sin 30) = 71,25 \text{ kPa}$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_3}{p^{ref}}} \quad E_{50} = 25000 \cdot \sqrt{\frac{71,25}{100}} = 21.102 \text{ kPa}$$

$$E_{ur} = 4 \cdot E_{50} \quad E_{ur} = 4 \cdot 21102 = \mathbf{84.409 \text{ kPa}}$$

- Estrato inferior:

$$\sigma_3 = z \cdot \gamma_t \cdot K_0 \quad \sigma_3 = 12,5 \cdot 19 \cdot (1 - \sin 30) = 118,75 \text{ kPa}$$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_3}{p^{ref}}} \quad E_{50} = 25000 \cdot \sqrt{\frac{118,75}{100}} = 27.243 \text{ kPa}$$

$$E_{ur} = 4 \cdot E_{50} \quad E_{ur} = 4 \cdot 27243 = \mathbf{108.972 \text{ kPa}}$$

Si consideramos terreno cohesivo:

De la misma manera que en el caso del terreno granular, se utiliza la siguiente fórmula para obtener el valor de la rigidez del terreno en carga - descarga.

$$E_{ur}=3 \cdot E_{50} \quad \text{en el caso del terreno cohesivo.}$$

- Estrato superior:

$$\sigma_3 = z \cdot \gamma_t \cdot K_0 \quad \sigma_3 = 2,5 \cdot 18 \cdot (1 - \sin 27) = 44,54 \text{ kPa}$$

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_3}{p^{\text{ref}}}} \quad E_{50} = 8000 \cdot \sqrt{\frac{44,54}{100}} = 5.339 \text{ kPa}$$

$$E_{ur} = 3 \cdot E_{50} \quad E_{ur} = 3 \cdot 5339 = \mathbf{21.356 \text{ kPa}}$$

- Estrato medio:

$$\sigma_3 = z \cdot \gamma_t \cdot K_0 \quad \sigma_3 = 7,5 \cdot 18 \cdot (1 - \sin 27) = 134,55 \text{ kPa}$$

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_3}{p^{\text{ref}}}} \quad E_{50} = 8000 \cdot \sqrt{\frac{134,55}{100}} = 9.279 \text{ kPa}$$

$$E_{ur} = 3 \cdot E_{50} \quad E_{ur} = 3 \cdot 21102 = \mathbf{27.839 \text{ kPa}}$$

- Estrato inferior:

$$\sigma_3 = z \cdot \gamma_t \cdot K_0 \quad \sigma_3 = 12,5 \cdot 18 \cdot (1 - \sin 27) = 224,54 \text{ kPa}$$

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_3}{p^{\text{ref}}}} \quad E_{50} = 8000 \cdot \sqrt{\frac{224,54}{100}} = 11.988 \text{ kPa}$$

$$E_{ur} = 3 \cdot E_{50} \quad E_{ur} = 3 \cdot 27243 = \mathbf{35.963 \text{ kPa}}$$

3.1.3.3.2. Comparativo HS vs. MC de las propiedades

Con el fin de poder valorar los resultados del estudio propuesto y sacar unas conclusiones válidas, será necesario demostrar que los parámetros escogidos para cada uno de los modelos constitutivos corresponden al mismo terreno y que no quedarán alterados los resultados finales del estudio.

Con este objetivo se realizan una serie de simulaciones de ensayos triaxiales con el programa Plaxis, con los parámetros definidos anteriormente. Así, las gráficas que se obtienen para los diferentes materiales y modelos constitutivos son los siguientes:

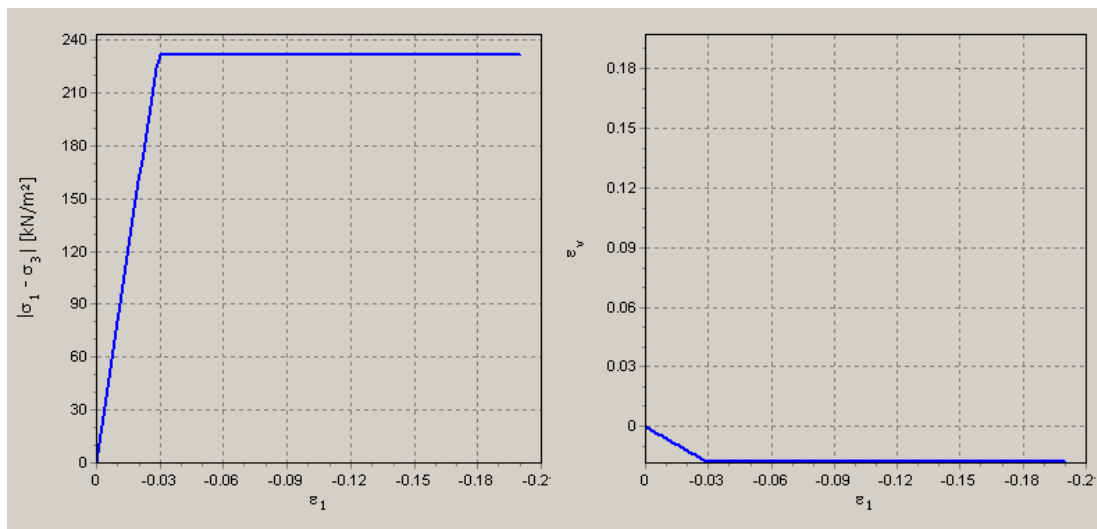


Figura 3.1.d Terreno cohesivo (MC).
Gráfica Tensión-deformación y Tensión-deformación volumétrica.

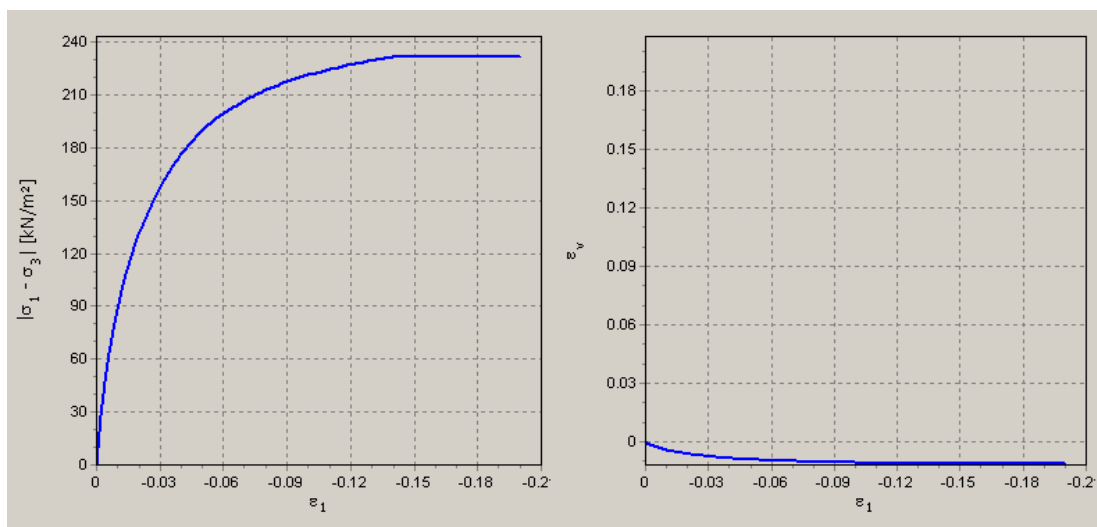
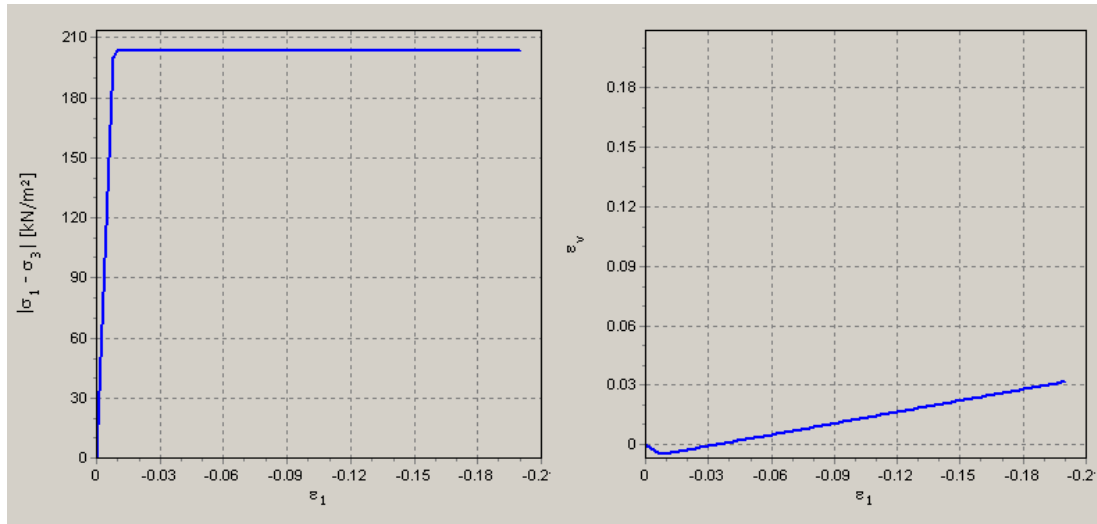


Figura 3.1.e Terreno cohesivo (HS).



**Figura 3.1.f Terreno granular (MC).
Gráfica Tensión-deformación y Tensión-deformación volumétrica.**

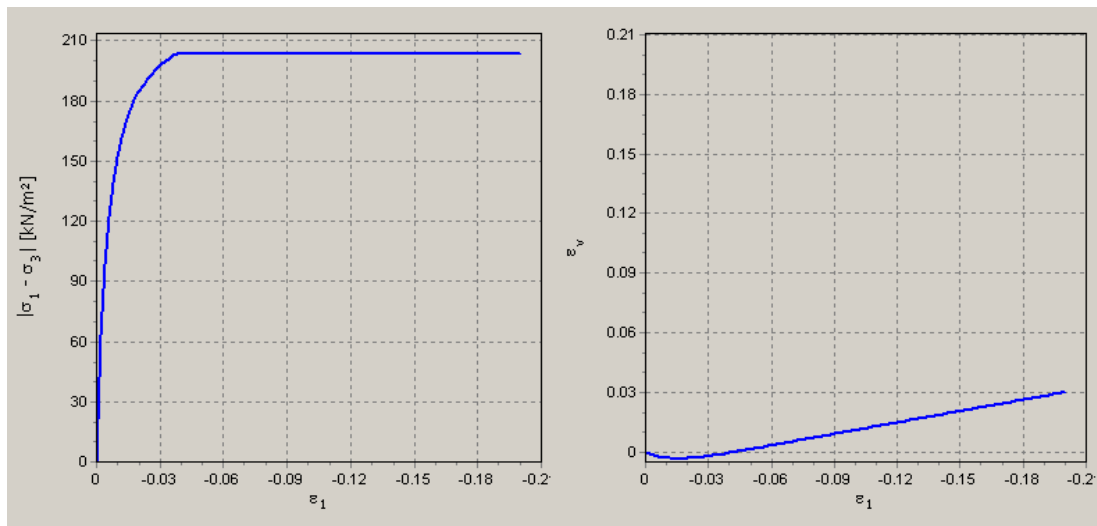


Figura 3.1.g Terreno granular (HS).

En las gráficas anteriores se puede ver como en el caso de los modelos MC, el comportamiento del terreno no es lineal, tiene un comportamiento elasto-plástico. En cambio en los modelos de HS, el comportamiento que se produce es lineal.

También se puede ver como en terrenos cohesivos la dilatación es muy baja, ya que este fenómeno es propio de un terreno granular.

En ambos casos, MC y HS, las tensiones de rotura y valores de dilatación que se obtienen son equivalentes. Aun así, que el modelo de HS reproduce mucho mejor la curva experimental en comparación con el MC.

3.1.3.4. Resultados del estudio

A continuación se muestran los resultados extraídos del programa Plaxis. Para cada uno de los cuatro modelos de cálculo (Cohesivo MC - Cohesivo HS - Granular MC - Granular HS) se muestran los siguientes gráficos:

- Deformación de la malla.
- Desplazamientos horizontales del terreno.
- Desplazamientos verticales del terreno.
- Tensiones efectivas principales.
- Tensiones relativas de cortante.
- Desplazamientos horizontales de la pantalla.
- Desplazamientos verticales de la pantalla.
- Esfuerzos axiales de la pantalla.
- Esfuerzos de flexión de la pantalla.

3.1.3.4.1. Cohesivo Mohr Coulomb - Hardening Soil

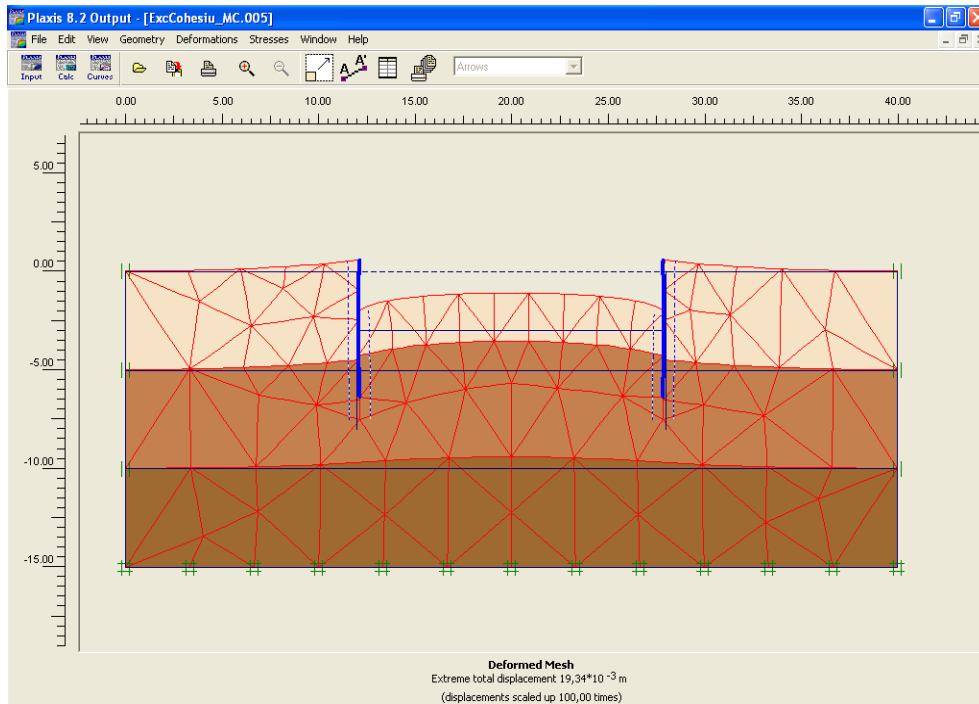


Figura 3.1.h Deformación de la malla (terreno cohesivo MC).

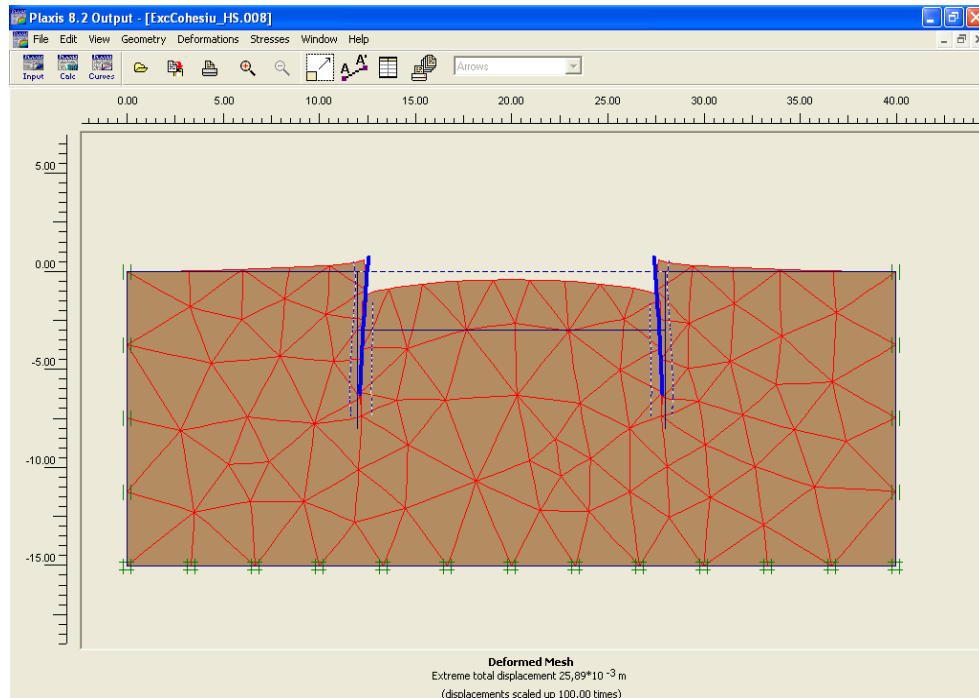


Figura 3.1.i Deformación de la malla (terreno cohesivo HS).

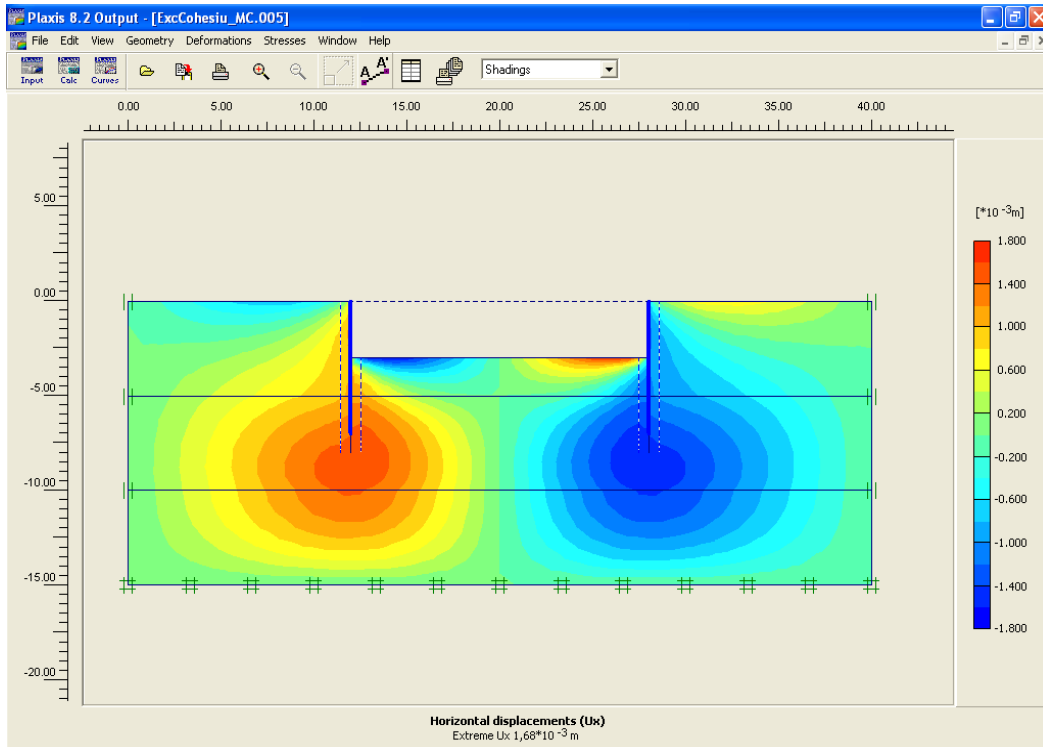


Figura 3.1.j Desplazamientos horizontales del terreno (terreno cohesivo MC).

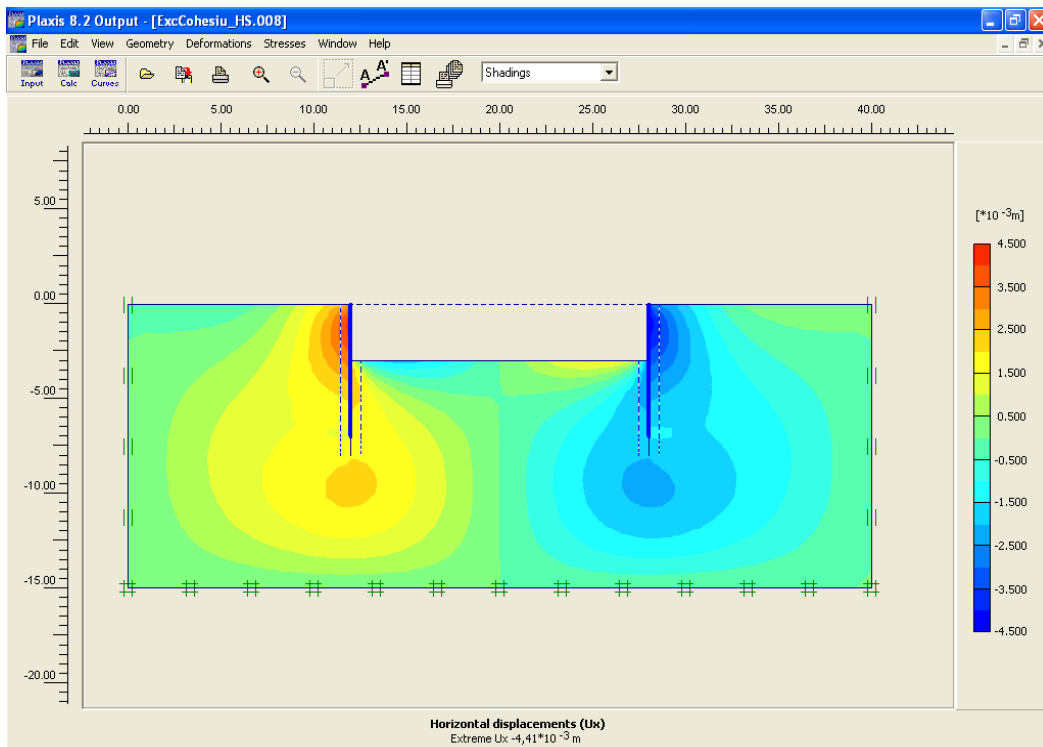


Figura 3.1.k Desplazamientos horizontales del terreno (terreno cohesivo HS).

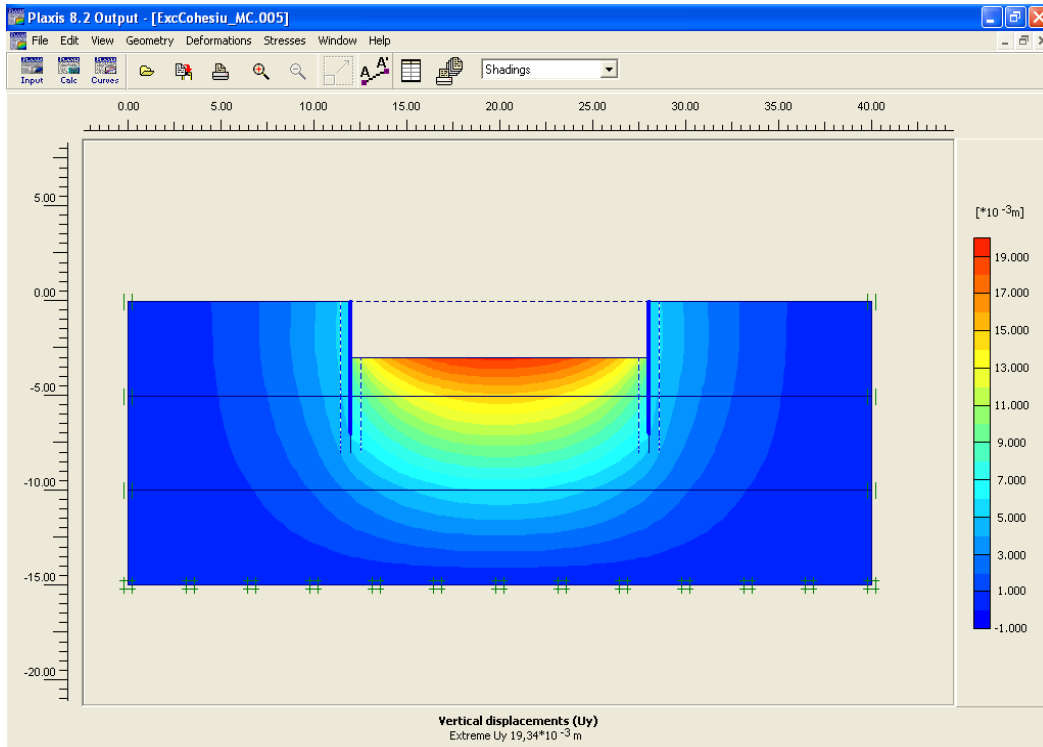


Figura 3.1.I Desplazamientos verticales del terreno (terreno cohesivo MC).

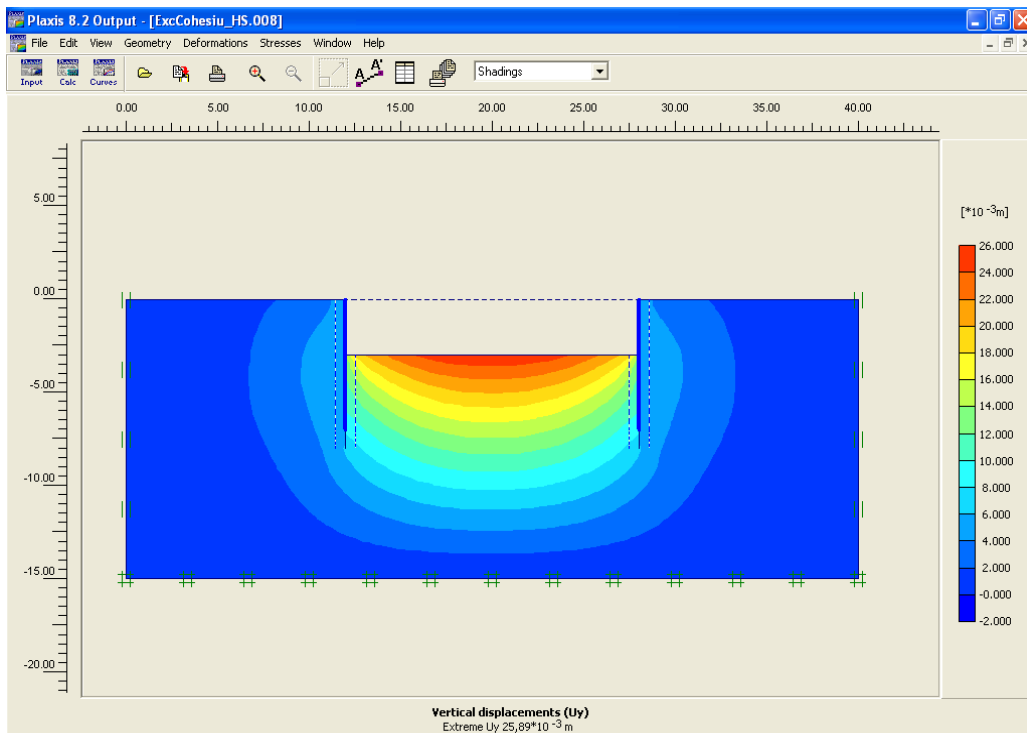


Figura 3.1.m Desplazamientos verticales del terreno (terreno cohesivo HS).

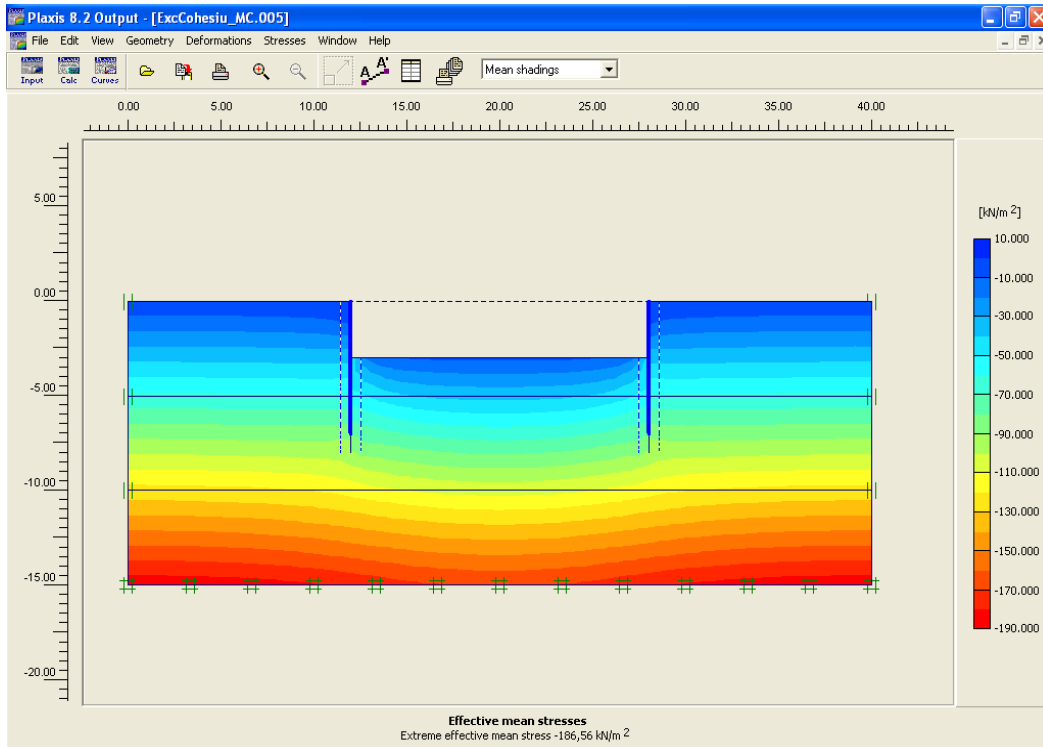


Figura 3.1.n Tensiones efectivas principales (terreno cohesivo MC).

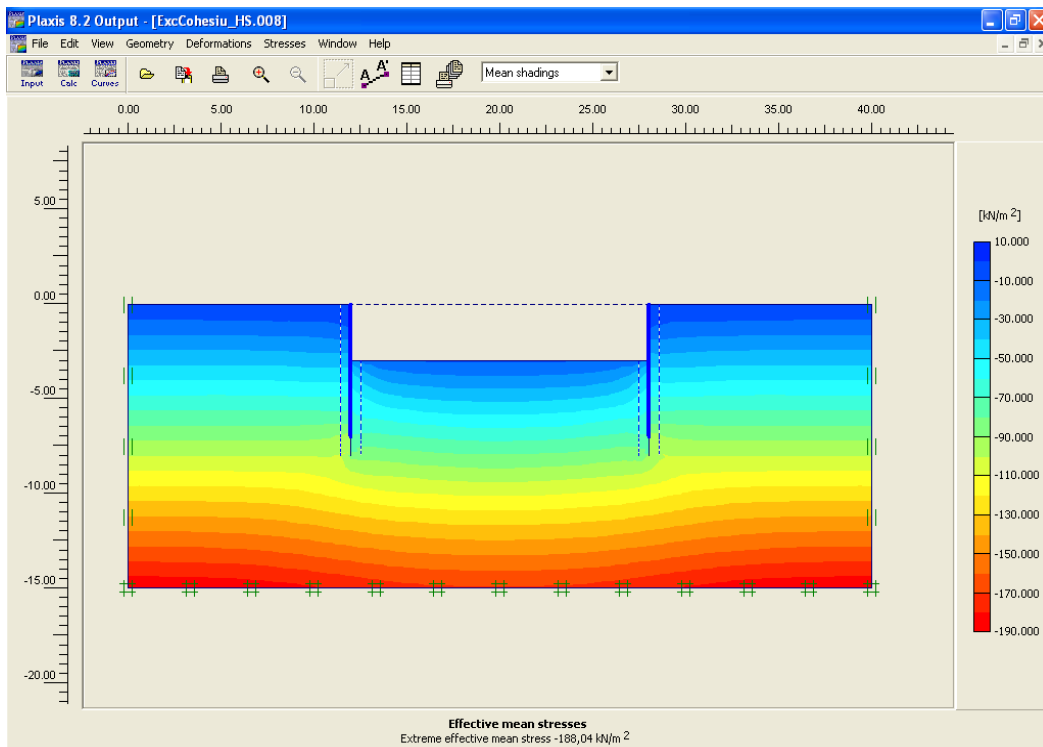


Figura 3.1.o Tensiones efectivas principales (terreno cohesivo HS).

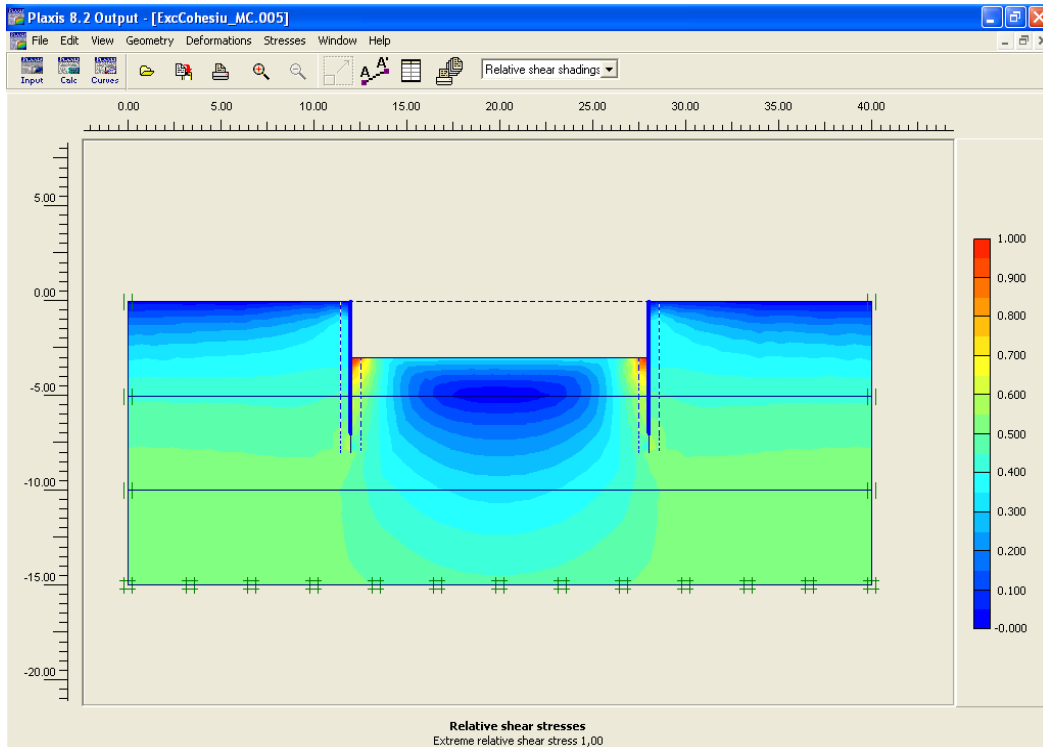


Figura 3.1.p Tensiones relativas de cortante (terreno cohesivo MC).

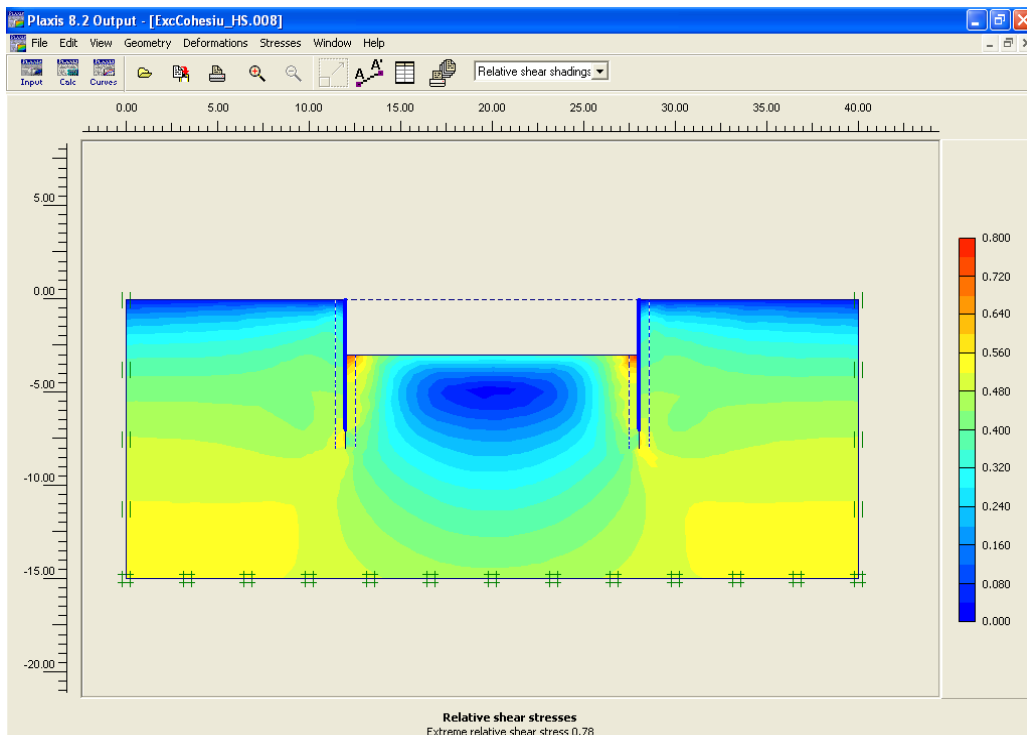


Figura 3.1.q Tensiones relativas de cortante (terreno cohesivo HS).

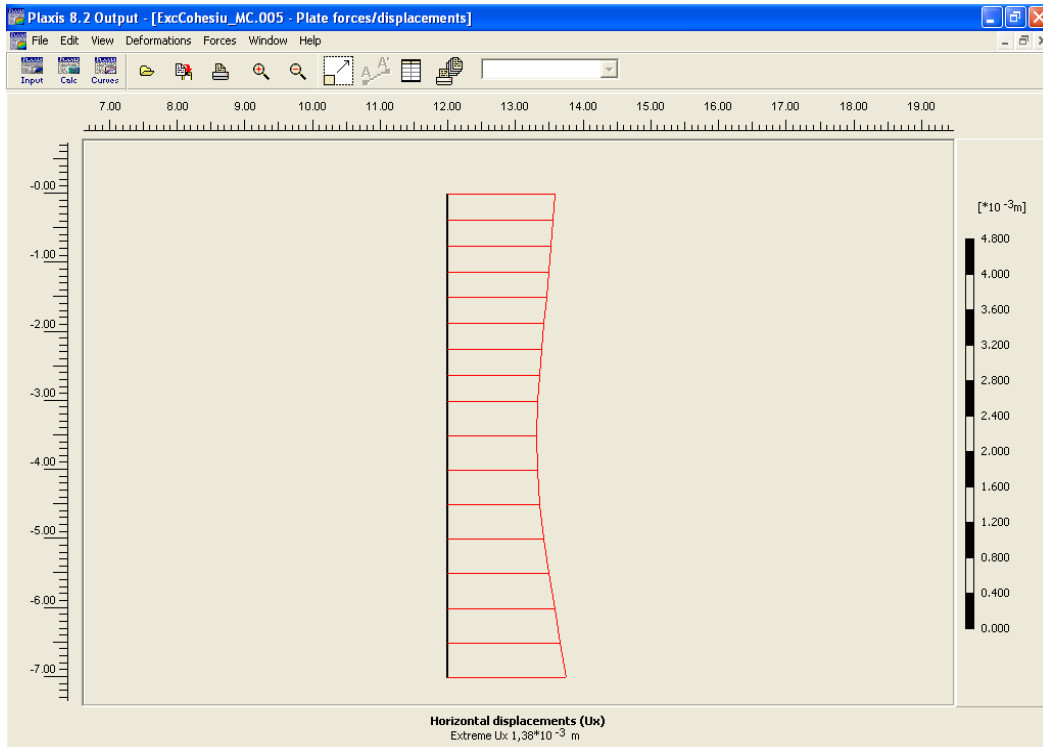


Figura 3.1.r Desplazamientos horizontales de la pantalla en mm (terreno cohesivo MC).

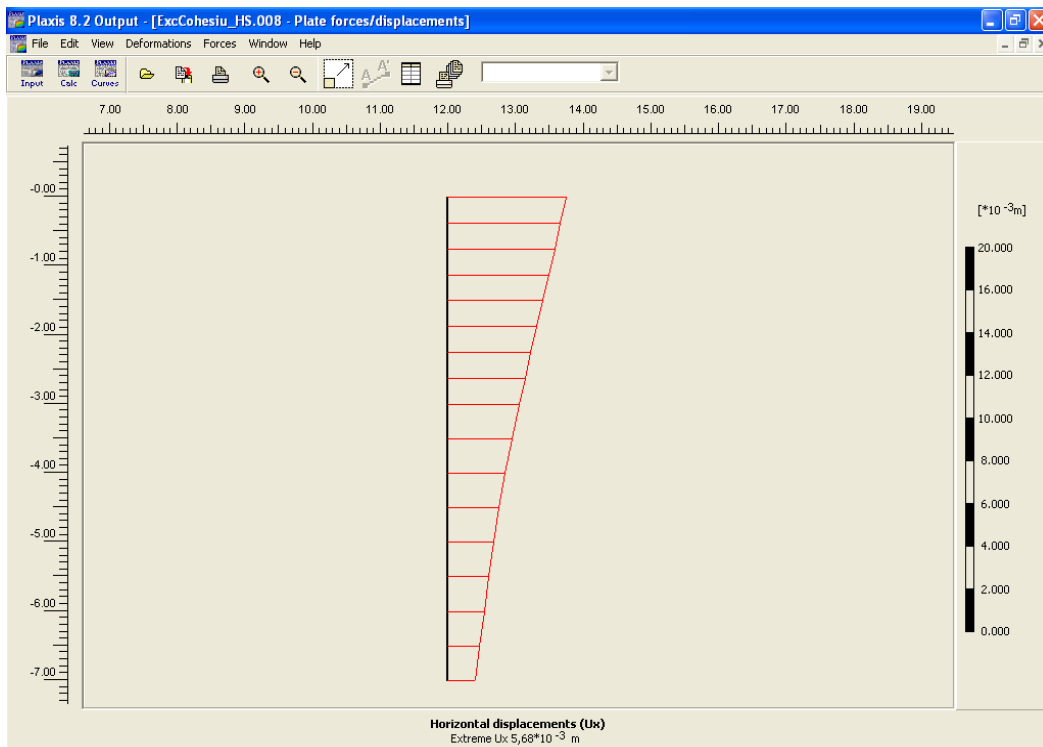


Figura 3.1.s Desplazamientos horizontales de la pantalla en mm (terreno cohesivo HS).

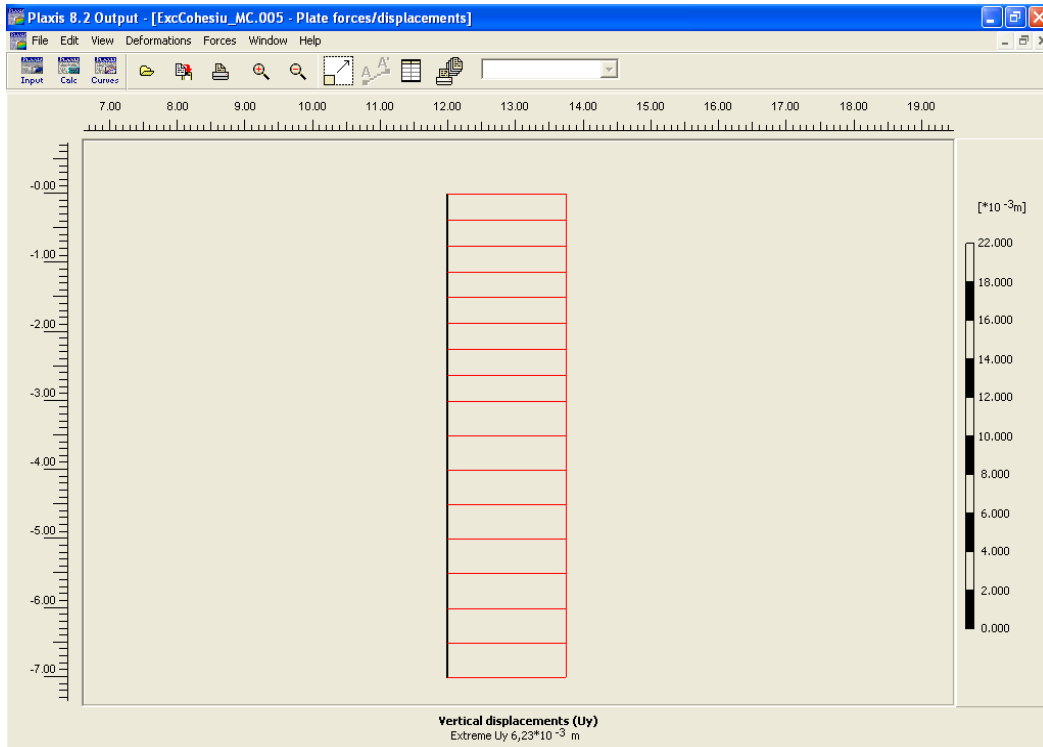


Figura 3.1.t Desplazamientos verticales de la pantalla e mm (terreno cohesivo MC).

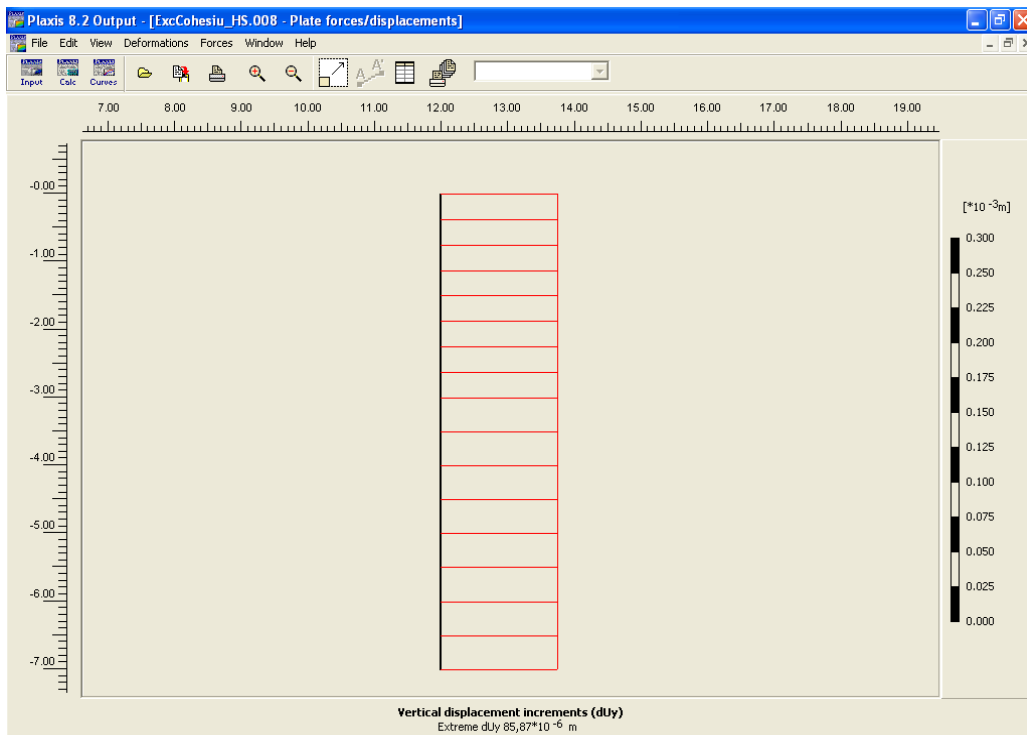


Figura 3.1.u Desplazamientos verticales de la pantalla en mm (terreno cohesivo HS).

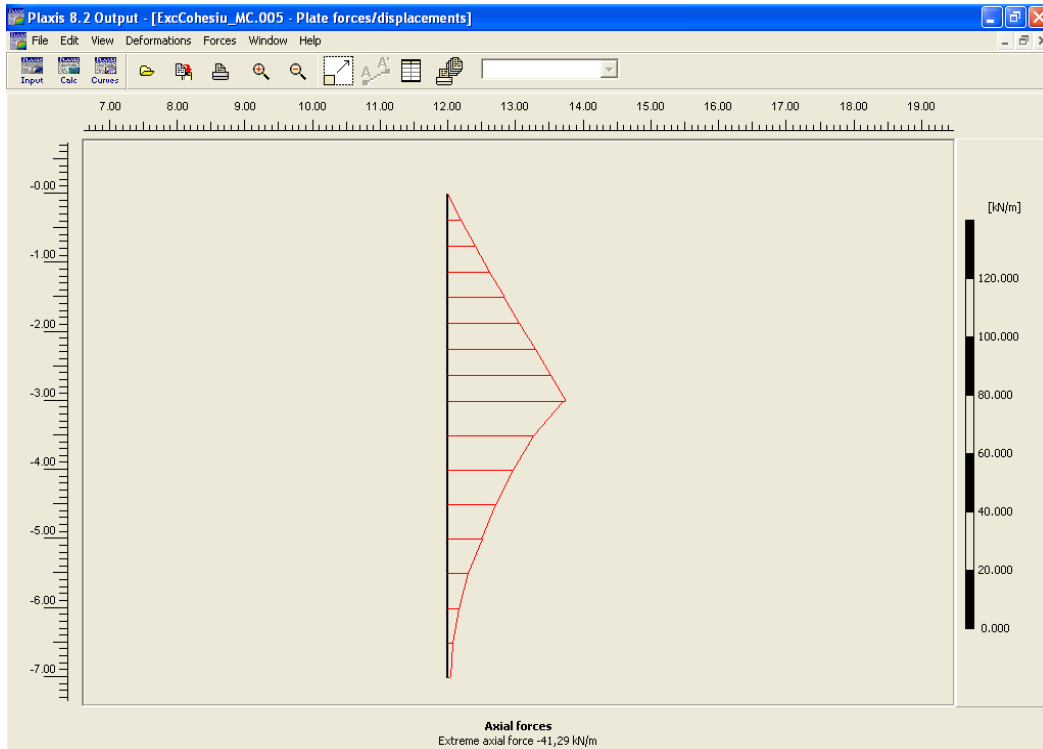


Figura 3.1.v Esfuerzos axiales de la pantalla en mm (terreno cohesivo MC).

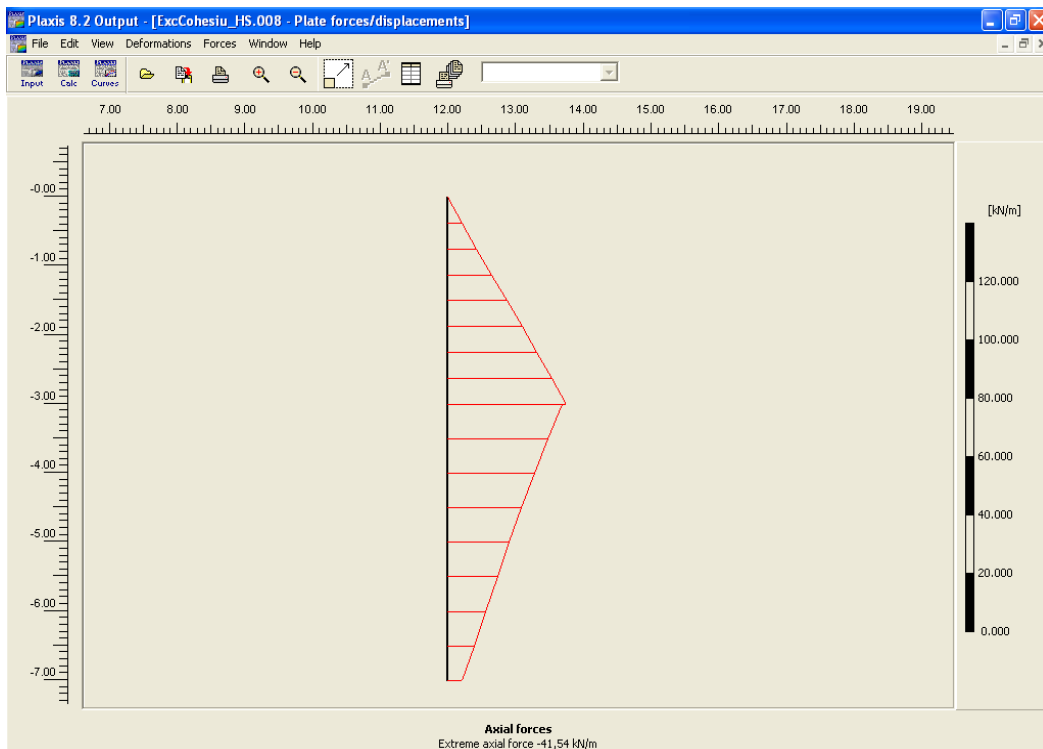


Figura 3.1.w Esfuerzos axiales de la pantalla en mm (terreno cohesivo HS).

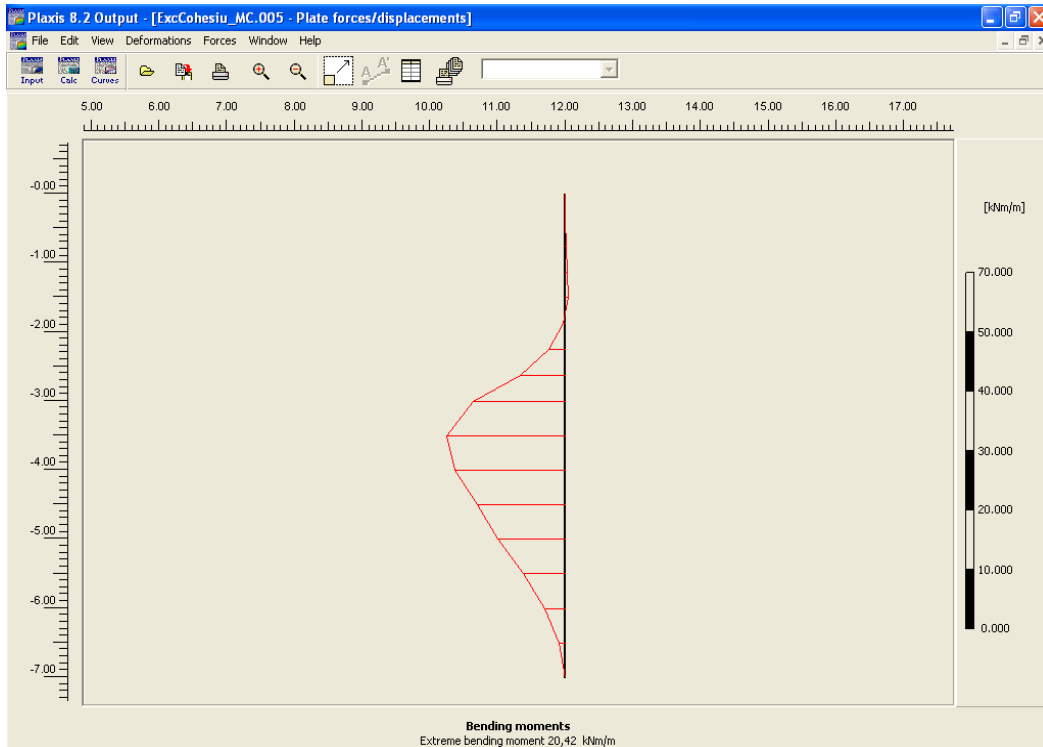


Figura 3.1.x Esfuerzos de flexión de la pantalla en mm (terreno cohesivo MC).

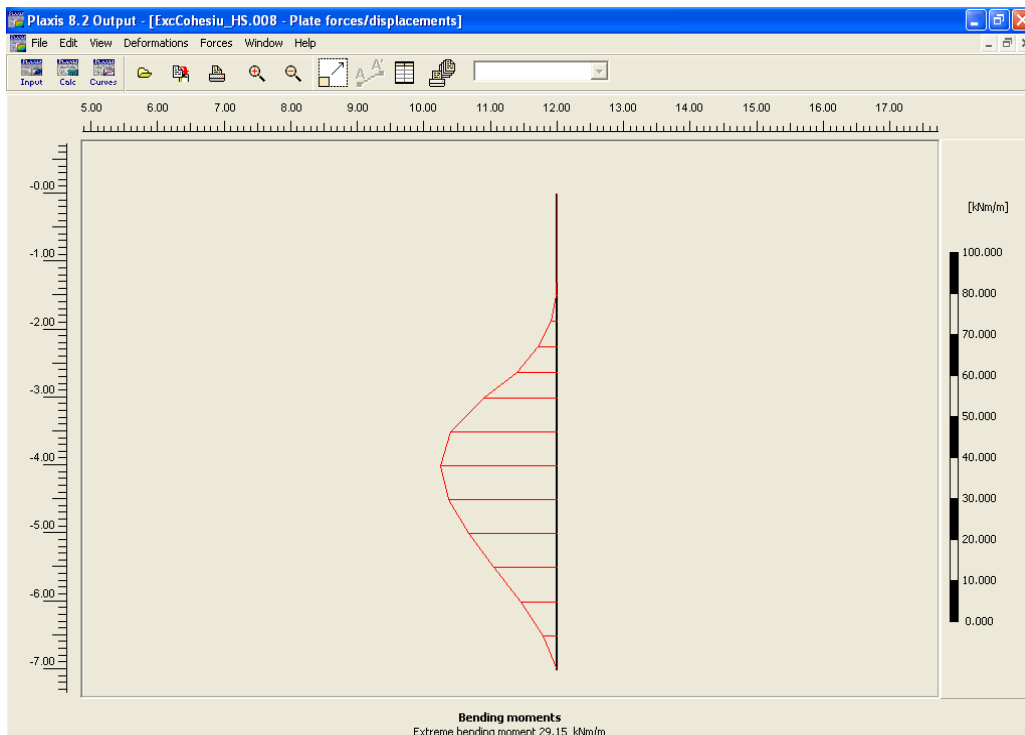


Figura 3.1.y Esfuerzos de flexión de la pantalla en mm (terreno cohesivo HS).

MOVIMIENTOS Y ESFUERZOS DE LA PANTALLA - TERRENO COHESIVO										
Profundidad	Desplazamiento horizontal		Desplazamiento vertical		Esfuerzo axil		Esfuerzo cortante		Esfuerzo flexión	
z	Dx		Dy		N		Q		M	
(m)	(mm)		(mm)		(kN)		(kN)		(kN·m)	
	MC	HS	MC	HS	MC	HS	MC	HS	MC	HS
0,0	1,25	5,68	6,22	0,0085	-0,02	0,08	-0,04	-0,08	0,00	0,00
-0,4	1,23	5,40	6,23	0,0085	-4,65	-4,96	0,26	0,09	0,05	0,00
-0,8	1,20	5,12	6,23	0,0085	-9,47	-10,12	0,40	0,03	0,18	0,04
-1,1	1,17	4,83	6,23	0,0085	-14,49	-15,35	0,40	-0,41	0,33	-0,02
-1,5	1,15	4,55	6,23	0,0085	-19,69	-20,65	0,25	-1,40	0,46	-0,34
-1,9	1,12	4,26	6,23	0,0085	-25,00	-25,91	-4,17	-5,58	-0,34	-1,68
-2,3	1,09	3,98	6,23	0,0085	-30,39	-31,16	-9,71	-10,91	-2,89	-4,72
-2,6	1,07	3,70	6,23	0,0085	-35,82	-36,37	-17,00	-17,82	-7,84	-10,06
-3,0	1,05	3,42	6,23	0,0085	-41,29	-41,54	-25,98	-26,31	-15,85	-18,29
-3,5	1,03	3,07	6,23	0,0085	-29,94	-35,04	-1,44	-10,33	-20,42	-26,73
-4,0	1,04	2,75	6,23	0,0085	-22,56	-30,32	6,28	0,15	-19,06	-29,15
-4,5	1,07	2,46	6,23	0,0085	-16,81	-25,84	7,79	7,46	-15,17	-27,11
-5,0	1,12	2,20	6,23	0,0085	-11,68	-21,42	6,85	11,66	-11,57	-22,20
-5,5	1,18	1,96	6,23	0,0085	-7,16	-17,30	8,20	13,40	-7,26	-15,81
-6,0	1,24	1,74	6,23	0,0085	-3,79	-13,21	6,33	12,70	-3,60	-9,17
-6,5	1,31	1,53	6,23	0,0085	-1,80	-9,12	3,64	9,60	-1,06	-3,50
-7,0	1,38	1,32	6,23	0,0085	-1,14	-4,95	0,62	3,97	0,00	0,00

Tabla 3.1.c Resumen para terreno cohesivo.

En este primer estudio del terreno cohesivo, como se puede observar en la tabla anterior, podemos ver que existen diferencias entre los resultados obtenidos para cada uno de los métodos utilizados.

En los *desplazamientos horizontales*, se puede ver como los valores obtenidos con el método HS en la coronación de la pantalla son mayores que los que se obtienen con el modelo de MC. Se podría llegar a decir por tanto que los resultados de MC son menos fiables que los resultados de HS.

En los *desplazamientos verticales*, en ambos casos, los desplazamientos son constantes en toda la altura de la pantalla. En este caso por eso se puede comprobar como en el caso de los modelos de HS la pantalla casi no se hunde.

Finalmente en el caso de los esfuerzos obtenidos (axil, cortante, flexión) los valores de los esfuerzos son similares en toda la altura de la excavación, pero se comportan de forma muy diferente en la zona de la clava.

3.1.3.4.2. Granular Mohr Coulomb - Hardening Soil

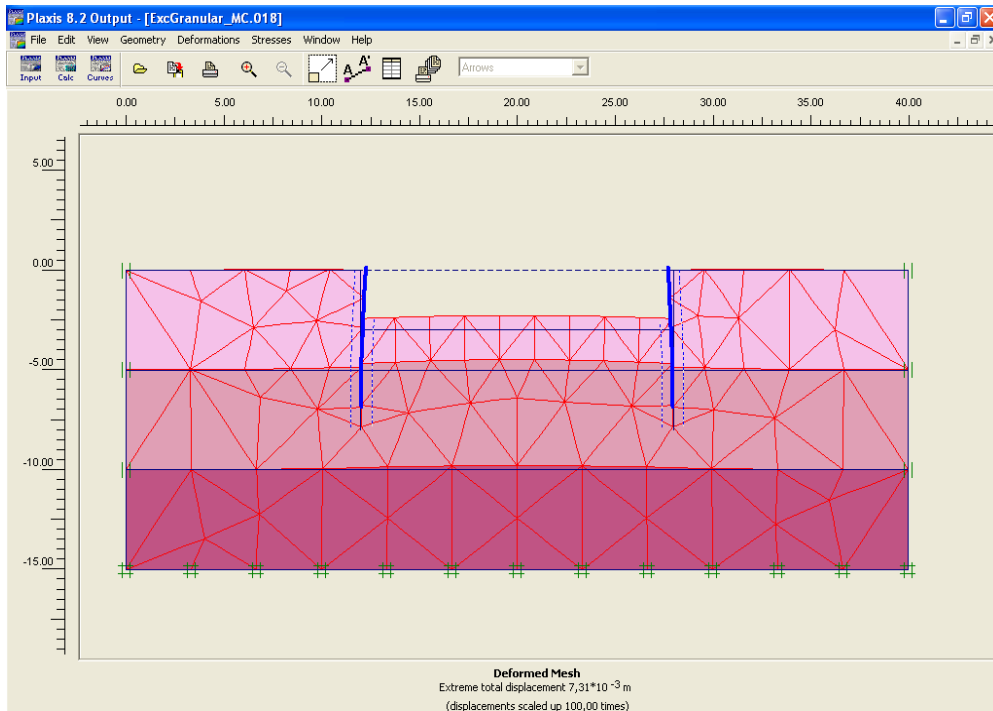


Figura 3.1.z Deformación de la malla (terreno granular MC).

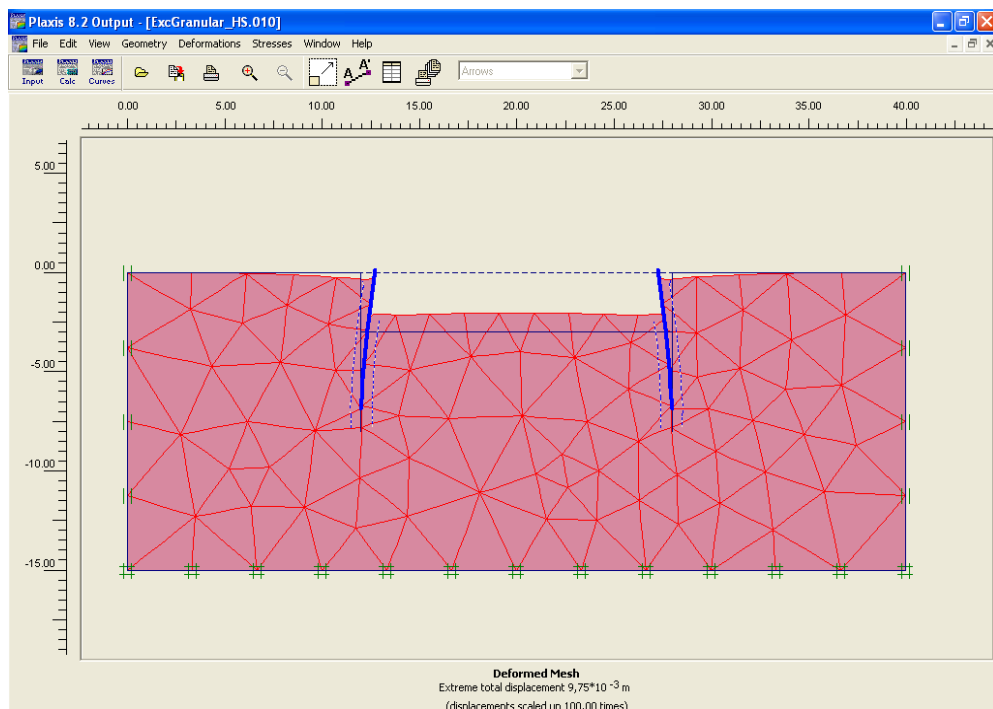


Figura 3.1.aa Deformación de la malla (terreno granular HS).

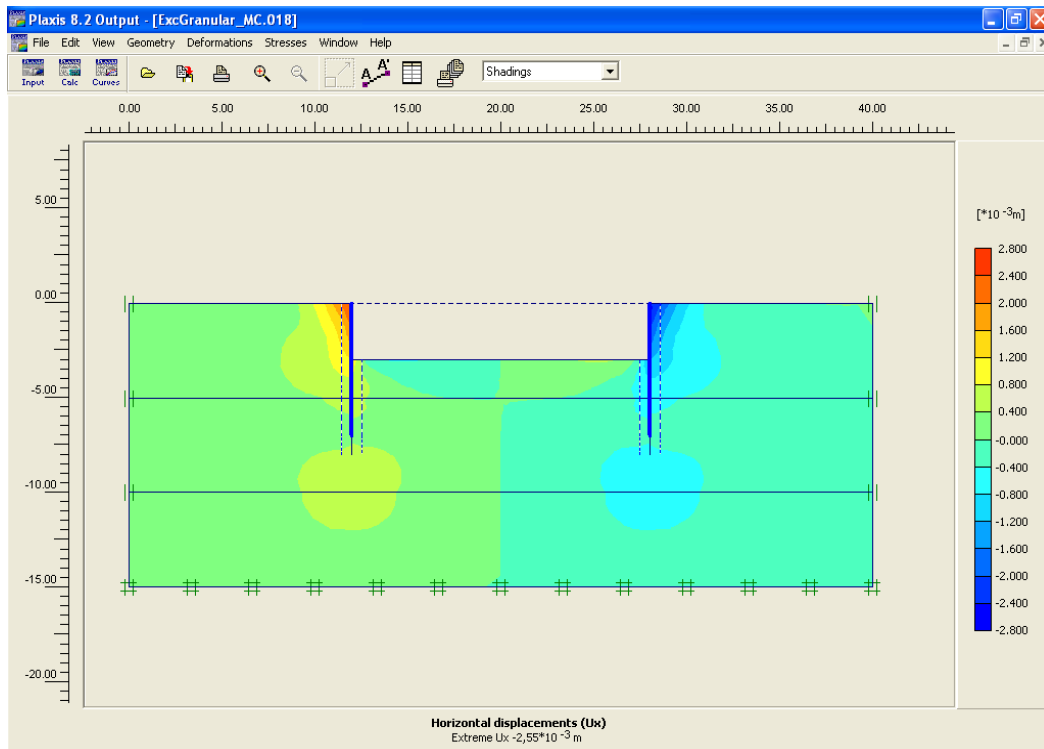


Figura 3.1.ab Desplazamientos horizontales del terreno (terreno granular MC).

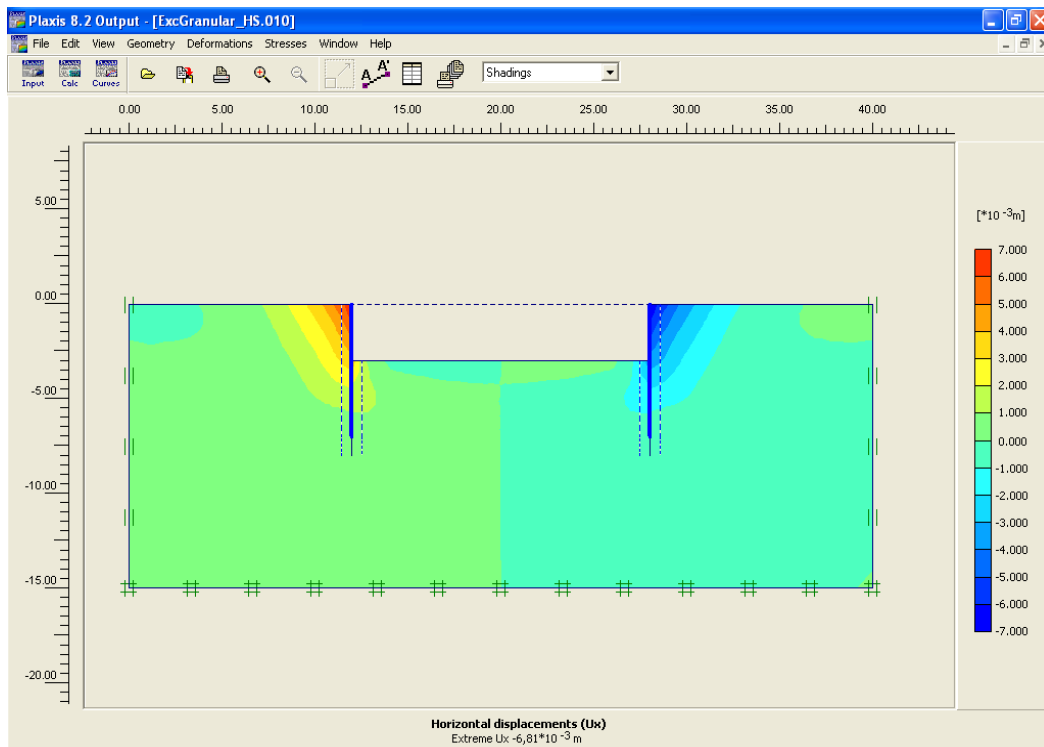


Figura 3.1.ac Desplazamientos horizontales del terreno (terreno granular MC).

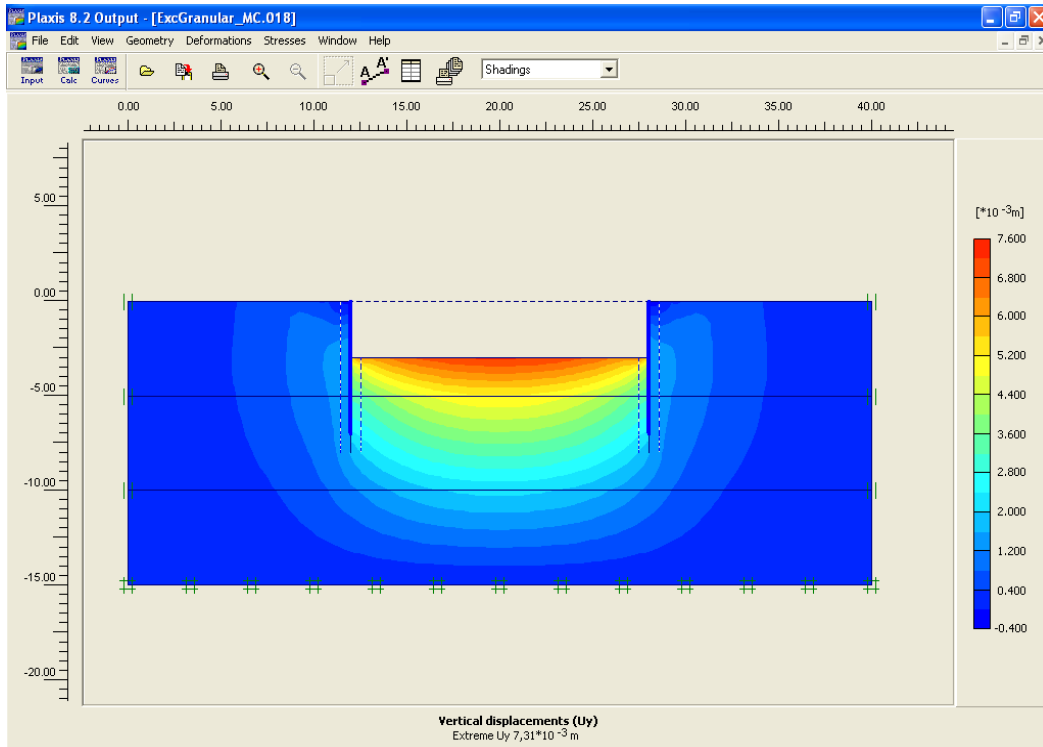


Figura 3.1.ad Desplazamientos verticales del terreno (terreno granular MC).

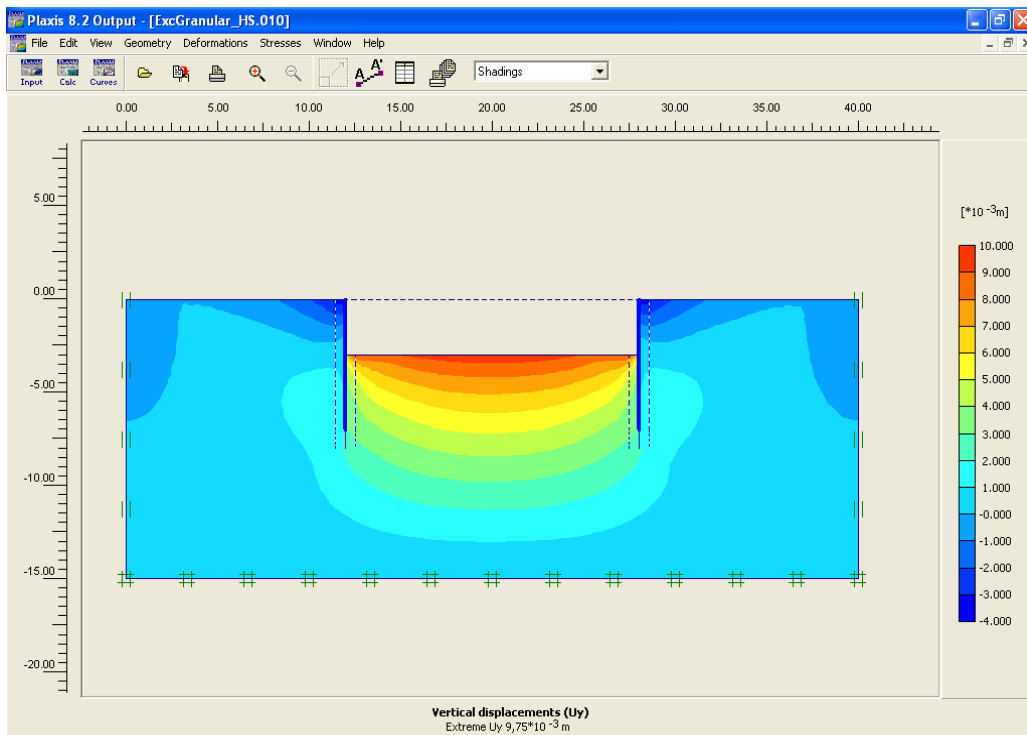


Figura 3.1.ae Desplazamientos verticales del terreno (terreno granular HS).

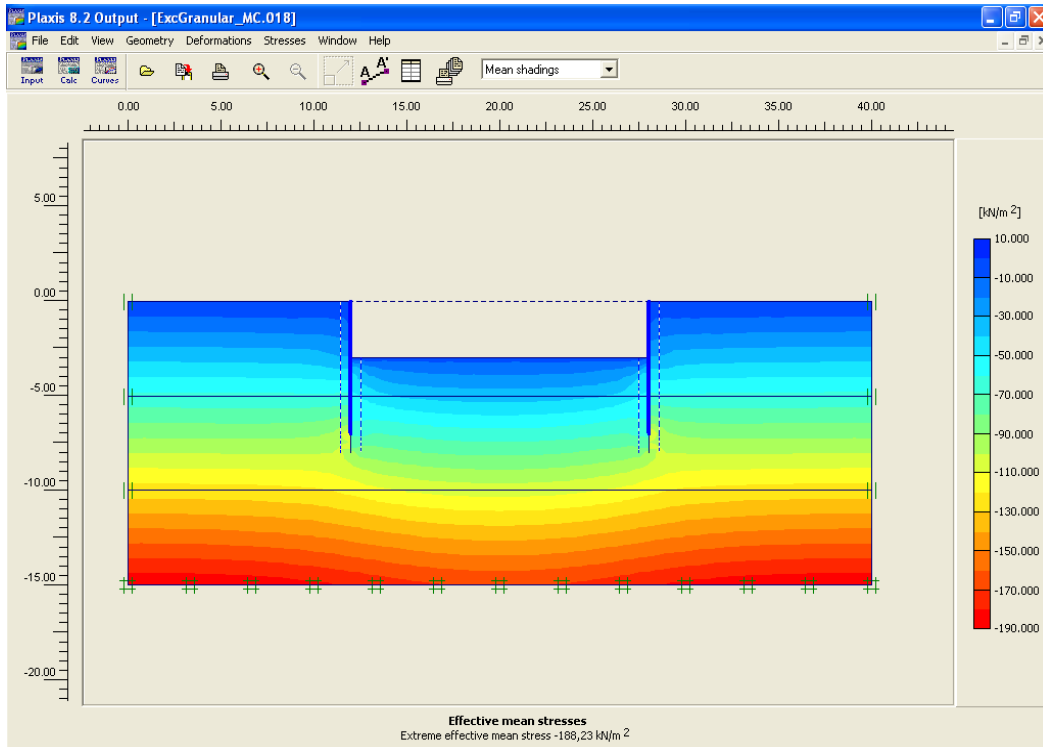


Figura 3.1.af Tensiones efectivas principales (terreno granular MC).

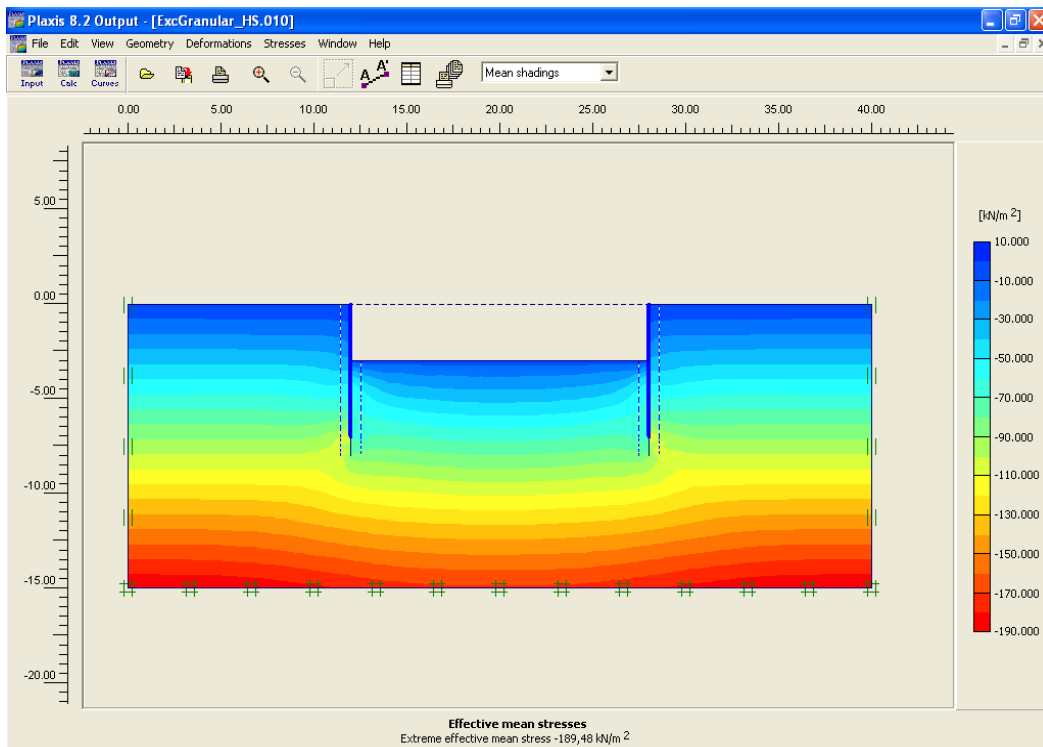


Figura 3.1.ag Tensiones efectivas principales (terreno granular HS).

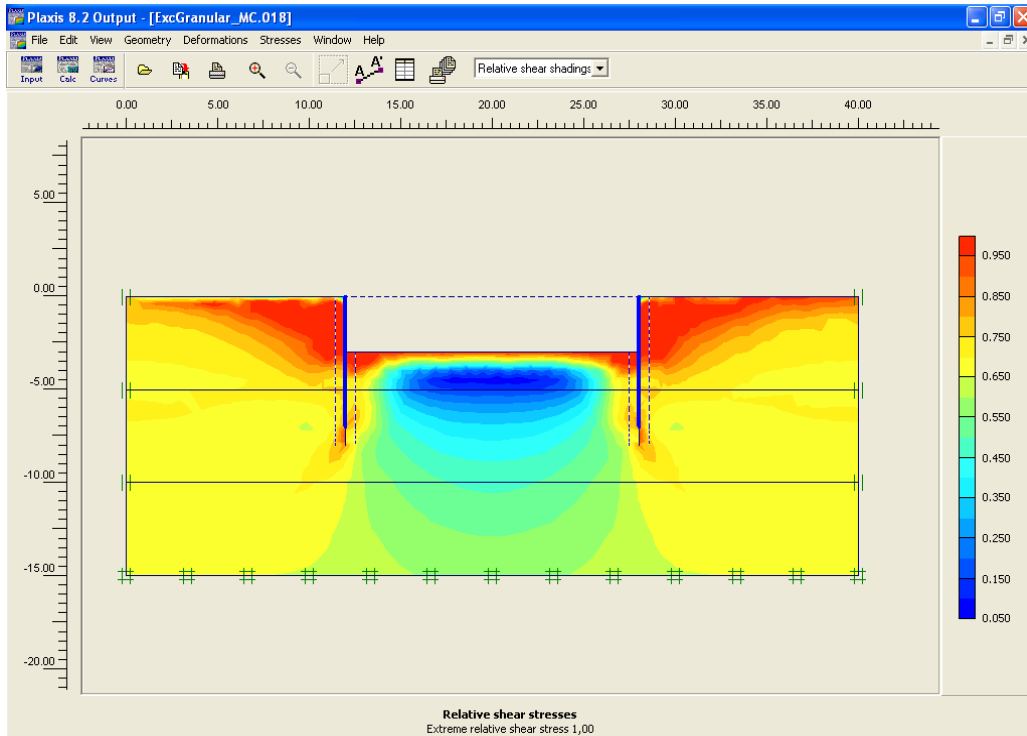


Figura 3.1.ah Tensiones relativas de cortante (terreno granular MC).

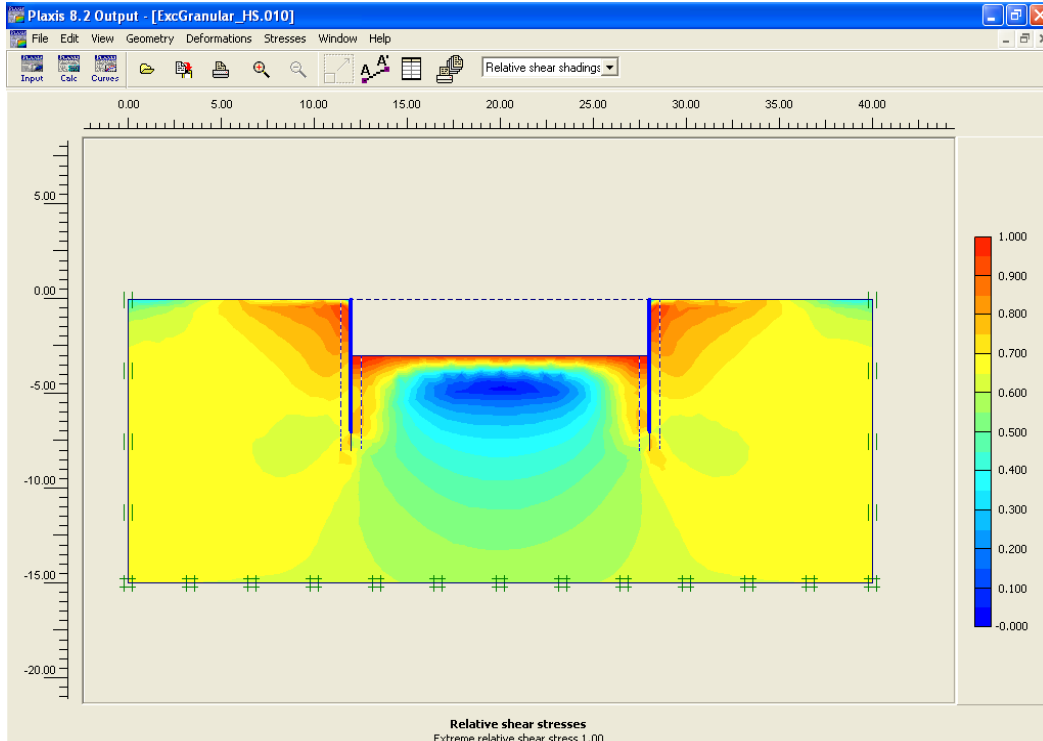


Figura 3.1.ai Tensiones relativas de cortante (terreno granular HS).

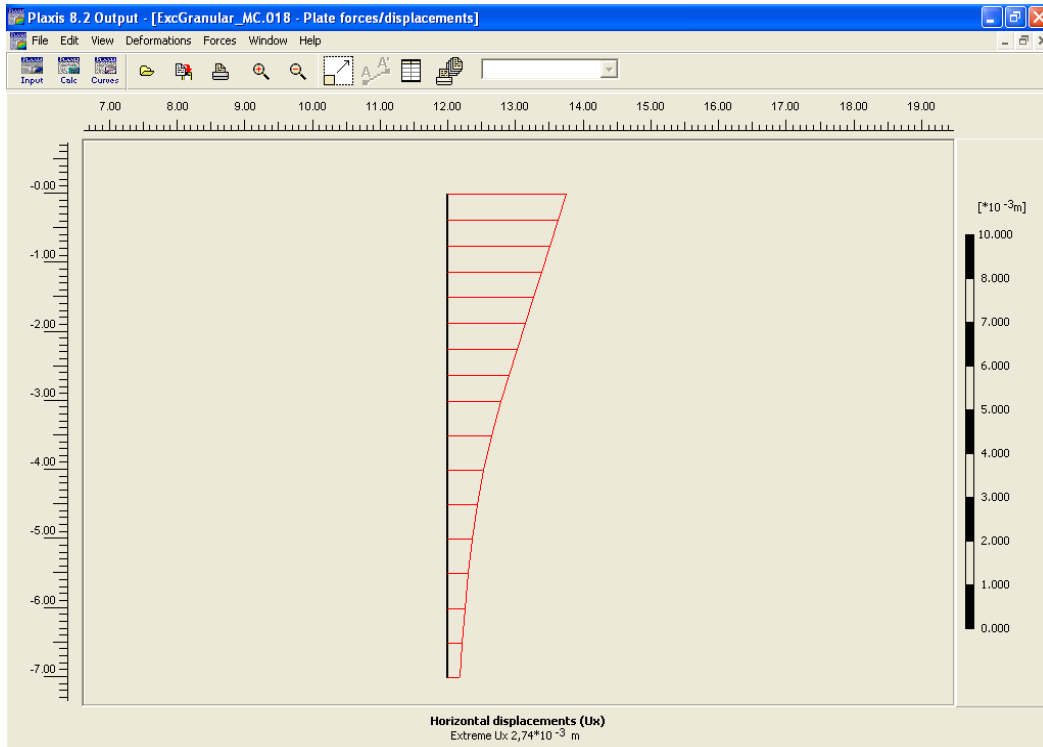


Figura 3.1.aj Desplazamientos horizontales de la pantalla (terreno granular MC).

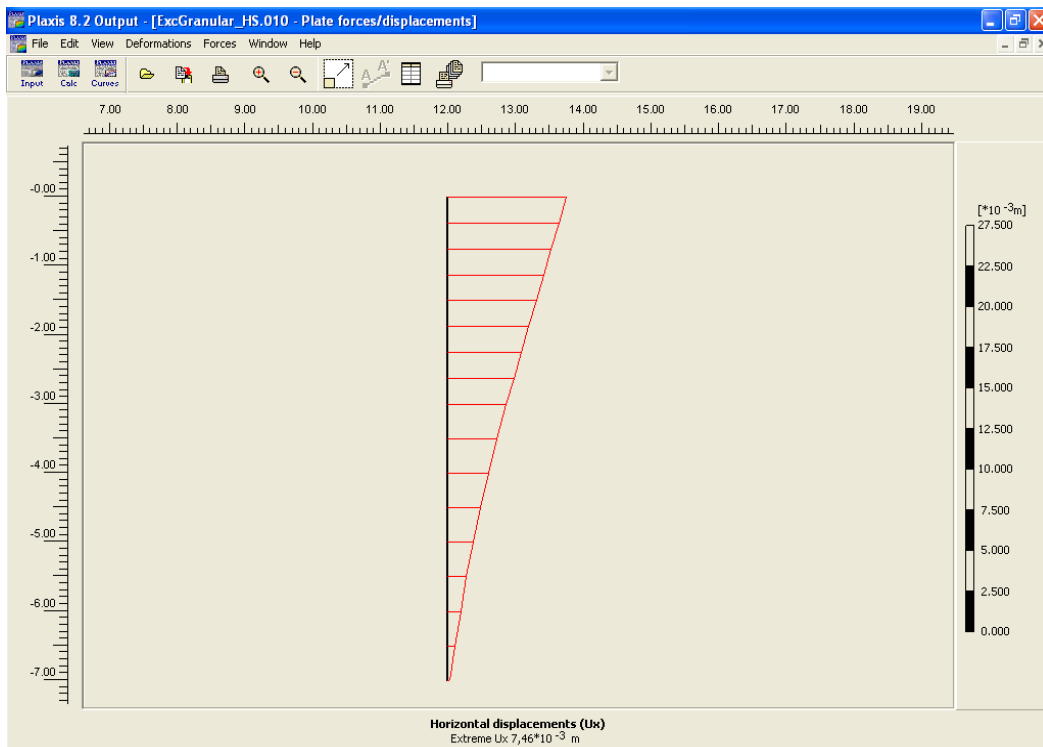


Figura 3.1.ak Desplazamientos horizontales de la pantalla (terreno granular HS).

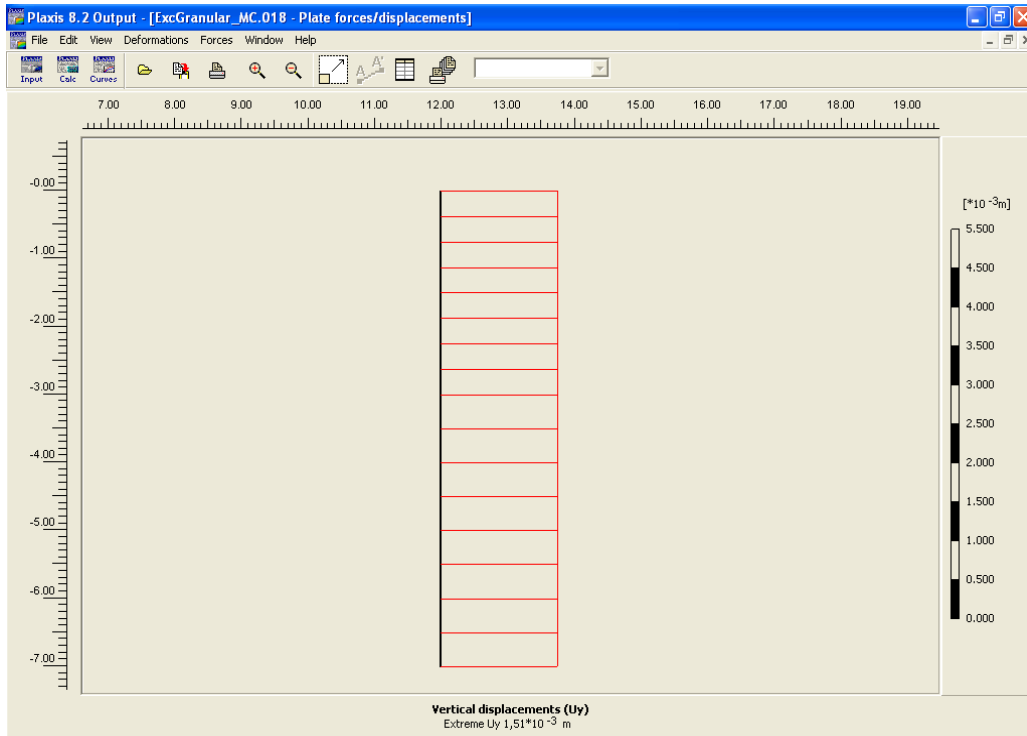


Figura 3.1.al Desplazamientos verticales de la pantalla (terreno granular MC).

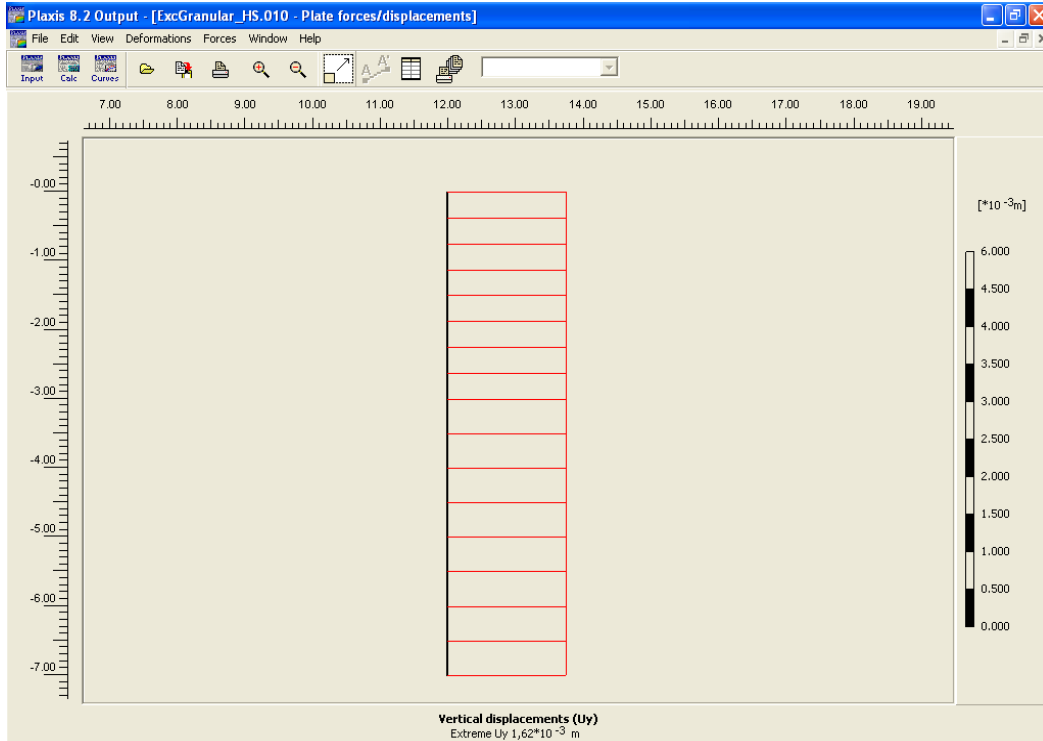


Figura 3.1.am Desplazamientos verticales de la pantalla (terreno granular HS).

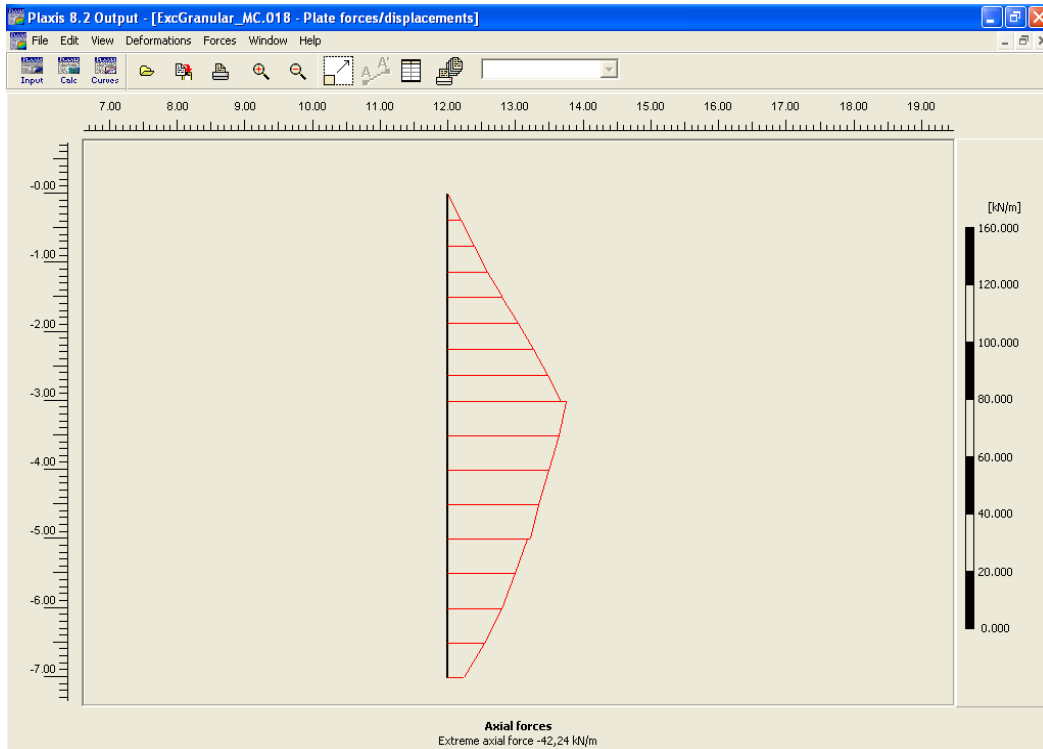


Figura 3.1.an Esfuerzos axiales de la pantalla (terreno granular MC).

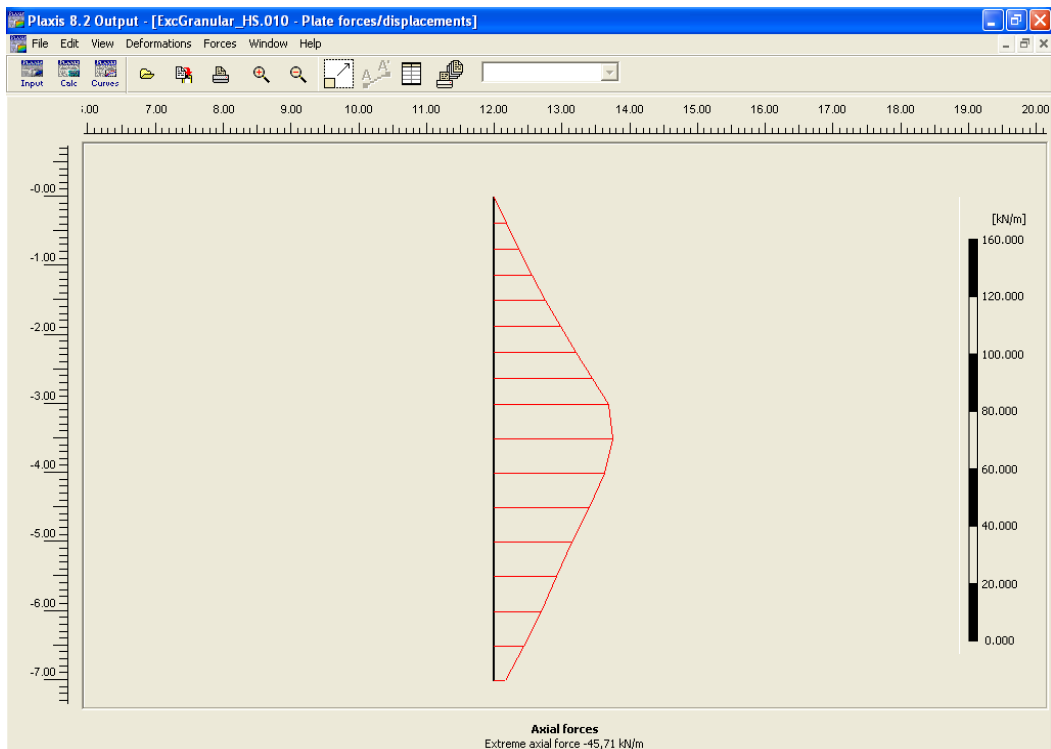


Figura 3.1.ao Esfuerzos axiales de la pantalla (terreno granular HS).

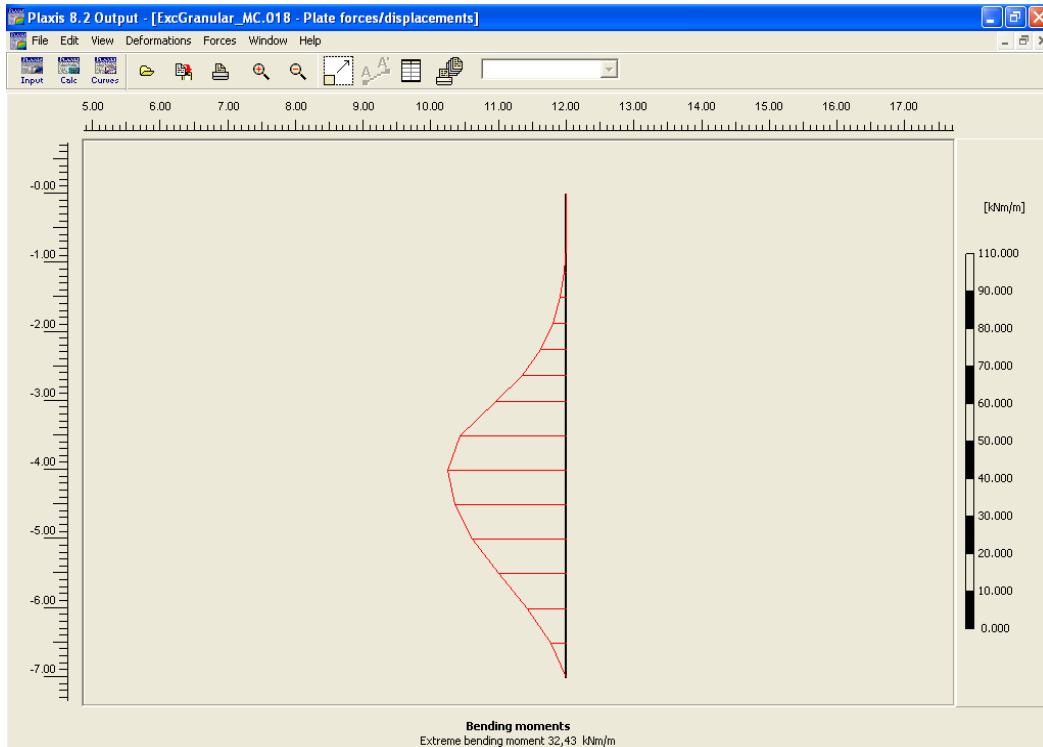


Figura 3.1.ap Esfuerzos de flexión de la pantalla (terreno granular MC).

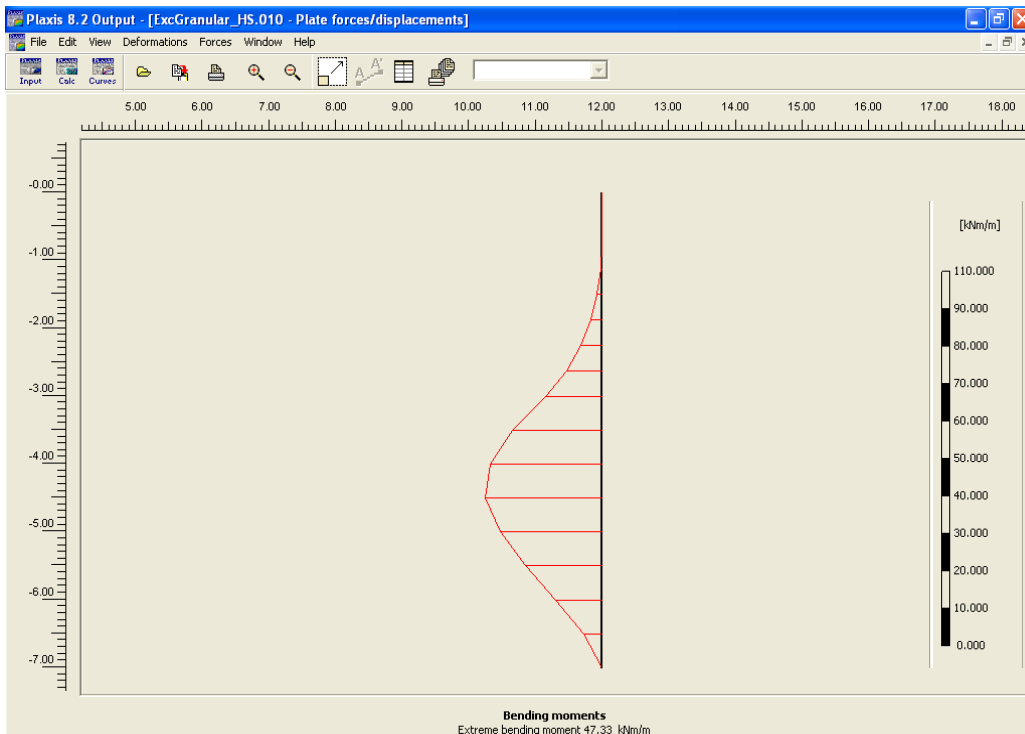


Figura 3.1.aq Esfuerzos de flexión de la pantalla (terreno granular HS).

MOVIMIENTOS Y ESFUERZOS DE LA PANTALLA - TERRENO GRANULAR										
Profundidad	Desplazamiento horizontal		Desplazamiento vertical		Esfuerzo axil		Esfuerzo cortante		Esfuerzo flexión	
z	Dx		Dy		N		Q		M	
(m)	(mm)		(mm)		(kN)		(kN)		(kNm)	
	MC	HS	MC	HS	MC	HS	MC	HS	MC	HS
0,0	2,74	7,46	1,51	1,62	-0,06	-0,08	-0,16	-0,20	0,00	0,00
-0,4	2,55	6,98	1,51	1,62	-4,49	-4,48	-0,03	-0,01	-0,01	-0,01
-0,8	2,36	6,51	1,51	1,62	-9,20	-9,23	-0,66	-0,75	-0,12	-0,13
-1,1	2,16	6,03	1,51	1,62	-14,20	-14,31	-2,05	-2,40	-0,60	-0,69
-1,5	1,97	5,55	1,51	1,62	-19,46	-19,71	-4,20	-4,92	-1,75	-2,03
-1,9	1,78	5,08	1,51	1,62	-25,15	-25,52	-7,08	-8,39	-3,79	-4,51
-2,3	1,59	4,61	1,51	1,62	-30,66	-31,63	-11,08	-13,04	-7,17	-8,48
-2,6	1,41	4,14	1,51	1,62	-35,68	-37,83	-15,94	-19,08	-12,21	-14,46
-3,0	1,23	3,68	1,51	1,62	-40,25	-43,98	-21,65	-26,59	-19,23	-22,97
-3,5	1,02	3,09	1,51	1,62	-39,53	-45,71	-13,12	-24,19	-29,28	-36,50
-4,0	0,83	2,54	1,51	1,62	-35,88	-42,54	-0,54	-11,39	-32,43	-45,34
-4,5	0,68	2,03	1,51	1,62	-32,25	-36,58	7,90	4,77	-30,51	-47,33
-5,0	0,56	1,58	1,51	1,62	-29,57	-29,71	9,13	17,86	-25,82	-41,27
-5,5	0,47	1,17	1,51	1,62	-24,07	-24,08	15,60	23,30	-18,56	-30,93
-6,0	0,39	0,80	1,51	1,62	-19,16	-17,92	14,92	24,33	-10,81	-18,77
-6,5	0,33	0,44	1,51	1,62	-13,14	-11,33	11,23	19,81	-4,14	-7,52
-7,0	0,28	0,09	1,51	1,62	-5,69	-4,27	4,97	9,14	0,00	0,00

Tabla 3.1.d Resumen para terreno granular.

En este segundo estudio, en este caso, terreno granular se puede observar en la tabla anterior que existen diferencias entre los resultados obtenidos para cada uno de los métodos utilizados de la misma manera que ha sucedido en el caso de terreno cohesivo.

En los *desplazamientos horizontales*, se puede ver como los valores obtenidos con el método HS en la coronación de la pantalla son mayores que los que se obtienen con el modelo de MC. Por lo tanto se podría llegar a decir que del mismo modo que en el caso de los terrenos cohesivos, los resultados de MC son menos fiables que los resultados de HS.

En los *desplazamientos verticales*, en ambos casos y como sucede en terrenos cohesivos, los desplazamientos son constantes en toda la altura de la pantalla. Aunque en este caso los valores obtenidos son similares entre los dos métodos.

Finalmente en el caso de los esfuerzos obtenidos (axil, cortante, flexión) tiene un comportamiento semejante a los terrenos cohesivos. Los valores de los esfuerzos son similares en toda la altura de la excavación, y pero se comportan de forma muy diferente en la zona de la clava.

3.1.4. RESUMEN

Según las tablas anteriores, 3.1.p y 3.1.z, podemos observar diferencias importantes en el comportamiento de las excavaciones, tanto para terrenos cohesivos como para terrenos granulares, si se comparan los dos modelos constitutivos del terreno (MC y HS).

Como diferencias más importantes, destacan:

- Los movimientos de la pantalla en horizontal.
- El levantamiento de la pantalla debido a la descompresión del terreno.
- La valoración de los asentamientos en el trasdós de la pantalla debido, al igual que en el caso anterior, a la descompresión del terreno.
- La consecuente variación cuantitativa de los esfuerzos sobre la pantalla, principalmente debidos a esfuerzos de cortante y flexión.

Si lo que se busca son estimaciones simples y primeras aproximaciones para poder obtener unos factores de seguridad orientativos, el modelo constitutivo de terreno apropiado es el de *Mohr Coulomb*. Sus parámetros de cálculo son más rápidos de obtener y la introducción del modelo en el programa de cálculo

es más rápida. Por tanto, favorece la velocidad de obtención de unos primeros resultados estimativos.

Si, en cambio, lo que se quiere es obtener predicciones de los movimientos fiables y realistas, los modelos de elementos finitos que aplican un comportamiento de plasticidad perfecta darán unos resultados infravalorados y, por consiguiente, se aconseja utilizar el *Hardening Soil* como modelo constitutivo por los motivos siguientes:

- La definición de la rigidez del terreno es mucho más específica que la de un modelo realizado con *Mohr Coulomb*, ya que considera que la rigidez del terreno está en función de su estado tensional y, por tanto, la rigidez varía en función de la profundidad.
- La diferencia entre la carga inicial y la de carga-descarga, muy importante en casos de excavación como el que se presenta.
- Considera el estado inicial del terreno con su tensión de preconsolidación.
- Tiene en consideración la dilatancia del terreno (muy importante en terrenos granulares).
- La superficie de elasticidad puede ampliarse debido a las tensiones plásticas.

Aún así, el modelo *Hardening Soil* también tiene algunas limitaciones, entre las cuales debemos destacar:

- No considera efectos de fluencia del terreno (lo que se conoce con el concepto de “*Creep*” en inglés).
- No considera la anisotropía del terreno.
- Presenta valores alterados cuando la relación $E_{50}/E_{oed} > 2$, es decir, cuando nos encontramos con suelos muy blandos. Otros modelos constitutivos tipo “*Soft Soil*”, sí que valoran de forma correcta este parámetro.
- Sobreestima el valor de la rigidez en estados tensionales bajos (existen modelos constitutivos, tipo “*Hardening Soil Small Strain*” que sí que tienen en cuenta este fenómeno).

En todo caso, para el estudio que plantea este trabajo creemos que el modelo *Hardening Soil* es el más apropiado y sobre éste desarrollaremos todo el análisis.

Finalmente se llega a obtener que, la definición del terreno, hablando de modelo constitutivo, influye en el comportamiento que va a tener éste, y en especial, en la interacción terreno-estructura. Aunque se trate del mismo terreno, los parámetros que lo definen son mucho más específicos en el modelo HS, y por tanto un comportamiento resultante más fiable.

INFLUENCIA DEL EDIFICIO EN EL TRASDÓS DE LA PANTALLA

3.1.5. INTRODUCCIÓN

Hoy en día, cuando se quieren estudiar los efectos de una excavación, ya sea superficial en el caso de pantallas o profunda en el caso de túneles, en la edificación colindante o adyacente, el proceso que se suele seguir consiste en determinar los movimientos del terreno en una situación de “*Greenfield*” o lo que sería lo mismo, de espacio libre, en el que la edificación sería un elemento infinitamente flexible de tal forma que sigue de manera exacta los movimientos del terreno. Una vez reconocidos éstos, se aplican los valores de los dos parámetros más utilizados para conocer los efectos en las estructuras de contención de las edificaciones colindantes, que son el ratio de deflexión y las tensiones horizontales.

Algunos autores como **Potts**, **Addenbrooke** y **Franzius** del *Imperial College* de Londres, o **Augarde**, **Burd** y **Houlsby** de la *Oxford University*, han demostrado la influencia de la estructura de los edificios en el comportamiento del terreno, modificando en una cuantía considerable los valores de la deflexión y de las tensiones horizontales, de manera que se podrían prever de una manera más afinada sus efectos sobre los edificios.

Estos autores han basado sus estudios en situaciones de excavación de túneles principalmente a raíz de los graves problemas que sucedieron en los edificios del área afectada durante la ejecución de la *Jubilee Line Extension* en la ciudad de Londres.

En este apartado se pretende estudiar la interacción entre el edificio y el terreno del trasdós de una excavación. Básicamente se tratará de verificar a nivel teórico la influencia del edificio en el trasdós de la excavación, tanto a nivel de movimientos de la pantalla como de los asentamientos verticales y de los desplazamientos horizontales del terreno del trasdós de la pantalla.

A fin de realizar este estudio, se toma como base el artículo publicado en el año 1997 por **Potts** y **Addenbrooke** “*A structure's influence on tunnelling-induced ground movements*” en la revista *Geotechnical Engineering* y el posterior artículo redactado por **Franzius** en el año 2004 “*The influence of building weight on tunnelling-induced ground and building deformation*” que se basa en su tesis doctoral, realizada en el *Imperial College of Science* de la ciudad de Londres y tutorada por los dos autores del artículo anterior.

En ambos documentos se realiza un estudio paramétrico exhaustivo sobre la influencia en el terreno de una estructura ubicada en las proximidades de una excavación de un túnel. En los siguientes apartados plantearé una descripción,

a modo de resumen, de cada uno de los artículos. En el primer artículo, se estudia la influencia de la rigidez axial y la rigidez a flexión del edificio y en el segundo, se estudia además la influencia de su peso.

En este apartado de la tesis y, una vez comprobado lo que presentan los autores anteriores, se realiza una asimilación substituyendo el caso del túnel por el caso de una excavación. Con este estudio se podrá decidir qué parámetros se deberían considerar a la hora de modelizar el edificio en los modelos de excavación del estudio paramétrico.

3.1.6. ESTUDIO DE LOS ARTÍCULOS SOBRE EXCAVACIONES DE TÚNELES

3.1.6.1. Potts y Addenbrooke - 1997

Como ya he comentado anteriormente, **Potts y Addenbrooke**, (1997), afirman que la influencia de las excavaciones en los edificios es un problema de interacción en doble sentido, ya que no sólo afectan a los asentamientos en los edificios, sino que los edificios también afectan en los valores de estos asentamientos.

Los autores consideran que, en los estudios actuales, el hecho de no considerar la rigidez del edificio, provoca que la previsión de los efectos sobre éstos sea muy conservadora y que será posible reducir el valor de los efectos cuando se consideren los efectos de la estructura sobre el comportamiento del terreno.

3.1.6.1.1. Descripción del estudio paramétrico

En su artículo presentan un estudio paramétrico con más de 100 modelos donde comparan el comportamiento del terreno en una excavación de un túnel considerando la zona adyacente o directamente superior a la excavación en una situación de *Greenfield*, o con diferentes tipos de edificios, variando los valores de la rigidez que caracterizan la viga equivalente que representa al edificio.

A continuación la figura 3.2.a muestra un esquema de los modelos estudiados donde los parámetros fijados son el diámetro del túnel (D) y el tipo de terreno; y los parámetros que varían son:

- La profundidad del túnel (Z).
- La anchura de la viga equivalente (B) equivalente a la anchura del edificio.

- La excentricidad de la viga equivalente respecto al eje del túnel (e).
- La rigidez axial de la viga equivalente ($E \cdot A$).
- La rigidez a flexión de la viga equivalente ($E \cdot I$).

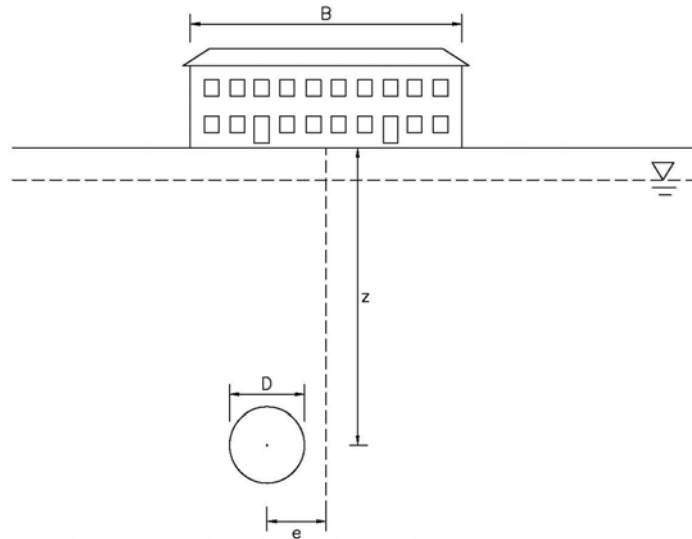


Figura 3.2.a Esquema geométrico del estudio.

El terreno modelizado corresponde a la tipología conocida como *London Clay*, ya que es el que se encuentra en la mayor parte de la *Jubilee Line Extension*. Para modelizarlo se utiliza un modelo constitutivo no lineal elasto - plástico.

El programa utilizado para llevar a cabo los modelos analíticos es el ICFEP (*Imperial College Finite Element Program*) desarrollado en la misma universidad de Londres.

La viga superficial que se utiliza para simular a la estructura de la edificación adyacente se define como un elemento elástico con un rozamiento rugoso con el terreno. Los valores de rigidez axial ($E \cdot A$) y rigidez a flexión ($E \cdot I$) que se le aplican al elemento en los diferentes modelos pueden ser, en algunos casos, poco reales, pero lo que trata de hacer el análisis es una batida teórica que cubra todas las posibilidades, sean reales o no. Por otro lado, también se realiza un estudio de posibles combinaciones de rigidez axial ($E \cdot A$) y rigidez a flexión ($E \cdot I$) para estructuras de 1, 3 o 5 plantas, con forjados de losas macizas. Aún así, la formulación utilizada para calcular la rigidez a flexión del edificio es un poco conservadora, ya que implica que los elementos verticales tendrían que constituir una subestructura muy rígida a fin de transmitir este tipo de deformaciones.

Por otro lado, el estudio realizado no incluye el peso del edificio en la viga equivalente. Los autores del artículo consideran que, aunque sea un parámetro

que podría resultar importante para el análisis, el hecho de incluirlo complicaría mucho el estudio y el número de modelos aumentaría de manera considerable.

3.1.6.1.2. Estudio paramétrico

Los dos parámetros más importantes del estudio y de los cuales hemos estado hablando en los apartados anteriores, son la rigidez axial ($E \cdot A$) y la rigidez a flexión ($E \cdot I$) de la estructura del edificio. Los autores hablan de unas rigideces relativas, ya que las sitúan en relación con la rigidez del terreno (E_s) mediante la siguiente formulación:

$$\alpha^* = \frac{E \cdot A}{E_s \cdot H} \quad \text{para la rigidez axial.}$$

$$\rho^* = \frac{E \cdot I}{E_s \cdot H^4} \quad \text{para la rigidez a flexión.}$$

Dónde el valor de E_s corresponde a la rigidez secante del terreno que se obtendría en un ensayo triaxial para un valor de esfuerzo axial del 0,01% en una muestra a una profundidad Z .

Los parámetros de daño que se adoptan en el estudio son el ratio de deflexión (DR) y las tensiones horizontales (ϵ_h). El ratio de deflexión (DR) se estudia tanto en el caso de *Hogging* (quebranto) como de *Sagging* (arrufo), que se explican en el siguiente esquema:

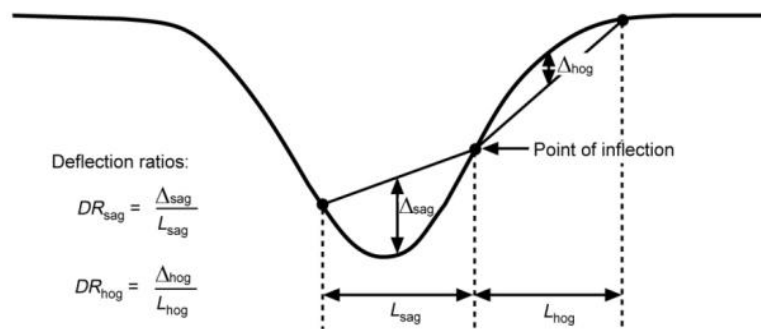


Figura 3.2.b Esquema de deflexión cóncava y convexa.

En cambio, las tensiones horizontales (ϵ_h) se obtienen directamente de los resultados de los modelos de cálculo, y se diferencian entre tensiones de compresión (ϵ_{hc}) o tensiones de tracción (ϵ_{ht}).

Así, los autores obtienen los factores de corrección de los parámetros de daño comparando los resultados de los ratios de deflexión (DR) y las tensiones horizontales (ϵ_h) entre los casos en los que se ha modelado una viga

equivalente al edificio existente y los casos con una situación cuantificada en *Greenfield*.

$$M^{DR_{sag}} = \frac{DR_{sag}}{DR_{sag}^g} \quad M^{DR_{hog}} = \frac{DR_{hog}}{DR_{hog}^g}$$

$$M^{\epsilon_{hc}} = \frac{\epsilon_{hc}}{\epsilon_{hc}^g} \quad M^{\epsilon_{ht}} = \frac{\epsilon_{ht}}{\epsilon_{ht}^g}$$

3.1.6.1.3. Resultados del análisis

En los siguientes gráficos, podemos observar los asentamientos verticales que se producen en el caso de una excavación de túnel a 20m de profundidad y una viga de 60m de anchura con excentricidad e=0 respecto al eje del túnel.

En el primer gráfico figura 3.2.c, se muestran los diferentes resultados de asentamientos verticales habiendo fijado una rigidez axial (E·A) de la viga y habiendo modificado la rigidez a flexión (E·I), comparándolos con la línea de asentamientos en caso de *Greenfield*.

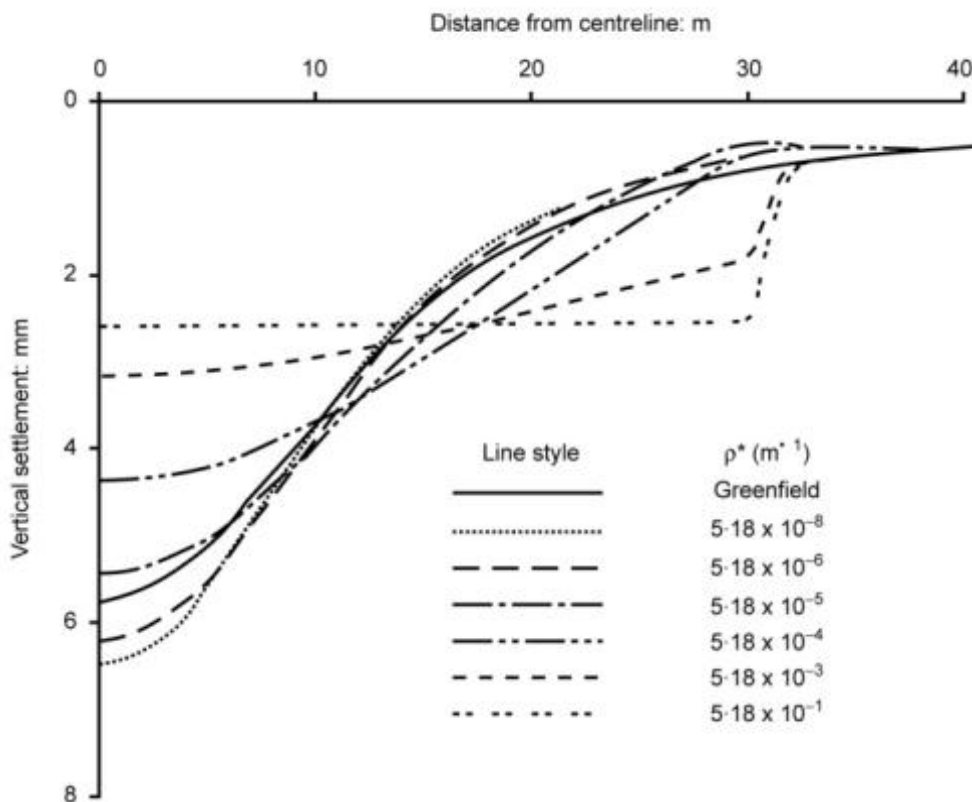


Figura 3.2.c Asentamientos verticales, con rigidez axial fija.

En cambio, en el siguiente gráfico, figura 3.2.d, se muestran los diferentes resultados de asentamientos verticales habiendo fijado una rigidez a flexión ($E \cdot I$) de la viga y habiendo modificado la rigidez axial ($E \cdot A$).

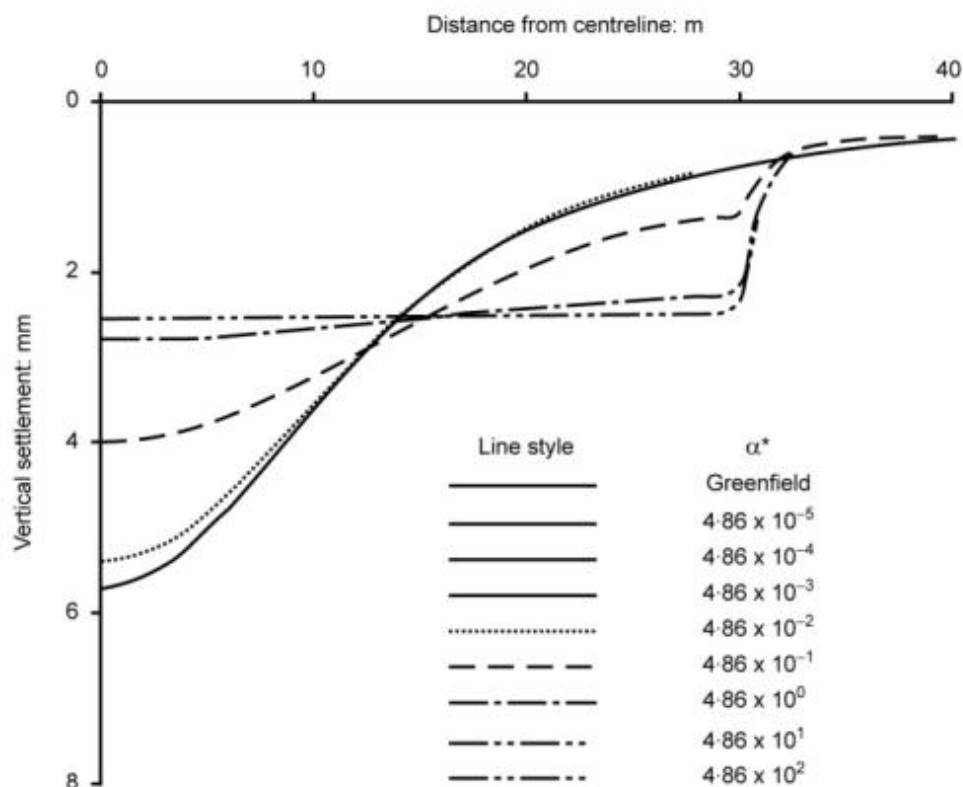


Figura 3.2.d Asentamientos verticales, con rigidez a flexión fija.

En ambos gráficos se observa cómo, cuando la viga equivalente es muy flexible, se adapta a las deformaciones del terreno, llegando en algún caso a superar las deformaciones que se producirían en una situación de *Greenfield*. En cambio, cuando la viga es muy rígida, los asentamientos en el terreno se pueden llegar a reducir hasta el orden de más de la mitad en el centro de la viga, o lo que es lo mismo en este caso, sobre el eje del túnel.

En cuanto a las tensiones horizontales (ϵ_h), en los siguientes gráficos se hace la misma comparativa pero, en este caso, colocando en el eje de ordenadas los diferentes valores de tensiones horizontales (ϵ_h).

En el primer gráfico, figura 3.2.e, se muestran los diferentes resultados de tensiones horizontales habiendo fijado una rigidez axial (EA) de la viga y habiendo modificado la rigidez a flexión (EI), comparándolos con la línea de asentamientos en caso de *Greenfield*.

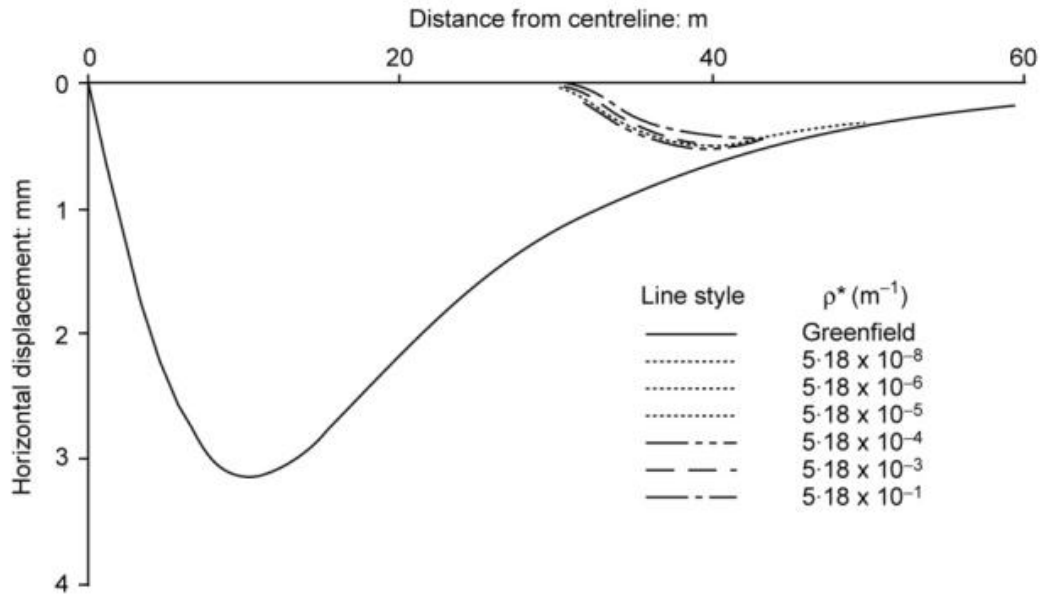


Figura 3.2.e Desplazamientos horizontales, con rigidez axial fija.

En cambio, en el siguiente gráfico, figura 3.2.f, se muestran los diferentes resultados de tensiones horizontales, habiendo fijado una rigidez a flexión (EI) de la viga y habiendo modificado la rigidez axial (EA).

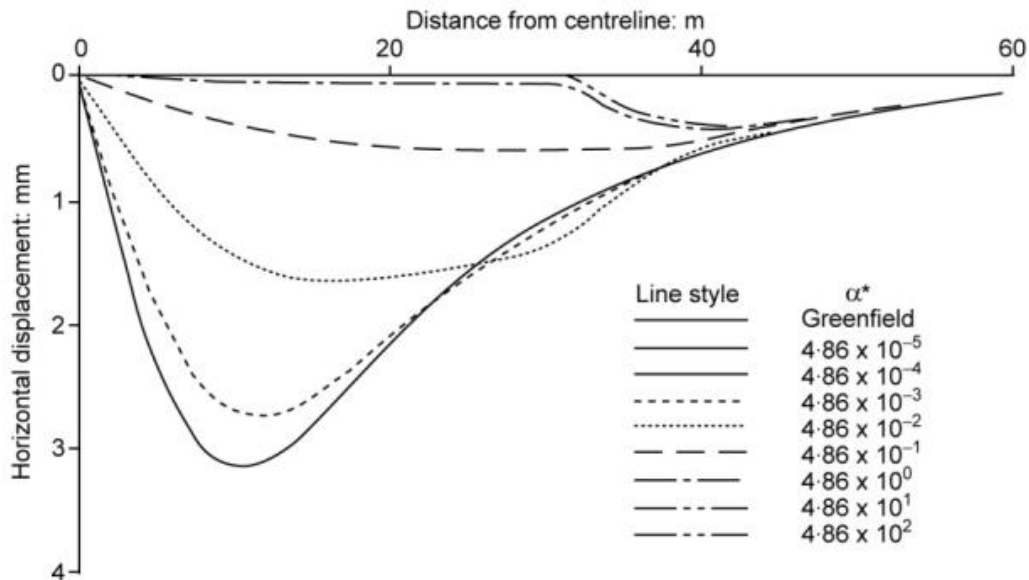


Figura 3.2.f Desplazamientos horizontales, con rigidez a flexión fija.

De la misma manera que en el caso de los asentamientos verticales, se observa como la existencia de la estructura del edificio modifica de manera considerable el comportamiento de las tensiones horizontales del terreno,

siempre, está claro, en los casos de una viga equivalente suficientemente rígida.

Ya por último, el artículo también compara la pérdida de volumen (que es un parámetro importante en el estudio de las excavaciones de túneles) cuando se considera la estructura del edificio. En el siguiente gráfico, figura 3.2.g, se muestra una comparativa entre la pérdida de volumen en situación de *Greenfield* y la que se produce en el caso de un edificio de 5 plantas.

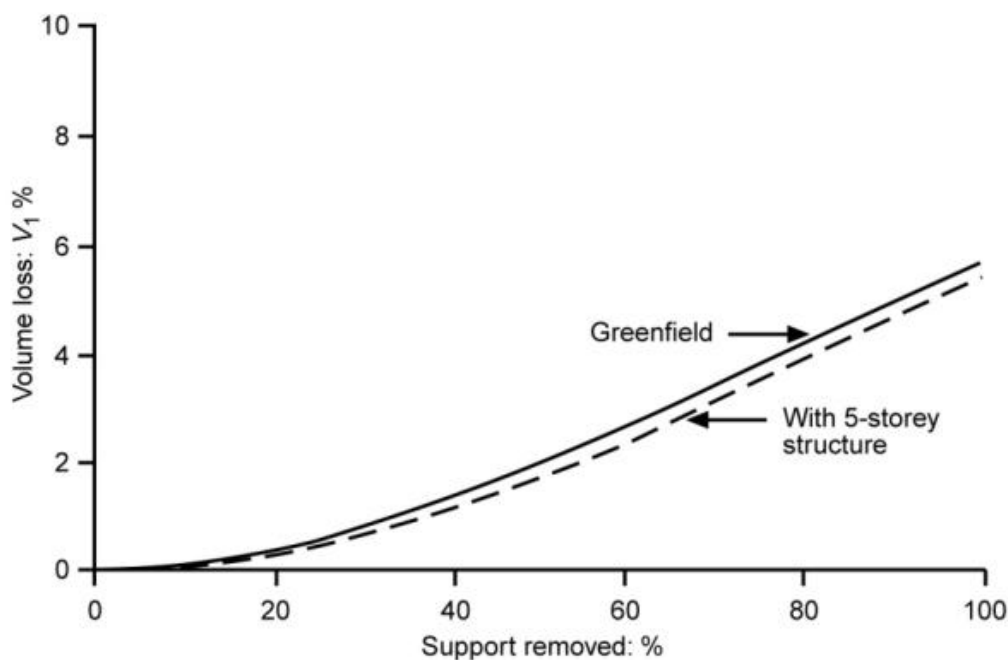


Figura 3.2.g Pérdida de volumen en tunelación.

Según el estudio, en el caso de *Greenfield* se fija inicialmente una pérdida del 1,5% y en el caso del edificio de 5 plantas, la pérdida se sitúa alrededor del 1,37%. El resto de modelos donde se comprueba la pérdida de volumen se sitúa entre las dos curvas. Por tanto, y según conclusiones de los autores, la existencia de la edificación no tiene una gran influencia en la pérdida de volumen del terreno.

3.1.6.1.4. Resumen

Los resultados del estudio realizado muestran que, tanto la rigidez axial (EA) como la rigidez a flexión (EI) de la estructura, tienen una influencia importante en los movimientos de la superficie del terreno y que por tanto, la consideración del edificio en los modelos de cálculo reduce los resultados de aquellos modelos sin estructura (*Greenfield*).

Aún así, si la estructura posee una baja rigidez a flexión (EI) y una rigidez axial (EA) real, los movimientos en la superficie pueden llegar a ser mayores que los de una situación sin edificio.

Por otro lado, el artículo acaba proponiendo unas curvas de diseño en las que se obtienen unos coeficientes de corrección para los parámetros de movimientos producidos en una excavación en situación de *Greenfield* (ratio de deflexión y tensiones horizontales) a partir de los valores del terreno, y de la rigidez axial (EA) y a flexión (EI) de la estructura adyacente. Estos coeficientes muestran en qué cuantía se pueden llegar a reducir los valores de los movimientos. Por ejemplo, para una rigidez axial (EA) realística, las tensiones horizontales no llegan a superar en ningún caso el 10% de aquellas obtenidas en una situación de *Greenfield*.

A continuación, figura 3.2.h, se muestran las curvas de diseño para los factores de corrección del ratio de deflexión (DR) y de las tensiones horizontales (ε_h).

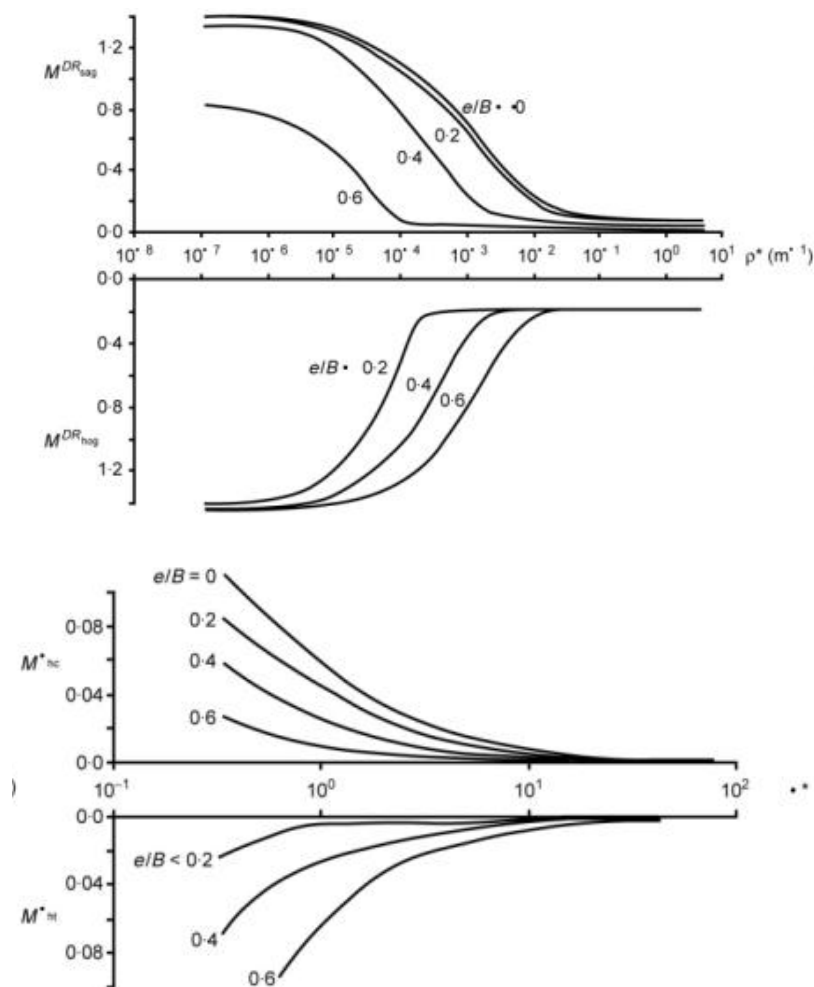


Figura 3.2.h Curvas de diseño propuestas por Potts y Addenbrooke, (1997).

3.1.6.2. *Franzius - 2003*

En el año 2003, **Jan Niklas Franzius** presenta su tesis doctoral a la *Imperial College of Science* de Londres tutorada por **Potts** y **Addenbrooke** y titulada “*Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence*”. Un año más tarde, publica un artículo conjuntamente con estos dos autores y en colaboración con **Burland** titulado “*The influence of building weight on tunnelling-induced ground and building deformation*”.

En este artículo, se toma como base lo que publicaron 7 años antes **Potts** y **Addenbrooke**, y se estudia la influencia del peso del edificio en las deformaciones del terreno, tema que sus predecesores habían ignorado a fin de no complicar de manera elevada el estudio paramétrico inicial.

3.1.6.2.1. *Descripción del estudio paramétrico*

Ya que el artículo presentado por **Franzius** se basa inicialmente en el estudio de **Potts** y **Addenbrooke**, el autor toma como base los modelos presentados por el artículo precedente. En este artículo, ya que su autor quiere focalizar la atención en la influencia del peso del edificio, sólo se toma una anchura de edificio (B) que se combina con dos profundidades de túnel (Z) y un amplio rango de rigideces y pesos de edificios. En este caso, todos los movimientos también se comparan con el comportamiento del terreno en una excavación de un túnel considerando la zona adyacente o directamente superior a la excavación en una situación de *Greenfield*.

Así pues, el esquema del estudio realizado por **Franzius** es igual que el de **Potts** y **Addenbrooke**, aunque aquí se añade el peso del edificio. Por tanto, los parámetros fijados son el diámetro del túnel (D), el tipo de terreno y la anchura del edificio (B); y los parámetros que varían son:

La profundidad del túnel (Z).

La excentricidad de la viga equivalente respecto al eje del túnel (e).

La rigidez axial de la viga equivalente (E·A).

La rigidez a flexión de la viga equivalente (E·I).

El peso del edificio (Q).

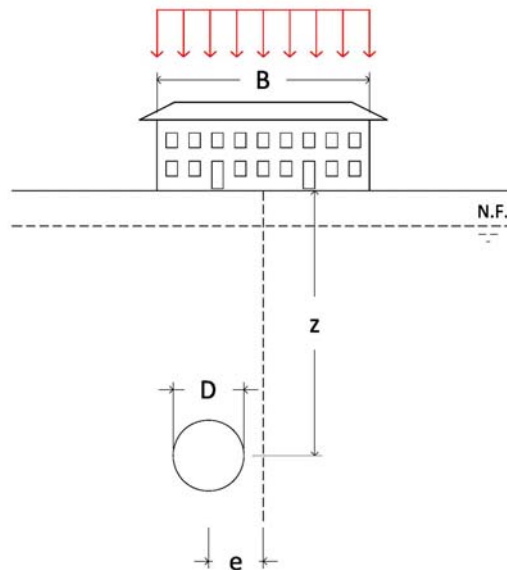


Figura 3.2.i Esquema geométrico del estudio, (Franzius, 2003).

El terreno modelizado corresponde igualmente a la tipología conocida como *London Clay*, y para modelizarlo se utiliza un modelo constitutivo no lineal elasto - plástico.

El programa utilizado para llevar a cabo los modelos analíticos es también el ICFEP (*Imperial College Finite Element Program*) desarrollado en la misma Universidad de Londres.

La viga superficial que se utiliza para simular la estructura de la edificación adyacente, se define igualmente como un elemento elástico. La unión entre el edificio y el terreno es de tal forma que la totalidad de la tensión del terreno se moviliza en la zona de contacto con la viga. En este caso, sólo se consideran las combinaciones de rigidez axial (EA) y rigidez a flexión (EI) correspondientes a estructuras de 1, 3, 5 o 10 plantas, con forjados de losas macizas. En la siguiente tabla 3.2.j, extraída del artículo, se resumen las rigideces consideradas para cada uno de los casos:

Edificio	Rigidez a flexión E·I [kNm ² /m]	Rigidez axial E·A [kNm ² /m]
losa	$6,47 \times 10^3$	$3,45 \times 10^6$
1 planta	$2,00 \times 10^7$	$6,90 \times 10^6$
3 plantas	$2,00 \times 10^8$	$1,38 \times 10^7$
5 plantas	$6,98 \times 10^8$	$2,07 \times 10^7$
10 plantas	$4,39 \times 10^9$	$3,80 \times 10^7$

Taula 3.2.a Rigidez a flexión de los edificios.

En este caso, y como ya se ha comentado, el estudio realizado sí incluye el peso del edificio en la viga equivalente y se realiza con los siguientes criterios:

- Un edificio de n plantas consiste en $n+1$ losas.
- Las cargas consideradas son uniformes y de valores 10kPa, 30kPa, 50kPa y 100kPa, correspondientes a cada una de las tipologías de altura de edificación.

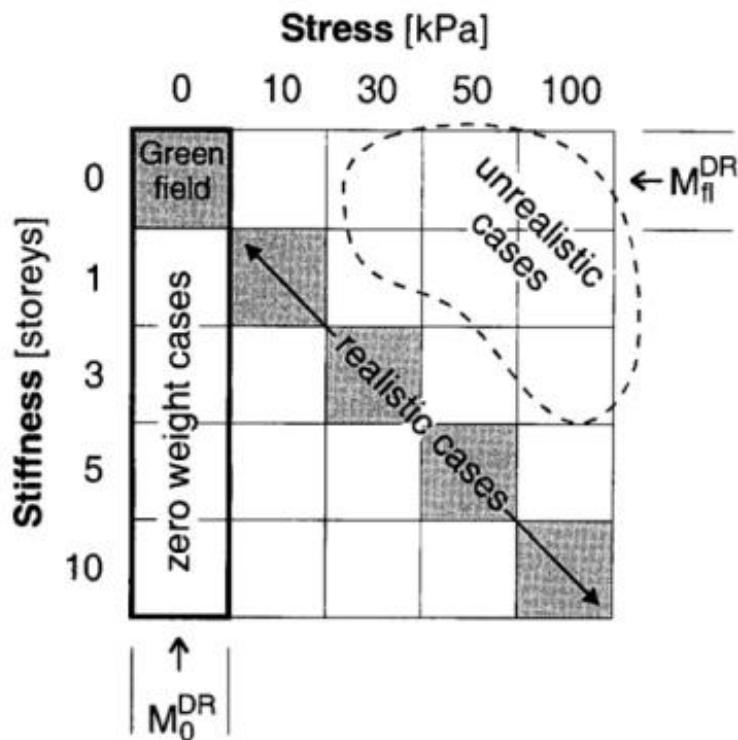


Figura 3.2.j Cuadro de combinación de casos de estudio, (Franzius, 2003).

Combinando las 5 opciones de carga con los 5 valores de combinación de rigideces, se obtiene una matriz de 5x5 con 25 variaciones que el artículo presenta en la figura 3.2.k.

En la diagonal es donde se encuentran los casos que se aproximan más a la realidad, por encima de la diagonal se dan, según los autores, los casos menos probables, ya que es donde se encuentran los edificios menos rígidos y más pesados, el cuadrante 0/0 coincide con la situación de *Greenfield* y en la columna 0 es donde encontraríamos los casos de coincidencia con el artículo de **Potts** y **Addenbrooke**, ya que el peso considerado por estos autores es 0kPa.

3.1.6.2.2. Estudio paramétrico

Para poder comparar los resultados del estudio con el que realizaron **Potts** y **Addenbrooke**, se calculan los ratios de deflexión (DR) y las tensiones horizontales (ε_h) de cada modelo de la misma manera que se llevó a cabo en el anterior análisis, es decir, considerando las zonas de *Hogging* y *Sagging* para el cálculo del ratio de deflexión (DR) y extrayendo los valores de las tensiones horizontales (ε_h) directamente del modelo de cálculo, ya sean de compresión (ε_{hc}) o de tracción (ε_{ht}).

3.1.6.2.3. Resultados del análisis

En primer lugar, el análisis permite observar como el edificio y su carga modifican el estado de tensiones del terreno. Según los diferentes modelos, se demuestra como la estructura y la rigidez del edificio modifican las condiciones en el terreno superficial y, en cambio, el peso del edificio afecta al comportamiento del terreno en las zonas más bajas, cerca de la profundidad de excavación del túnel.

En el siguiente gráfico, figura 3.2.I, extraído del mismo artículo, se observan los desplazamientos horizontales a la profundidad del túnel en función de la carga aplicada. Cuanto mayor es la carga aplicada, menor es la deformación. Una cosa similar pasa en la superficie del terreno, bajo el edificio, aunque en la cota +0.00, los desplazamientos estén coartados por la rigidez axial de la viga equivalente y, por tanto, en los tres casos que se muestran en la gráfica el desplazamiento horizontal es 0.

Se demuestra como el estado de tensiones del terreno a la profundidad del túnel controla el desplazamiento del terreno y que el cambio de rigidez del terreno bajo el edificio tiene influencia en la deformación del mismo.

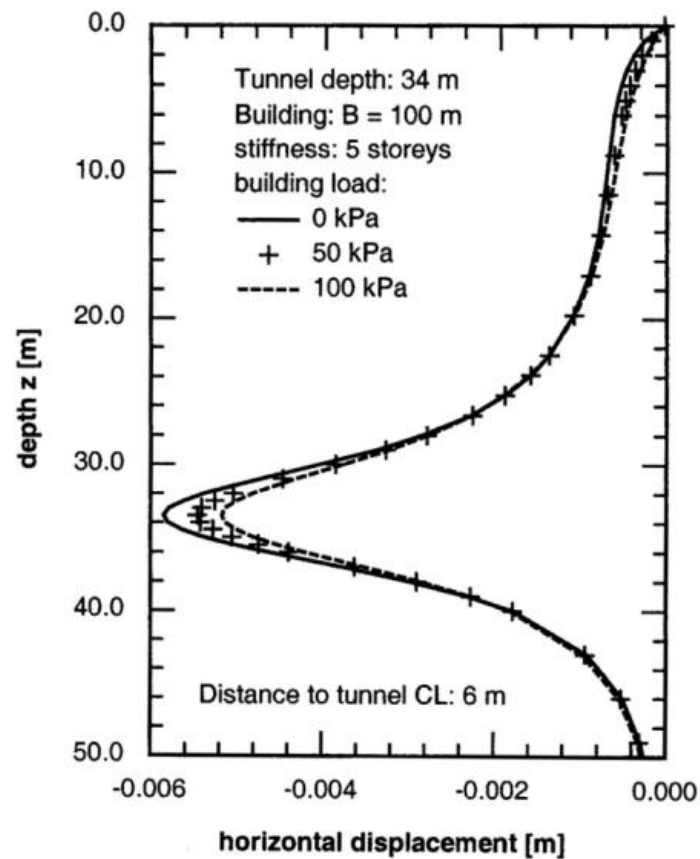


Figura 3.2.k Desplazamientos horizontales según la profundidad.

En cuanto al ratio de deflexión (DR), en la siguiente figura 3.2.m, se muestra la relación entre la rigidez del edificio y el factor de modificación del *Hogging* ($M^{DR_{hog}}$) para los diferentes valores de carga. En este caso, se observa como el ratio de deflexión se reduce de manera brusca entre las rigideces correspondientes a edificios de 1 y 3 plantas, mientras que las diferentes gráficas que corresponden a las cargas de los edificios siguen todas el mismo patrón.

Así pues, se demuestra que el efecto dominante en el caso de excavación de túneles es el de la rigidez del edificio y no el del peso del edificio.

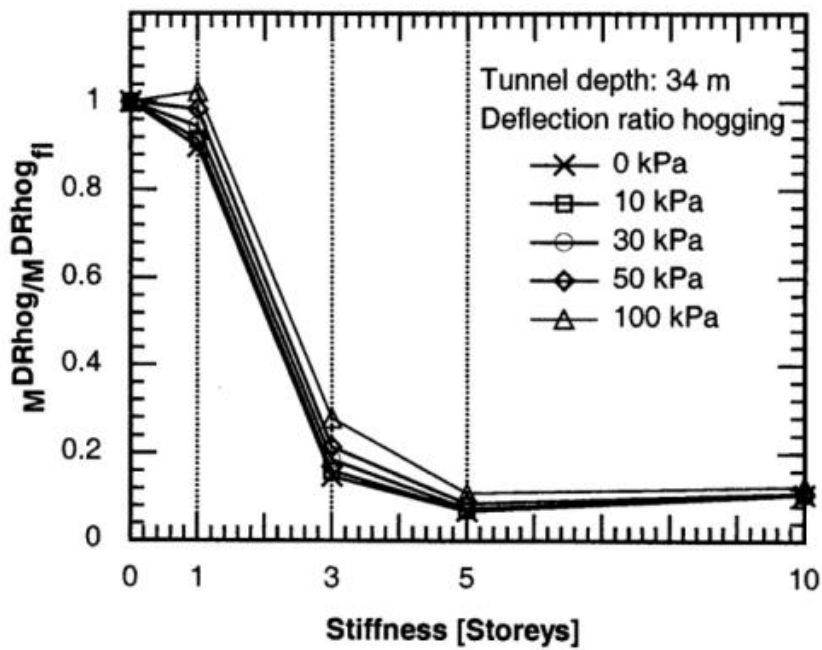


Figura 3.2.l Relación entre deflexión y rigidez del edificio.

Por último, en cuanto a las tensiones horizontales (ϵ_h), en un gráfico similar al anterior, en la figura 3.2.n, se observa cómo una vez más, aunque haya diferencias entre los diferentes casos de carga, éstos son mucho más pequeños cuando se comparan con los que se producen al aumentar la rigidez del edificio.

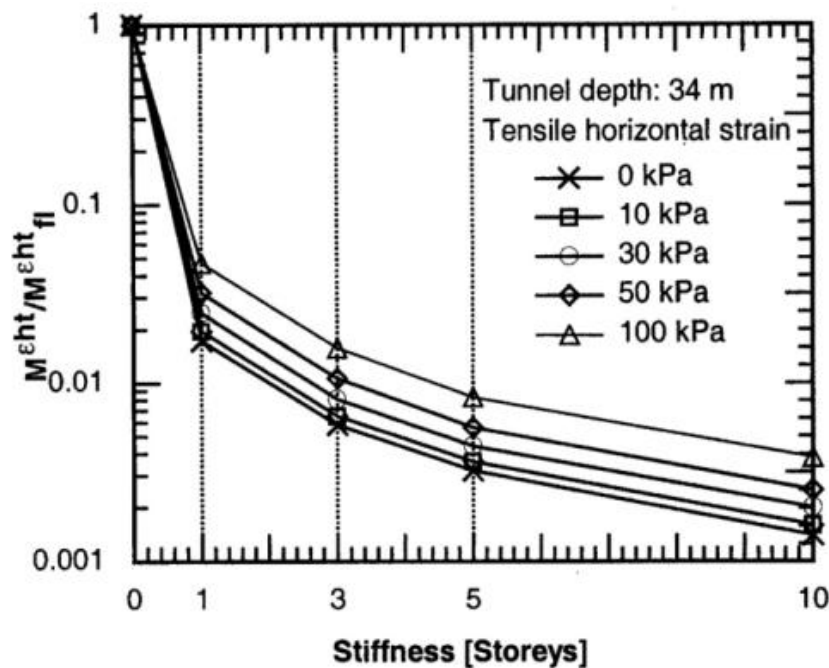


Figura 3.2.m Relación entre tensiones horizontales y rigidez del edificio.

3.1.6.2.4. Resumen

Este artículo demuestra como el hecho de considerar el peso del edificio modifica el régimen de tensiones del terreno principalmente en dos zonas: bajo el edificio en cuestión y cerca de la excavación del túnel. También demuestra como este cambio modifica a su vez las deformaciones en el terreno y, por lo tanto, sus efectos sobre el edificio.

Los resultados del estudio paramétrico se utilizan para cuantificar la influencia del peso propio del edificio. Se demuestra cómo los parámetros de ratio de deflexión (DR) y tensiones horizontales (ϵ_h) tienen muy poca variabilidad, aunque se aplique un amplio rango de pesos.

Por otro lado, se demuestra también que los factores de corrección de los dos parámetros respecto al caso de *Greenfield* son muy similares a los obtenidos en el estudio de *Potts* y *Addenbrooke*, y que incluso los aumenta.

Aún así, se observa como la influencia del peso del edificio es muy pequeña comparada con la que produce el cambio de rigidez del mismo, sobre todo en los casos en que se utilizan rigideces y pesos que tienden a la realidad. Por este motivo, se considera que las curvas de los factores de corrección presentadas por los anteriores autores son válidas incluso considerando el peso del edificio adyacente.

3.1.7. ASIMILACIÓN AL CASO DE UNA EXCAVACIÓN DE PANTALLA

3.1.7.1. Descripción del estudio

Una vez analizados los dos artículos que estudian la influencia del edificio en casos de excavaciones de túneles, se propone hacer una asimilación del estudio pero, en este caso, con edificios situados en el trasdós de una excavación de pantalla, que es el tema de la tesis que nos ocupa.

En primer lugar, dado que los programas de cálculo utilizados por el equipo del *Imperial College* de Londres, el ICPEP, y el utilizado para el estudio paramétrico de esta tesis, el PLAXIS, son diferentes tanto en su manera de trabajar, como en el modelo constitutivo en que fundamentamos el cálculo, se ha procedido a repetir de manera exhaustiva los procedimientos y los análisis de ambos artículos para testar los ejercicios y comprobar que los resultados coinciden.

El trabajo, pesado inicialmente, ha servido como base de perfeccionamiento del método de análisis y como potenciador, al verificar la asimilación de las dos formas de estudio.

Los resultados del primer comparativo, el artículo de **Potts** y **Addenbrooke**, han resultado prácticamente idénticos, aunque utilizaron algunos parámetros diferentes.

En el segundo comparativo, el artículo de **Franzius**, la similitud se mantiene en la misma franja ya que el método no varía y solamente aparece un parámetro nuevo fácilmente controlable: el peso del edificio.

A partir de aquí se busca reproducir los mismos trabajos de los autores en sus artículos pero substituyendo la excavación en túnel por la excavación a cielo abierto.

De la misma manera que lo hace **Franzius** en su tesis y en su artículo, se realiza el estudio de la influencia del peso en los movimientos que se producen en el trasdós de la pantalla. Así pues, se realiza en primer lugar un análisis de varios modelos de cálculo sin considerar el peso teórico del edificio y, posteriormente, se realiza un segundo estudio considerándolo.

3.1.7.2. Descripción geométrica

La asimilación con los estudios anteriores se basa en considerar los mismos parámetros para el edificio y para el terreno y substituir los parámetros correspondientes a la excavación del túnel por los de una excavación de pantalla. A nivel esquemático, la asimilación quedaría como se muestra en los siguientes gráficos:

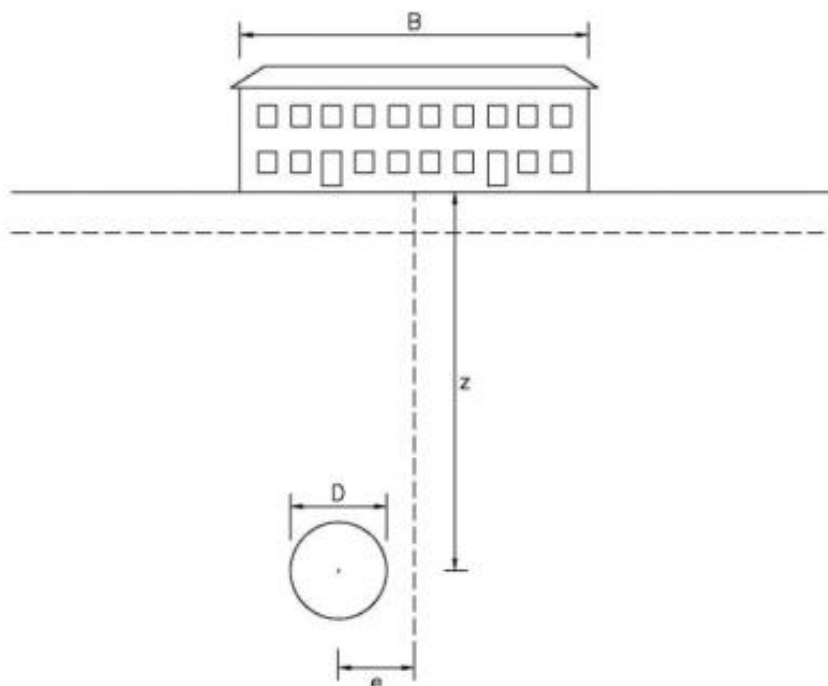


Figura 3.2.n Geometría del estudio de Potts y Addenbrooke.

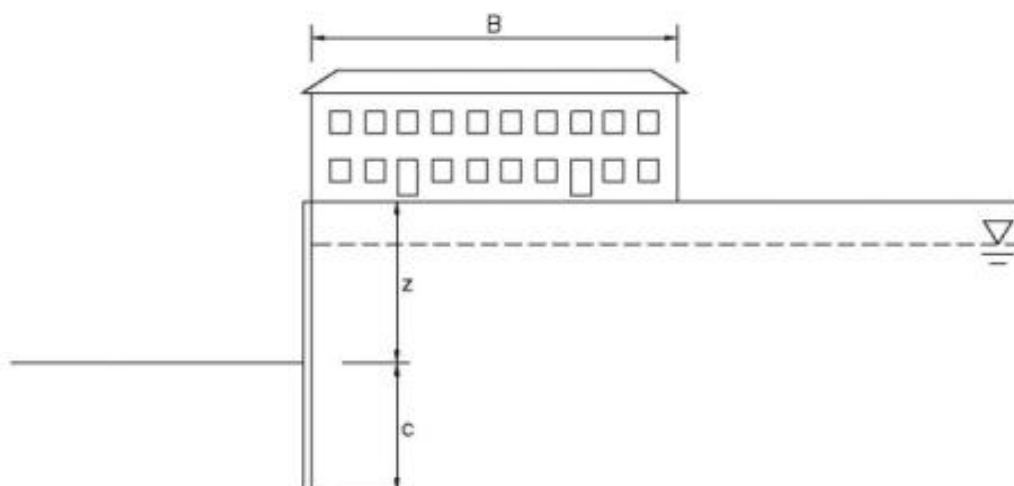


Figura 3.2.o Geometría del presente estudio.

Así pues, en el caso del presente estudio, los parámetros son los siguientes:

B: Anchura del edificio	12m
z: Profundidad de excavación	6m
c: Clava de la pantalla	7m
Distancia entre pantallas	60m

La profundidad de excavación (z) se fija en 6m de profundidad y la clava (c) de la pantalla a 7m, resultando así una altura total de 13m.

La estructura de la pantalla de contención corresponde a una pantalla continua de hormigón armado con un grueso de 60cm. En este caso, se modeliza con una viga equivalente de 13m de longitud y con un coeficiente de rozamiento con el terreno.

Para modelizar el edificio del trasdós también se utiliza una viga equivalente, en este caso de 12m de longitud, situada a una excentricidad mínima del trasdós de la pantalla de 22,5cm (la correspondiente a la semianchura del grueso de la pantalla).

Tanto para la viga equivalente de la pantalla, como para la que corresponde al edificio, los parámetros principales son la rigidez axial (EA) y la rigidez a flexión (EI) (dónde E es el valor del módulo de Young, A el área de la sección transversal e I el momento de inercia de la viga) y el peso. Más adelante se dan

los valores considerados de estos parámetros para cada uno de los análisis del estudio paramétrico.

3.1.7.2.1. Descripción del terreno

Como ya se ha comentado, el terreno utilizado para el análisis del estudio paramétrico con asimilación a una excavación con pantalla, es el mismo que se ha utilizado en los dos estudios anteriores, a fin de modificar el mínimo de variables posibles y que corresponden a un tipo de terreno *London Clay* (arcilla londinense).

3.1.7.2.2. Descripción de la viga equivalente

Como ya se ha comentado en el estado del arte, varios autores utilizan el concepto de viga equivalente para modelizar y estudiar los efectos sobre el edificio a partir del estudio realizado por **Burland** y **Wroth**, en el año 1974.

En este caso, el edificio se modeliza como una viga elástica con una longitud de 12m y unos valores de rigidez axial y de rigidez a flexión que acaban definiendo una altura equivalente en función del módulo de elasticidad del material.

3.1.7.2.3. Explicación de la rigidez axial y de la rigidez flexión relativas (α y ρ)

Para definir la rigidez axial relativa (α) y la rigidez a flexión relativa (ρ) de la viga equivalente se toman los mismos valores adoptados según el artículo de **Potts** y **Addenbrooke**. Como se trata de un análisis teórico, los valores engloban incluso combinaciones que serían poco creíbles en la realidad, pero que interesan en el estudio, a fin de hacer un repaso general y completo.

Como ya se ha comentado, estos dos parámetros corresponden a la rigidez axial ($E \cdot A$) y a la rigidez a flexión ($E \cdot I$) de la estructura del edificio. Los autores, pero, hablan de unas rigideces relativas, ya que las relacionan con la rigidez del terreno (E_s) mediante la siguiente formulación:

$$\alpha^* = \frac{E \cdot A}{E_s \cdot H} \quad \text{para la rigidez axial.}$$

$$\rho^* = \frac{E \cdot I}{E_s \cdot H^4} \quad \text{para la rigidez a flexión.}$$

Dónde el valor de E_s corresponde a la rigidez secante del terreno que se obtendría en un ensayo triaxial para un valor de esfuerzo axial del 0,01% en una muestra de una profundidad Z .

Por tanto, lo primero que se hará a fin de poder calcular los valores de la $E \cdot A$ y la EI a adoptar en el estudio paramétrico, es calcular cual es el valor de E_S .

En el caso de la asimilación a la pantalla, el valor de Z toma el valor de 6m (que equivale a la excavación interior de la parcela) y en el artículo de **Potts** y **Addenbrooke** nos dan unos valores orientativos de $E_S=103\text{MPa}$ para una profundidad de 20m y $E_S=163\text{MPa}$ para una profundidad de 34m y a su vez comentan que E_S aumenta de forma aproximadamente lineal a la profundidad, se adoptará un valor de $E_S=33\text{MPa}$.

Una vez fijado este valor, se deberán fijar otros valores de la fórmula para poder obtener así una variedad de valores de $E \cdot A$ y de $E \cdot I$ (o lo que es lo mismo de α y ρ). Por tanto, los otros valores a fijar serán el módulo de elasticidad (E) y la anchura de la viga equivalente (B).

Para el caso del módulo de elasticidad, se fija el del hormigón $E=27,3\text{MPa}$ y, para el caso de la anchura de la viga equivalente, en el estudio realizado por **Potts** y **Addenbrooke**, se toma el valor de la semianchura ($H=B/2$) ya que sus análisis trabajan respecto un eje de simetría desde el centro del túnel. En nuestro caso, al tratarse de una excavación donde el eje de simetría se sitúa en el centro de la parcela, se tomará la anchura total de la viga equivalente ($H=B=12\text{m}$).

Por último, se trata de fijar en unos casos los valores de la rigidez axial relativa (α^*) y calcular los valores de EA y EI para diferentes valores de la rigidez a flexión relativa (ρ^*) y viceversa. En las tablas de los siguientes apartados, se pueden observar los valores que se han tomado a fin de llevar a cabo el estudio paramétrico. Los valores de I y A son meramente informativos, ya que se trata de dos parámetros que es necesario introducir en el programa de cálculo (ya que se introducen combinados con el módulo de elasticidad). Aún así, sirven para tener un orden de magnitud.

3.1.7.2.4. Peso del edificio

De la misma manera que en los dos estudios presentados anteriormente, se pretende analizar la influencia del peso del edificio en el comportamiento del terreno del trasdós de una excavación.

Por este motivo, se incorpora un peso a la viga equivalente que representa al edificio. Las cargas consideradas son uniformes y de valores 10kPa, 30kPa y 50kPa, que corresponden a diferentes alturas de edificios.

Igual que en el artículo de **Franzius**, se combinan todas las cargas con diferentes modelos de cálculo, incluso, con el modelo del caso del *Greenfield*, donde la viga equivalente tiene una rigidez axial ($E \cdot A$) y una rigidez a flexión

(E·I) casi nula. Así pues, en algunos casos puede resultar una combinación poco real, pero que, al tratarse de un estudio teórico, se decide incluir en el análisis.

3.1.7.3. Análisis con elementos finitos

Para este estudio se ha utilizado el programa Plaxis 2D, desarrollado por la Universidad de Delft. En la siguiente figura 3.2.q, se muestra un ejemplo de la geometría planteada con la discretización del terreno en elementos finitos.

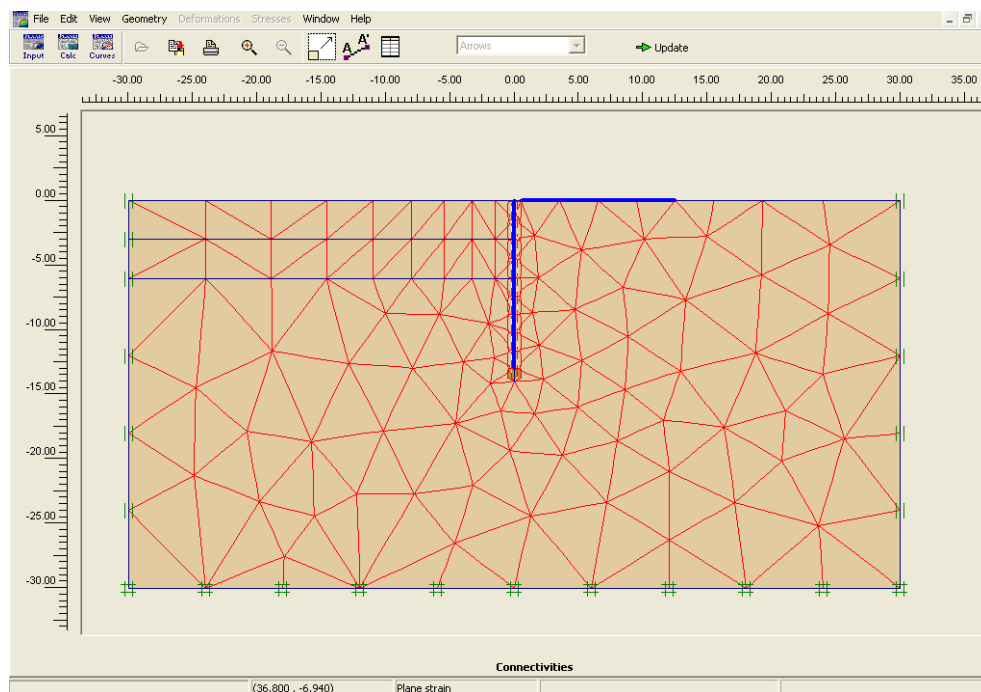


Figura 3.2.p Geometría general del estudio.

El modelo geométrico incluye la representación del terreno, que en este caso es de un único estrato, los elementos estructurales (pantalla y edificio del trasdós) y las diferentes fases de construcción. Los diferentes elementos de los modelos de cálculo se realizan mediante puntos, líneas y regiones. Éstas últimas se discretizan mediante mallas triangulares de 15 nodos, que permiten un cálculo más preciso que los de 6 nodos.

A fin de simplificar el modelo, y teniendo en cuenta que se considera una dimensión de la parcela de 60m, se modeliza únicamente la mitad de la geometría, creando unas condiciones de simetría en la mitad de la parcela excavada.

Como ya se ha comentado, tanto el edificio como la pantalla se modelizan mediante vigas equivalentes tipo *Mindlin* de tres nodos. Estos elementos

simulan el comportamiento a flexión, axial y cortante de la viga mediante la rigidez a flexión ($E \cdot I$) para la flexión, y la rigidez axial ($E \cdot A$) para los esfuerzos axial y cortante.

3.1.7.3.1. Parámetros del terreno

A continuación se muestra un cuadro con todas las características consideradas:

	General				Parámetros						Interf.
	γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	c_{ref}	φ	ψ	R_{inter}
	kN/m ³	kN/m ³	m/day	m/day	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	°	°	-
<i>London Clay</i>	18	20	0	0	2500	1203	7500	10	25	0	0,6

3.1.7.3.2. Parámetros de la viga equivalente de la pantalla

La pantalla de 60cm de hormigón armado se modeliza como una viga equivalente, con un material de comportamiento elástico y con los siguientes parámetros:

	EA (kN/m)	EI (kN·m ² /m)	d (m)	w (kN/m/m)	v (-)
<i>Pantalla 60cm</i>	$1,638 \times 10^8$	$4,914 \times 10^6$	0,6	15,0	0,2

Para el rozamiento de la pantalla con el terreno, el programa permite crear una superficie de interfície, a la cual se le da un coeficiente de rozamiento. En este caso, se opta por un coeficiente de rozamiento de 0,60, que se debe asignar al material del terreno, tal y como se observa en la tabla de parámetros del mismo.

Aún así, a fin de evitar puntos singulares en la base de la pantalla, el manual del programa recomienda ampliar la superficie de rozamiento un metro por debajo de la base de la pantalla y darle un coeficiente de rozamiento $R_{\text{inter}}=1,00$.

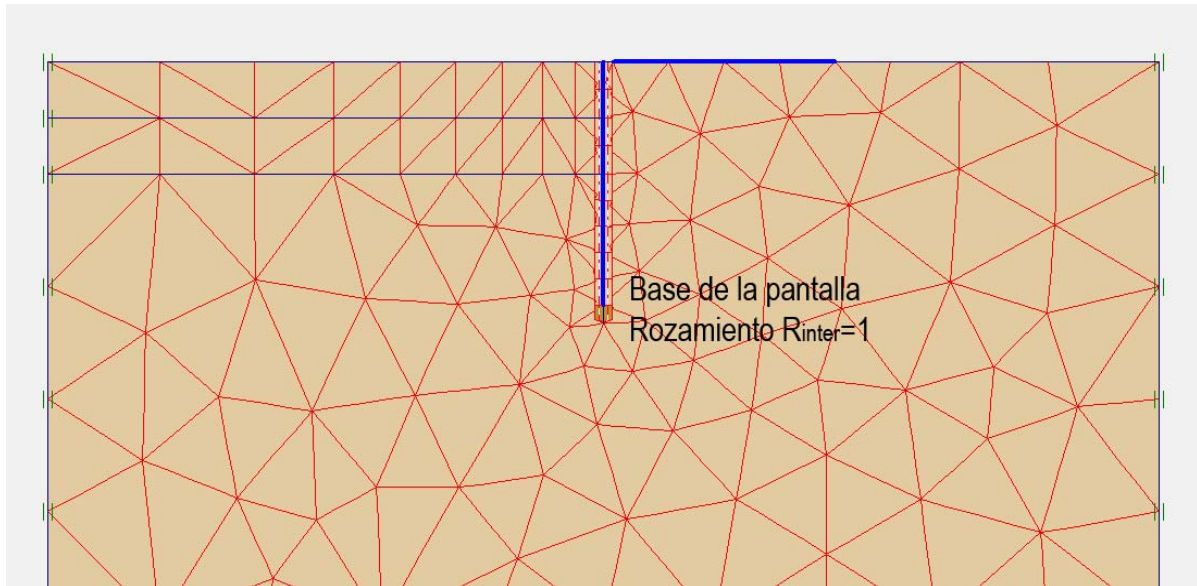


Figura 3.2.q Geometría. Detalle de la base de la clava.

3.1.7.3.3. Parámetros de la viga equivalente del edificio

Como ya se ha comentado, la combinación de rigideces es muy amplia y cubre un gran abanico de posibilidades. Entre ellas, como se podrá observar más adelante, se consideran algunas que se aproximan a valores reales de edificios.

ρ	E	I	A	$E\sigma$	H	EA	EI	α
5,180E-07	273000	0,001	0,7050	33000	12	1,925E+05	3,545E+02	0,486
5,180E-06	273000	0,013	0,7050	33000	12	1,925E+05	3,545E+03	0,486
5,180E-05	273000	0,130	0,7050	33000	12	1,925E+05	3,545E+04	0,486
5,180E-04	273000	1,298	0,7050	33000	12	1,925E+05	3,545E+05	0,486
5,180E-03	273000	12,984	0,7050	33000	12	1,925E+05	3,545E+06	0,486
5,180E-02	273000	129,839	0,7050	33000	12	1,925E+05	3,545E+07	0,486
5,180E-01	273000	1298,393	0,7050	33000	12	1,925E+05	3,545E+08	0,486
5,180E+00	273000	12983,93	0,7050	33000	12	1,925E+05	3,545E+09	0,486
5,180E+01	273000	129839,26	0,7050	33000	12	1,925E+05	3,545E+10	0,486
5,180E+02	273000	1298392,6	0,7050	33000	12	1,925E+05	3,545E+11	0,486

Taula 3.2.b Tabla con diferentes valores para $\alpha=0,486$.

ρ	E	I	A	$E\sigma$	H	EA	EI	α
5,180E-07	273000	0,001	70,4963	33000	12	1,925E+07	3,545E+02	48,60
5,180E-06	273000	0,013	70,4963	33000	12	1,925E+07	3,545E+03	48,60
5,180E-05	273000	0,130	70,4963	33000	12	1,925E+07	3,545E+04	48,60
5,180E-04	273000	1,298	70,4963	33000	12	1,925E+07	3,545E+05	48,60
5,180E-03	273000	12,984	70,4963	33000	12	1,925E+07	3,545E+06	48,60
5,180E-02	273000	129,839	70,4963	33000	12	1,925E+07	3,545E+07	48,60
5,180E-01	273000	1298,393	70,4963	33000	12	1,925E+07	3,545E+08	48,60
5,180E+00	273000	12983,93	70,4963	33000	12	1,925E+07	3,545E+09	48,60
5,180E+01	273000	129839,26	70,4963	33000	12	1,925E+07	3,545E+10	48,60
5,180E+02	273000	1298392,6	70,4963	33000	12	1,925E+07	3,545E+11	48,60

Taula 3.2.c Tabla con diferentes valores para $\alpha=48,60$.

α	E	I	A	$E\sigma$	H	EA	EI	ρ
4,860E-05	273000	1298,393	0,000070	33000	12	1,925E+01	3,545E+08	0,518
4,860E-04	273000	1298,393	0,000705	33000	12	1,925E+02	3,545E+08	0,518
4,860E-03	273000	1298,393	0,007050	33000	12	1,925E+03	3,545E+08	0,518
4,860E-02	273000	1298,393	0,070497	33000	12	1,925E+04	3,545E+08	0,518
4,860E-01	273000	1298,393	0,70497	33000	12	1,925E+05	3,545E+08	0,518
4,860E+00	273000	1298,393	7,0497	33000	12	1,925E+06	3,545E+08	0,518
4,860E+01	273000	1298,393	70,497	33000	12	1,925E+07	3,545E+08	0,518
4,860E+02	273000	1298,393	704,967	33000	12	1,925E+08	3,545E+08	0,518
4,860E+03	273000	1298,393	7049,670	33000	12	1,925E+09	3,545E+08	0,518
4,860E+04	273000	1298,393	70496,703	33000	12	1,925E+10	3,545E+08	0,518

Taula 3.2.d Tabla con diferentes valores para $\rho=0,518$.

α	E	I	A	$E\sigma$	H	EA	EI	ρ
4,860E-05	273000	129839,262	0,000070	33000	12	1,925E+01	3,545E+10	51,80
4,860E-04	273000	129839,262	0,000705	33000	12	1,925E+02	3,545E+10	51,80
4,860E-03	273000	129839,262	0,007050	33000	12	1,925E+03	3,545E+10	51,80
4,860E-02	273000	129839,262	0,070497	33000	12	1,925E+04	3,545E+10	51,80
4,860E-01	273000	129839,262	0,7050	33000	12	1,925E+05	3,545E+10	51,80
4,860E+00	273000	129839,262	7,0497	33000	12	1,925E+06	3,545E+10	51,80
4,860E+01	273000	129839,262	70,497	33000	12	1,925E+07	3,545E+10	51,80
4,860E+02	273000	129839,262	704,967	33000	12	1,925E+08	3,545E+10	51,80
4,860E+03	273000	129839,262	7049,670	33000	12	1,925E+09	3,545E+10	51,80
4,860E+04	273000	129839,262	70496,703	33000	12	1,925E+10	3,545E+10	51,80

Taula 3.2.e Tabla con diferentes valores para $\rho=51,80$.

3.1.7.3.4. *Peso del edificio*

Como ya se ha comentado anteriormente, se combinan tres tipos de cargas (10, 30 y 50kPa/m²) y, con el fin de no aumentar de forma excesiva el número de modelos, se escogen unos cuantos alternados y representativos para incluirles el peso.

Así pues, la matriz de modelos definitiva es la siguiente, con un total de 45 modelos:

		Peso del edificio		
		10kPa	30kPa	50kPa
Rigidez del edificio	Greenfield (rigidez = 0)	$\rho=5,180E-07$	$\rho=5,180E-07$	$\rho=5,180E-07$
		$\rho=5,180E-03$	$\rho=5,180E-03$	$\rho=5,180E-03$
		$\rho=5,180E+01$	$\rho=5,180E+01$	$\rho=5,180E+01$
	$\alpha=0,486$	$\rho=5,180E-07$	$\rho=5,180E-07$	$\rho=5,180E-07$
		$\rho=5,180E-03$	$\rho=5,180E-03$	$\rho=5,180E-03$
		$\rho=5,180E+01$	$\rho=5,180E+01$	$\rho=5,180E+01$
	$\alpha=48,60$	$\rho=5,180E-07$	$\rho=5,180E-07$	$\rho=5,180E-07$
		$\rho=5,180E-03$	$\rho=5,180E-03$	$\rho=5,180E-03$
		$\rho=5,180E+01$	$\rho=5,180E+01$	$\rho=5,180E+01$
	$\rho=0,518$	$\alpha=4,860-E05$	$\alpha=4,860-E05$	$\alpha=4,860-E05$
		$\alpha=4,860-E01$	$\alpha=4,860-E01$	$\alpha=4,860-E01$
		$\alpha=4,860+E03$	$\alpha=4,860+E03$	$\alpha=4,860+E03$
	$\rho=51,80$	$\alpha=4,860-E05$	$\alpha=4,860-E05$	$\alpha=4,860-E05$
		$\alpha=4,860-E01$	$\alpha=4,860-E01$	$\alpha=4,860-E01$
		$\alpha=4,860+E03$	$\alpha=4,860+E03$	$\alpha=4,860+E03$

3.1.7.3.5. Fases del modelo

El cálculo de cada uno de los modelos, se ha dividido en 4 fases que se describen a continuación:

- Fase 1: Fase inicial.

En esta primera fase únicamente se modeliza el terreno y la viga equivalente correspondiente al edificio del trasdós.

- Fase 2: Ejecución pantalla.

En esta fase se modeliza la pantalla y se inicializan los desplazamientos a cero.

- Fase 3: Excavación 3m.

A continuación se empieza a modelizar la excavación, que se divide en dos fases. En esta primera se excavan los tres primeros metros.

- Fase 4: Excavación 6m.

En esta segunda fase, continuación de la anterior, se excavan tres metros más, hasta alcanzar la cota inferior de excavación de 6m.

A continuación se muestran las cuatro fases de cada modelo de cálculo, en la figura 3.2.s:

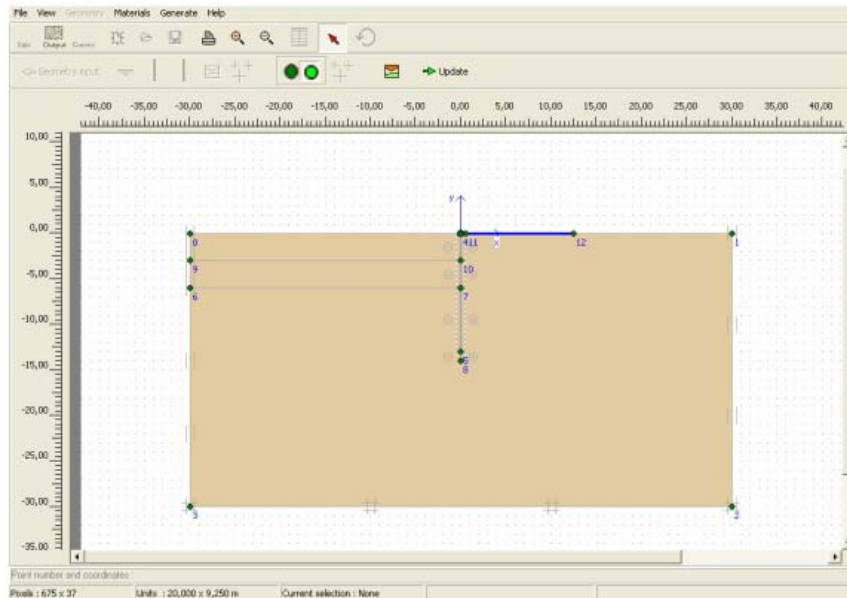


Figura 3.2.r Fase 1. Situación inicial.

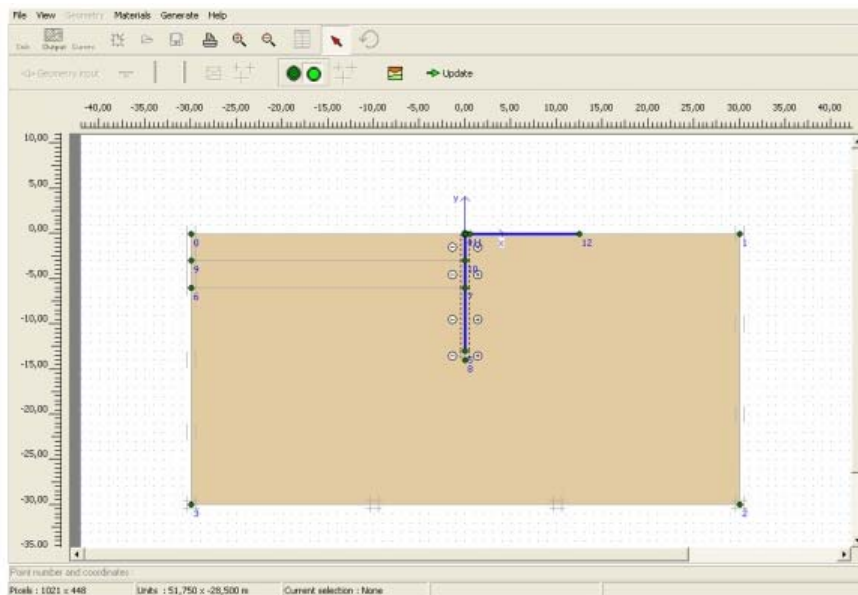


Figura 3.2.s Fase 2. Ejecución pantalla.

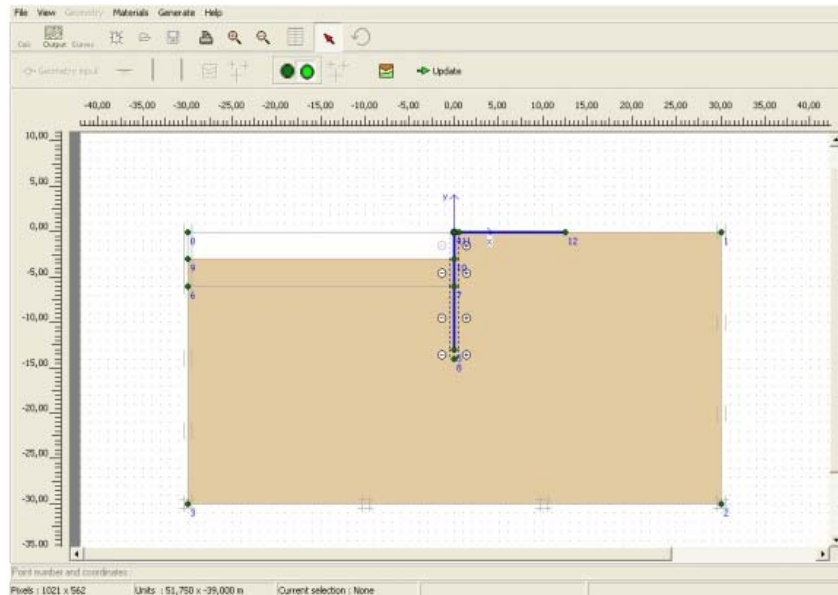


Figura 3.2.t Fase 3: Excavación 3m.

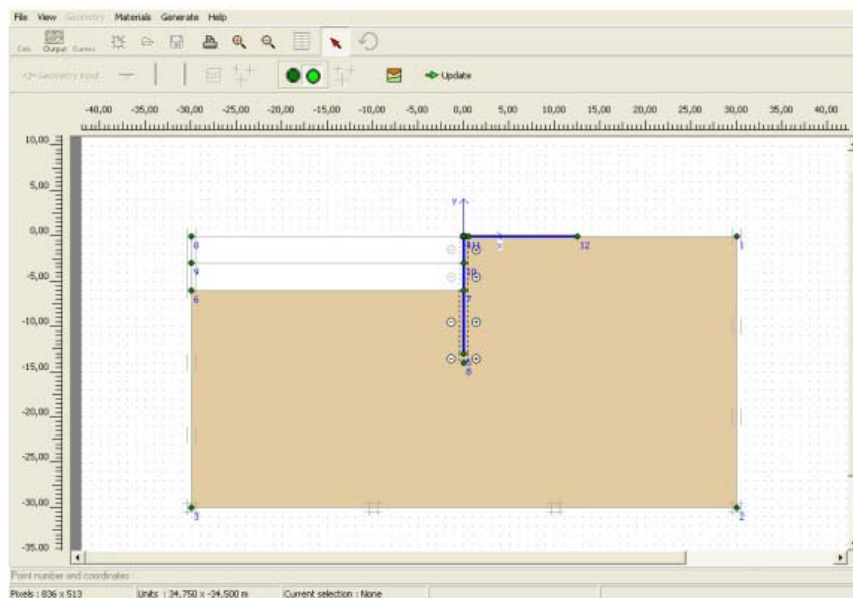


Figura 3.2.u Fase 4: Excavación 6m.

3.1.7.3.6. Número de modelos

Finalmente, a fin de llevar a cabo el estudio, se realizan un total de 87 modelos de cálculo que se dividen de la siguiente manera:

- 1 modelo de cálculo en situación de *Greenfield*.
- 1 modelo de cálculo en situación de *Greenfield* más una viga equivalente sin rigidez axial ni a flexión.
- 40 modelos de cálculo con diferentes combinaciones de rigideces para la viga equivalente y sin peso.
- 45 modelos de cálculo con diferentes combinaciones de rigideces y pesos para la viga equivalente.

3.1.7.4. Efectos de la estructura superficial en los movimientos

Como ya se ha comentado anteriormente, este análisis pretende evaluar la influencia del edificio en el trasdós de una excavación. Tal y como estudiaron los autores citados (**Potts, Addenbrooke y Franzius**), esta influencia se analiza considerando el edificio como una viga equivalente, con unas rigideces axiales y a flexión determinadas. Por otro lado, también se pretende analizar la influencia del peso del edificio y, por esta razón, se realizan modelos de cálculo donde la viga equivalente no tiene peso asignado y modelos de cálculo donde sí que se considera este peso.

3.1.7.4.1. Explicación de tablas y gráficos de resultados

Para cada uno de los 87 modelos de cálculo, se han extraído los resultados de los desplazamientos horizontales y asentamientos verticales del terreno del trasdós de la pantalla, así como los movimientos horizontales de la pantalla.

La comparativa se realiza fijando uno de los parámetros de rigidez y modificando el otro de manera exponencial, a fin de cubrir el máximo de combinaciones posibles y realizar así un estudio amplio. Con tal de simplificar mínimamente los gráficos, éstos se han subdividido en cada uno de los tres parámetros a analizar (desplazamientos horizontales, asentamientos verticales y movimientos horizontales de la pantalla) y cada uno de ellos tiene 4 gráficos, en función de la rigidez fijada (tal y como se subdividen los cuadros en el apartado de parámetros de la viga equivalente del edificio).

Además, los gráficos se repiten para el análisis de la influencia del peso del edificio.

En los próximos apartados se expone cada uno de estos gráficos, mostrando en primer lugar, los casos sin consideración de peso y a continuación los que sí que lo consideran.

En todos los gráficos aparecen siempre dos curvas que corresponden a la situación de *Greenfield* (una sin y la otra con la viga equivalente que representa el edificio, aunque con unas rigideces nulas).

Respecto a los gráficos correspondientes a los modelos con peso del edificio, además de representar la curva en situación de *Greenfield* sin viga equivalente, se muestran siempre cuatro casos, comparándolos con el caso sin peso. Es decir, que para una misma combinación de rigideces (incluyendo el caso de *Greenfield* con viga equivalente) se representen las curvas que corresponden al modelo con 0kPa/m^2 , 10kPa/m^2 , 30kPa/m^2 y 50kPa/m^2 .

3.1.7.4.2. Desplazamientos horizontales sin considerar el peso del edificio

A continuación se muestran los gráficos correspondientes a los desplazamientos horizontales del terreno sin considerar el peso del edificio.

En el eje de abscisas se representa la distancia en horizontal del terreno del trasdós desde la pantalla hacia la derecha. En el eje de ordenadas se representa el desplazamiento horizontal del terreno. Ambos valores se expresan en relación a la excavación total del terreno.

Los dos primeros gráficos hacen referencia a los modelos de cálculo donde se ha fijado la rigidez axial relativa de la viga equivalente en $\alpha=0,486$ y $\alpha=48,60$. Los dos gráficos siguientes hacen referencia a los modelos donde se ha fijado la rigidez a flexión relativa en $\rho=0,518$ y $\rho=51,80$.

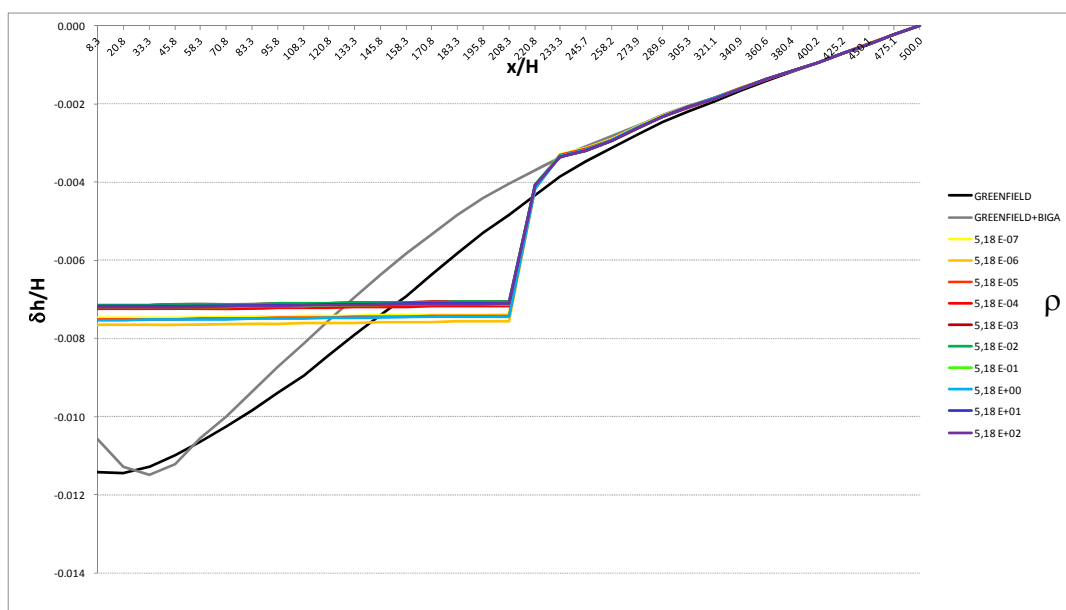


Figura 3.2.v Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$.

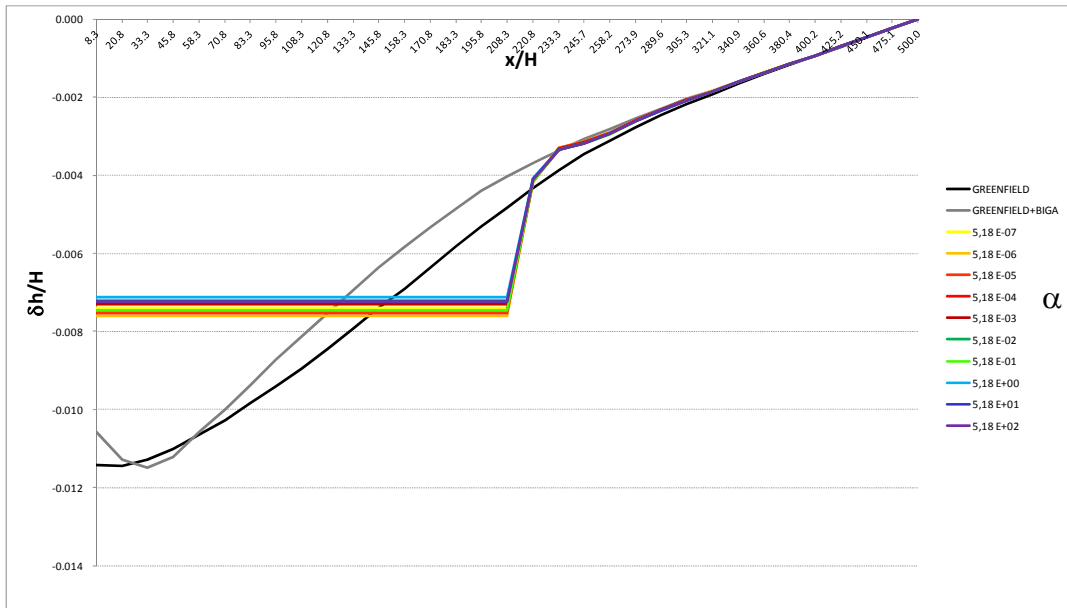


Figura 3.2.w Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$.

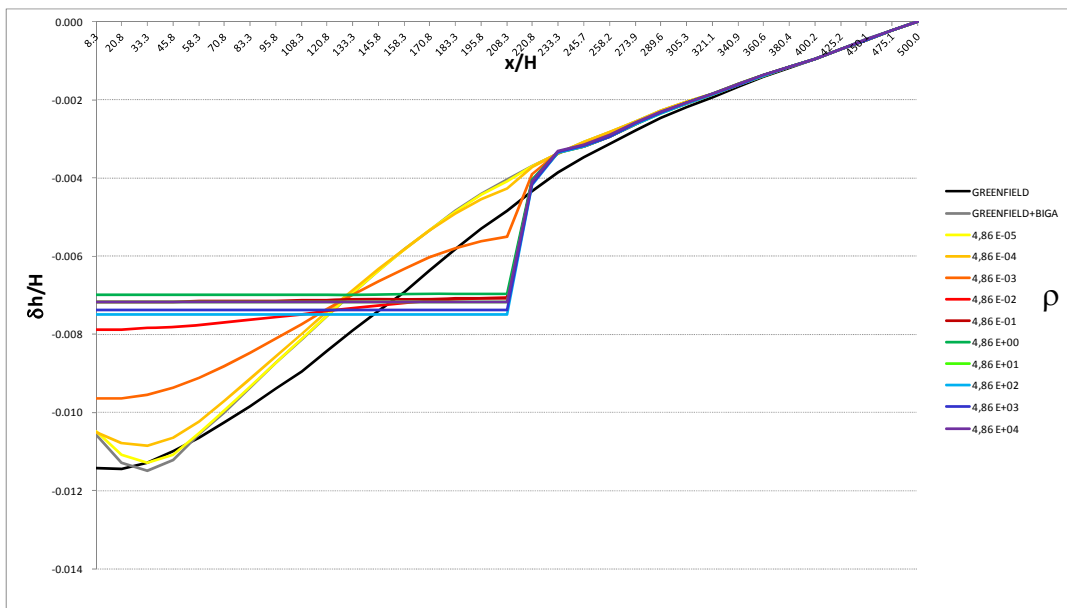


Figura 3.2.x Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 0,518$.

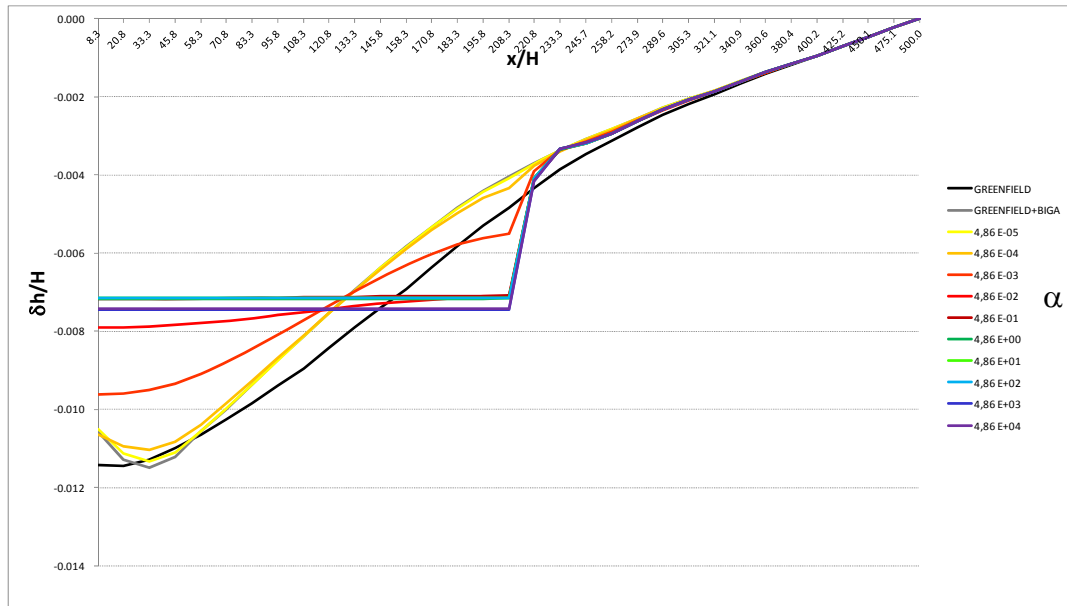


Figura 3.2.y Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 51,80$.

En las figuras 3.2.v y 3.2.w, se puede ver como en todos los casos, excepto en el greenfield y en el de biga con rigidez nula, el comportamiento es muy similar.

Es decir, que para un mismo valor de rigidez axial, $\alpha=0,486$ y $\alpha=48,60$, la variación exponencial de rigidez a flexión no influye en el resultado.

En las figuras 3.2.x y 3.2.y, se observa que el comportamiento no varía al llegar a valores de $\alpha=10^{-2}$; siendo variable hasta valores de $\alpha=10^{-2}$

3.1.7.4.3. Desplazamientos horizontales considerando el peso del edificio

A continuación se muestran los gráficos correspondientes a los desplazamientos horizontales del terreno considerando el peso del edificio.

Los ejes de coordenadas hacen referencia a los mismos parámetros que en el anterior apartado, y los gráficos se organizan de la misma manera.

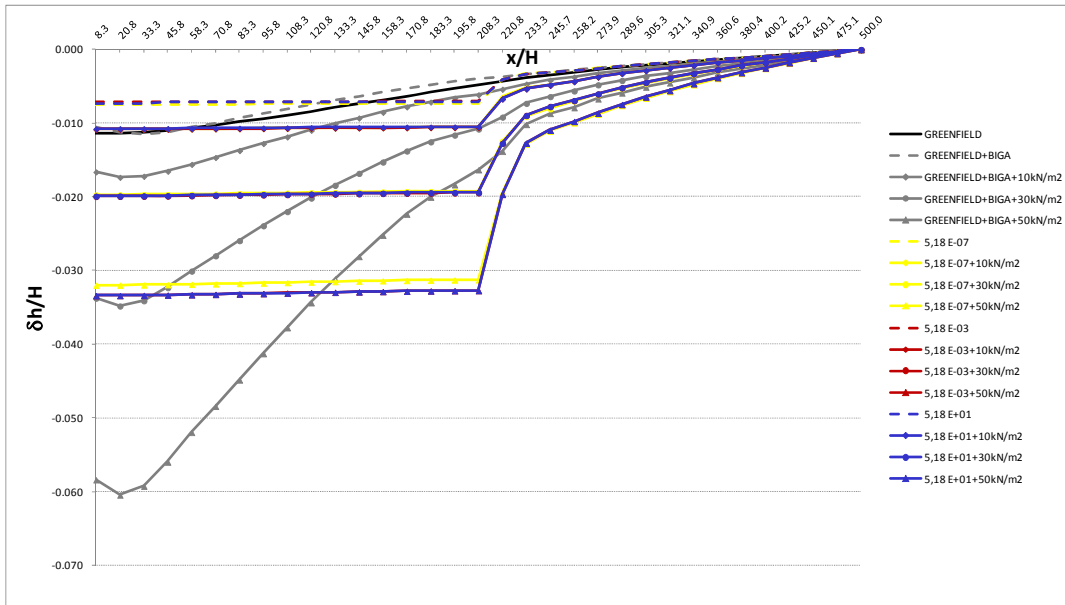


Figura 3.2.z Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$.

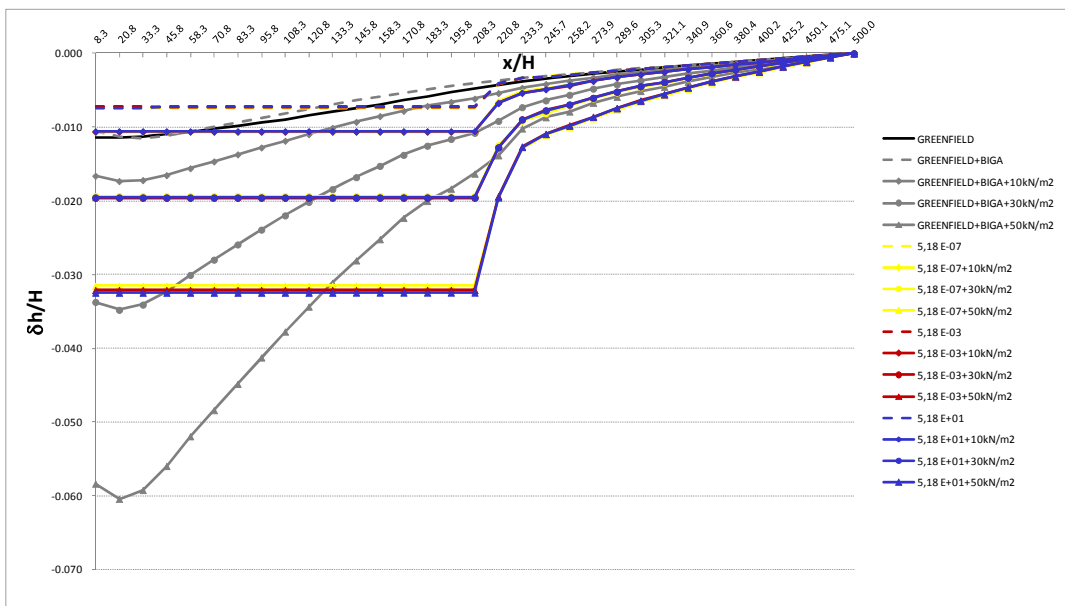


Figura 3.2.aa Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$.

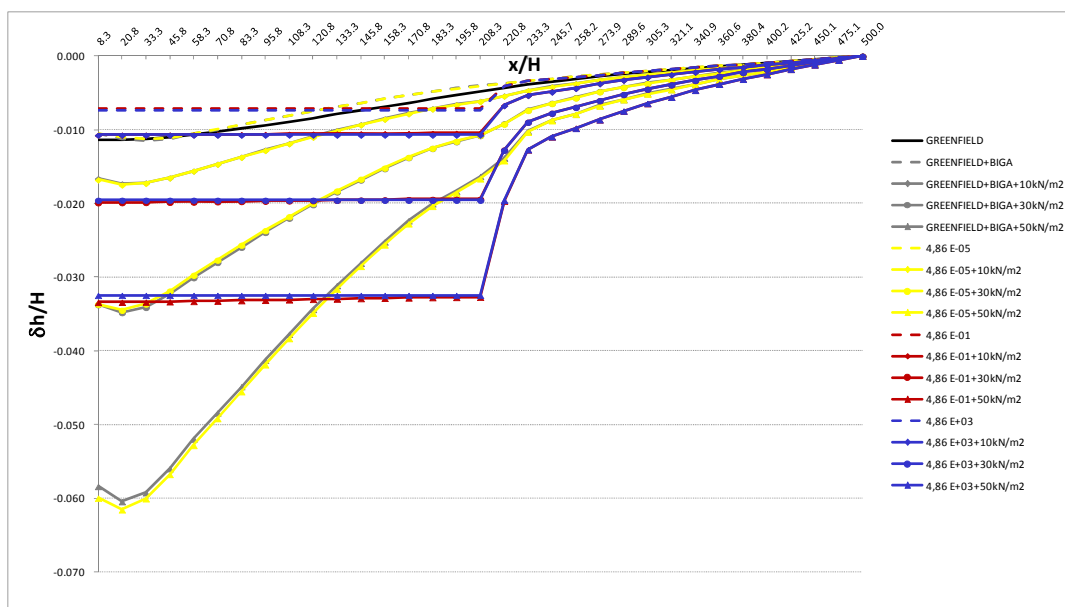


Figura 3.2.ab Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 0,518$.

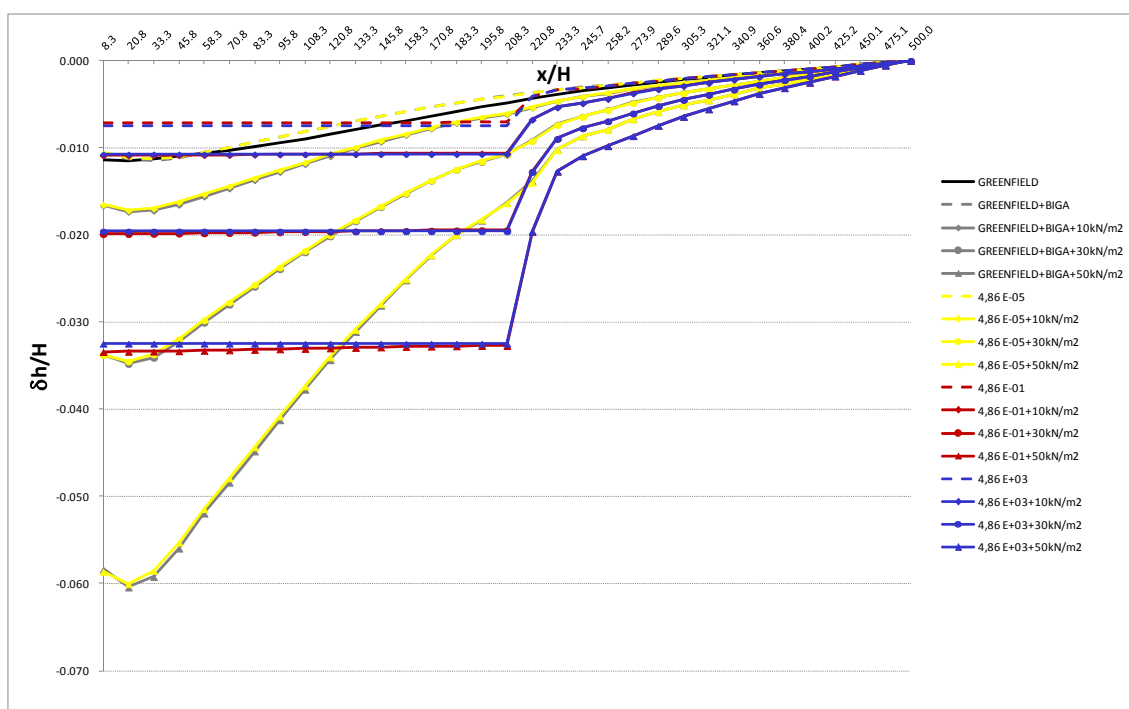


Figura 3.2.ac Desplazamientos horizontales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 51,8$.

Cuando se introduce el peso del edificio, las gráficas se dividen claramente en los tres casos de carga estudiados, dejando en segundo lugar las variaciones de comportamiento en función de las rigideces del edificio.

3.1.7.4.4. Asentamientos verticales sin considerar el peso del edificio

A continuación se muestran los gráficos correspondientes a los asentamientos verticales del terreno sin considerar el peso del edificio.

En el eje de abscisas se representa la distancia en horizontal del terreno del trasdós desde la pantalla hacia la derecha. En el eje de ordenadas se representa el asentamiento vertical del terreno. Ambos valores se expresan en relación a la excavación total del terreno.

Los dos primeros gráficos hacen referencia a los modelos de cálculo donde se ha fijado la rigidez axial relativa de la viga equivalente en $\alpha=0,486$ y $\alpha=48,60$. Los dos gráficos siguientes hacen referencia a los modelos donde se ha fijado la rigidez a flexión relativa en $\rho=0,518$ y $\rho=51,80$.

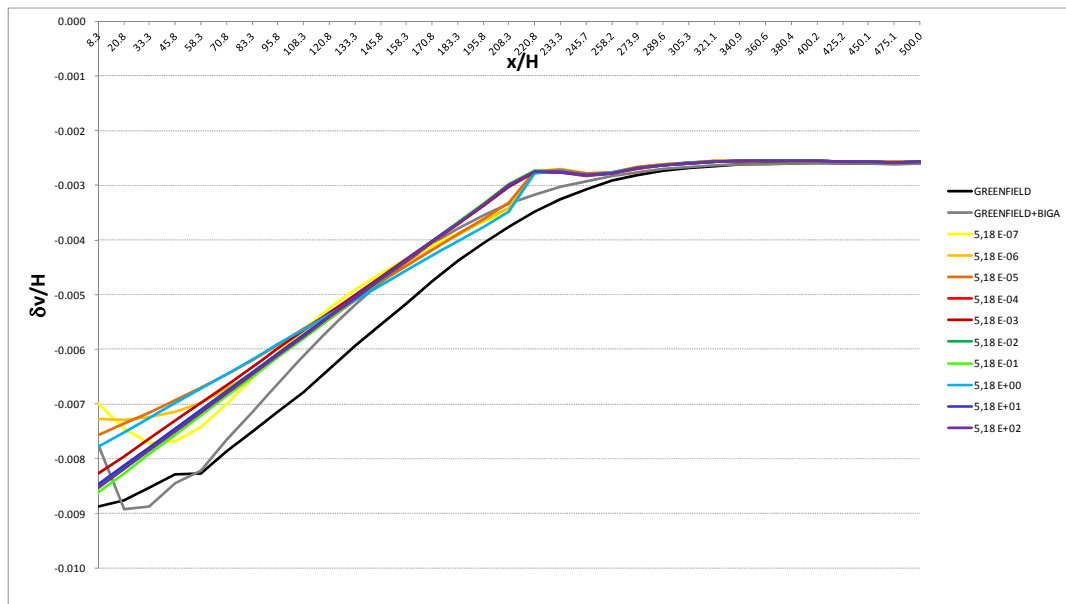


Figura 3.2.ad Asentamientos verticales. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$.

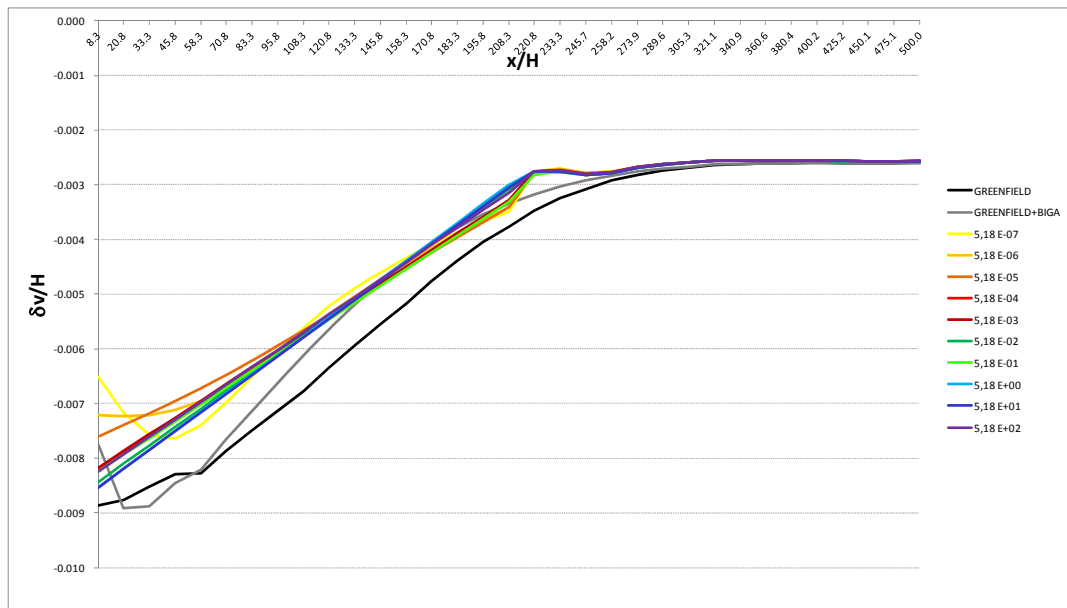


Figura 3.2.ae Asentamientos verticales. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$.

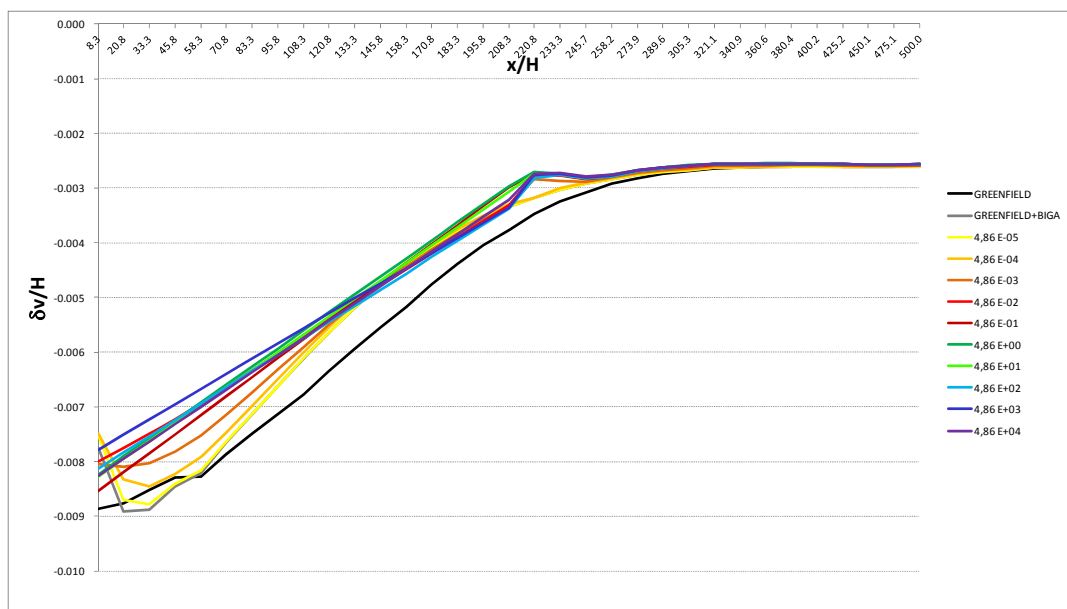


Figura 3.2.af Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 0,518$.

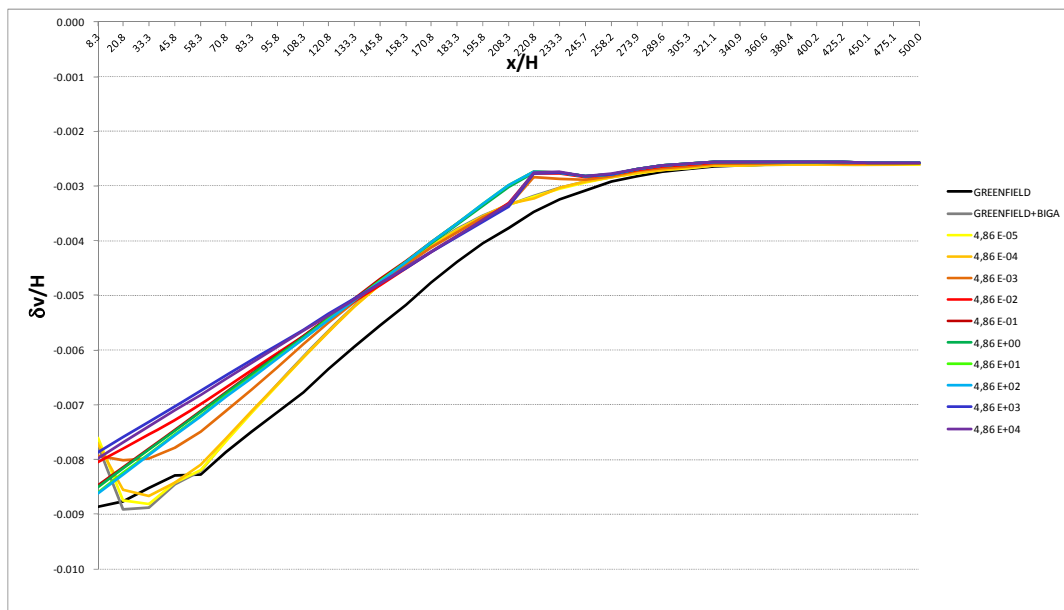


Figura 3.2.ag Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 51,8$.

En el caso de los desplazamientos verticales, se puede ver como su comportamiento es similar en todos los casos estudiados. La rigidez del edificio en este caso no se hace tan evidente.

3.1.7.4.5. Asentamientos verticales considerando el peso del edificio

A continuación se muestran los gráficos correspondientes a los asentamientos verticales del terreno considerando el peso del edificio.

Los ejes de coordenadas hacen referencia a los mismos parámetros que en el anterior apartado, y los gráficos se organizan de la misma manera.

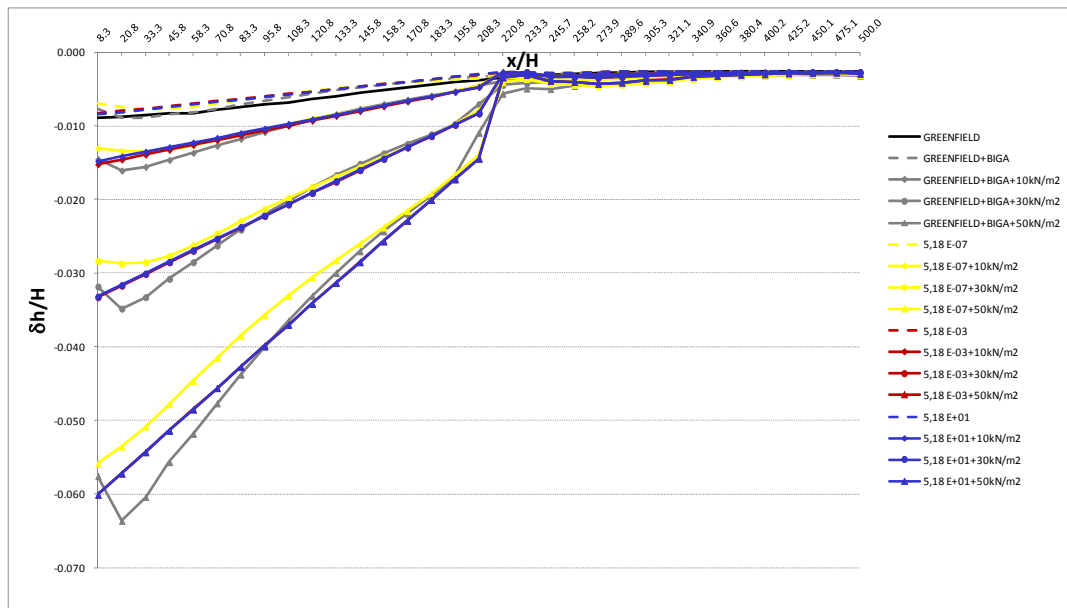


Figura 3.2.ah Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$.

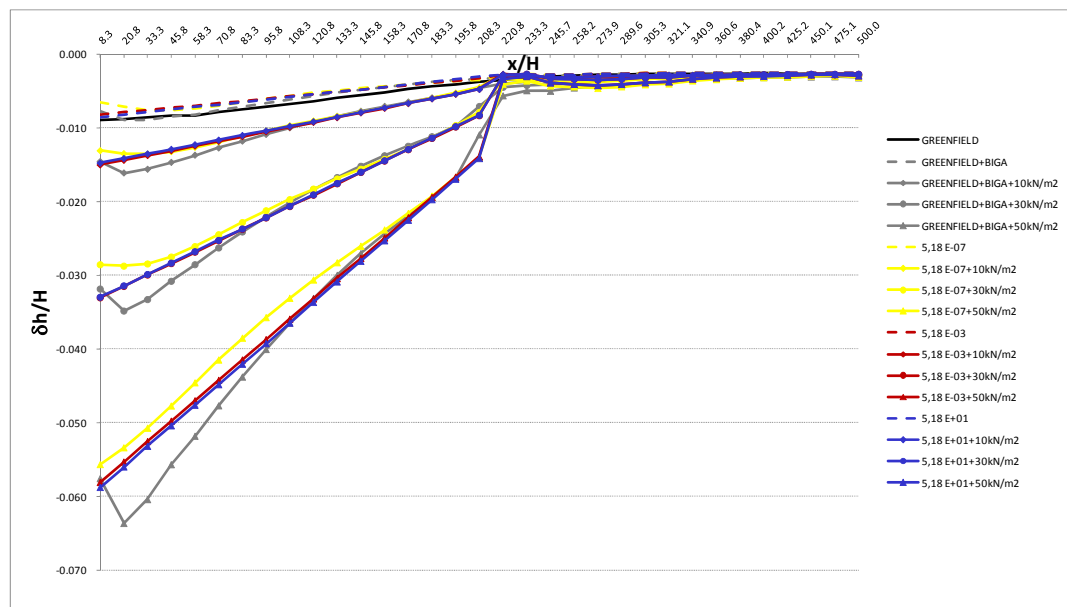


Figura 3.2.ai Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$.

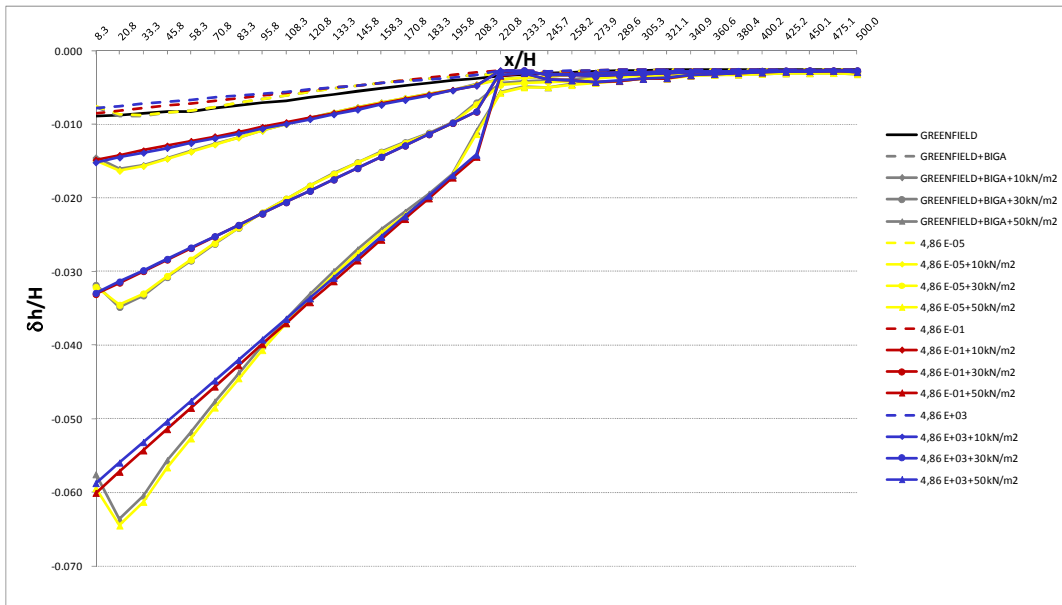


Figura 3.2.aj Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 0,518$.

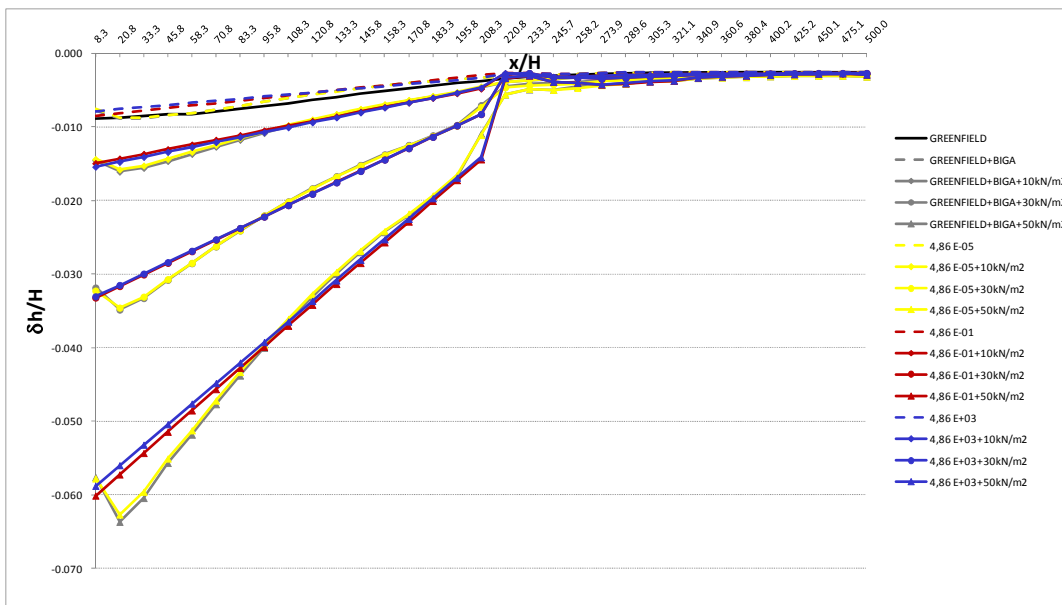


Figura 3.2.ak Asentamientos verticales del terreno. Variaciones de α para $\rho = 51,80$.

El comportamiento bajo el peso del edificio es muy similar que en el caso anterior, se crean tres grupos diferenciados según el caso de carga que se analiza.

3.1.7.4.6. Movimientos horizontales de la pantalla sin considerar el peso del edificio.

A continuación se muestran los gráficos correspondientes a los movimientos horizontales de la pantalla sin considerar el peso del edificio.

En el eje de abscisas se representa el desplazamiento horizontal de la pantalla. En el eje de ordenadas se muestra la profundidad de la pantalla. Ambos valores se expresan en relación a la excavación total del terreno.

Los dos primeros gráficos hacen referencia a los modelos de cálculo donde se ha fijado la rigidez axial relativa de la viga equivalente en $\alpha=0,486$ y $\alpha=48,60$. Los dos gráficos siguientes hacen referencia a los modelos donde se ha fijado la rigidez a flexión relativa en $\rho=0,518$ y $\rho=51,80$.

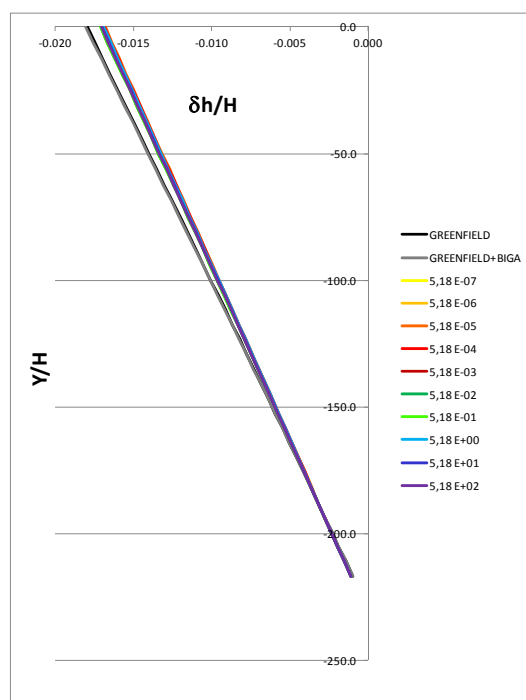


Figura 3.2.a) Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$.

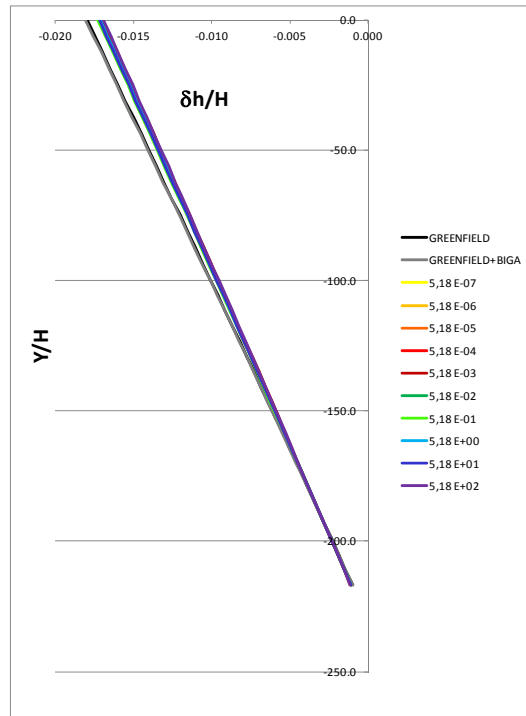


Figura 3.2.am Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$.

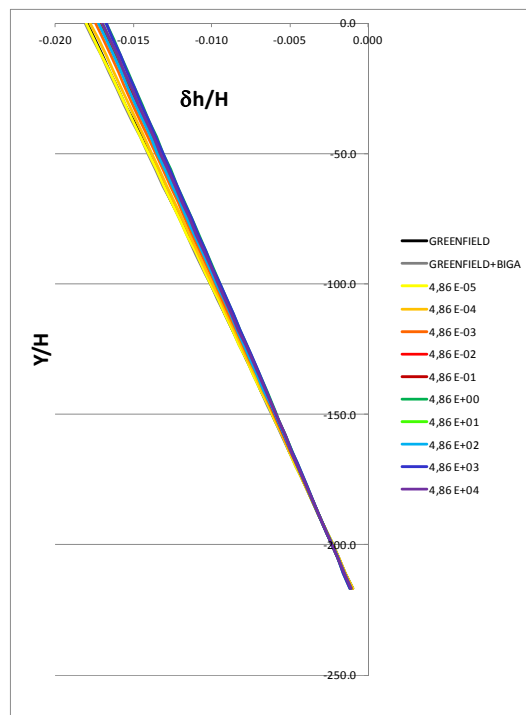


Figura 3.2.an Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de α para $\rho = 0,518$.

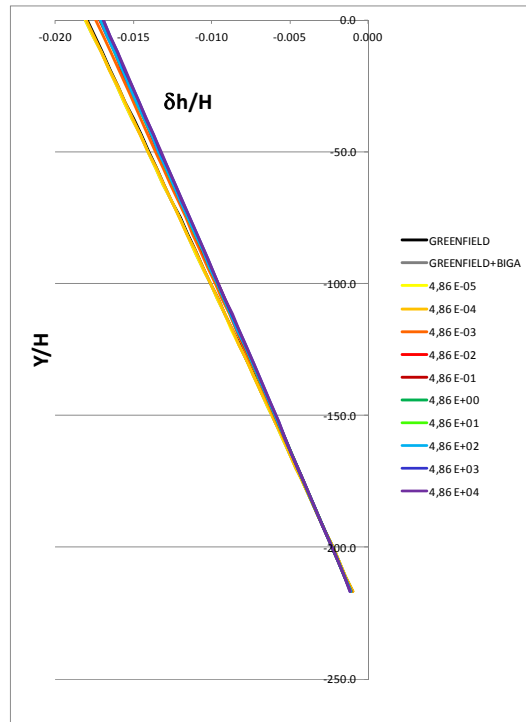


Figura 3.2.ao Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de α para $\rho = 51,80$.

Se puede ver en los gráficos anteriores, referentes a los movimientos horizontales de la pantalla sin considerar el peso del edificio, que se producen distintos valores según las combinaciones de rigideces utilizadas.

Estas variaciones, sin embargo, son muy pequeñas.

3.1.7.4.7. Movimientos horizontales de la pantalla considerando el peso del edificio.

A continuación se muestran los gráficos correspondientes a los movimientos horizontales de la pantalla sin considerar el peso del edificio.

Los ejes de coordenadas hacen referencia a los mismos parámetros que en el anterior apartado, y los gráficos se organizan de la misma manera.

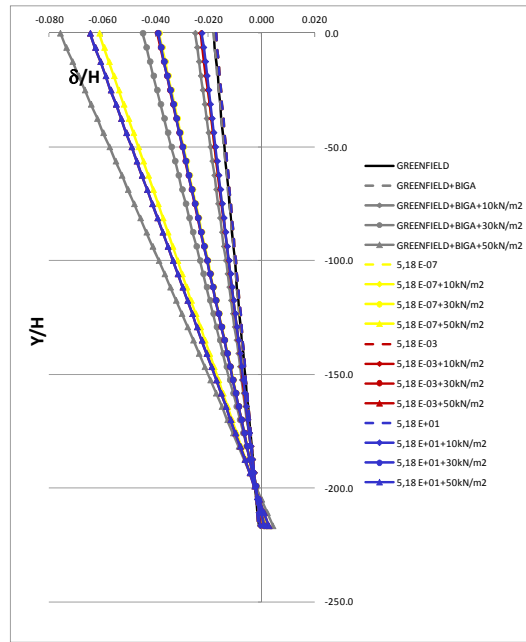


Figura 3.2.ap Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de ρ para $\alpha = 0,486$.

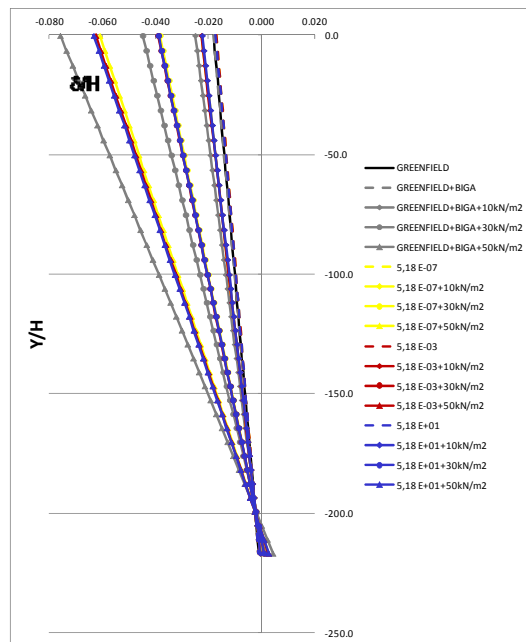


Figura 3.2.aq Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de ρ para $\alpha = 48,6$.

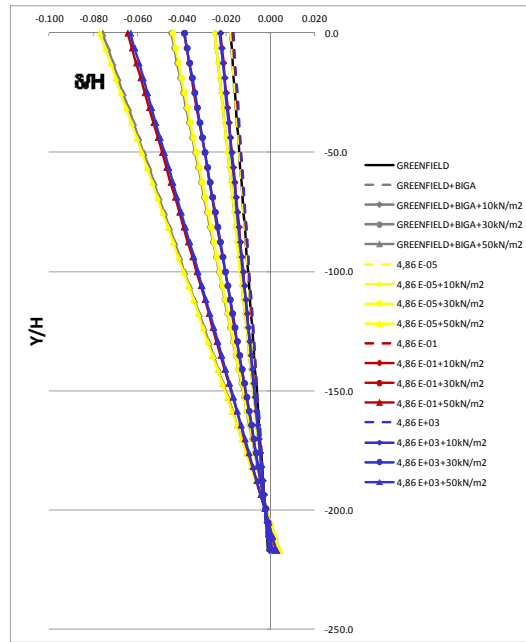


Figura 3.2.ar Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de α para $\rho = 0,518$.

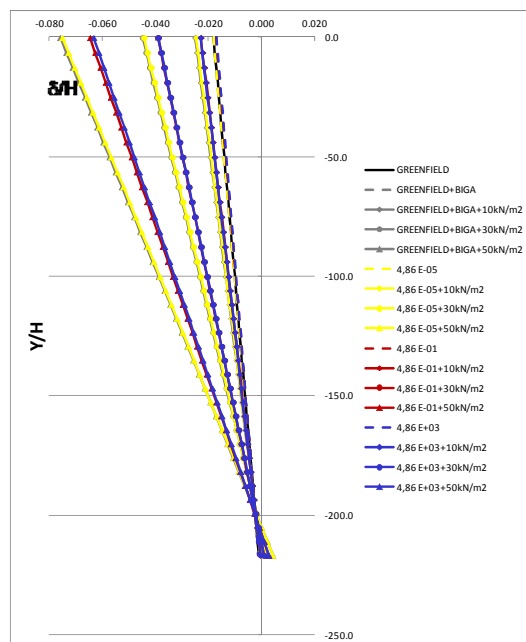


Figura 3.2.as Desplazamientos horizontales de la pantalla. Variaciones de α para $\rho = 51,8$.

Como ha sucedido al considerar el peso del edificio en los casos anteriores, se vuelven a producir los grupos según la carga aplicada, hecho que enfatiza la influencia del peso del edificio en los desplazamientos que se producen.

3.1.8. RESUMEN

Los resultados muestran que tanto la rigidez axial como la rigidez a flexión, así como el peso de la estructura superficial tiene importancia a la hora de considerar los movimientos superficiales que se producen en el trasdós de una pantalla durante la excavación del terreno interior, y que estos movimientos son muy diferentes respecto a aquellos que se producen en una situación de *Greenfield* (sin estructura superficial).

Cabe destacar que los resultados son sensiblemente distintos al caso de excavación de túnel estudiada por Franzius.

En general, se observa que el hecho de considerar la rigidez de la estructura reduce los movimientos en el trasdós de la pantalla y, si se considera el peso del edificio, los movimientos aumentan a medida que aumenta el peso.

Aún así, a continuación se analiza cada uno de estos movimientos y su importancia relativa.

3.1.8.1. Desplazamientos horizontales del terreno del trasdós

Según se observa en los gráficos, los desplazamientos horizontales del terreno varían de manera considerable cuando se modeliza el edificio del trasdós. Se puede observar como la curva del *Greenfield* queda muy por debajo de las otras, reduciéndose del orden de un 30% los desplazamientos en el caso de considerar el edificio.

También vemos como, a partir de cierta combinación de rigideces, el terreno mantiene unas deformaciones constantes. Esta combinación corresponde al orden de magnitud de rigideces de una edificación de entre 4 y 8 plantas, como se podrá comprobar más adelante.

Por otro lado, y respecto a las rigideces, si comparamos los gráficos donde se fija la rigidez axial relativa o la rigidez a flexión relativa observamos como lo que realmente influye en el valor de los desplazamientos horizontales (y por tanto en las tensiones horizontales que se producen en la base del edificio) es la rigidez axial del edificio y no la rigidez a flexión, como era de esperar.

En cuanto al peso del edificio, se observa en los gráficos como las curvas quedan agrupadas por pesos y que, por tanto, la influencia del peso en los movimientos horizontales es mucho más importante que la que producen las

rigideces. Aún así, es importante destacar que, la influencia de las rigideces de la estructura respecto a la situación de *Greenfield* sigue siendo importante, pero que una vez considerada cierta rigidez, el factor determinante es el peso considerado.

Esta conclusión es determinante y, aunque lógica y esperable según la experiencia, no se encontraba descrita en ninguno de los estudios precedentes consultados.

Por último, comentar también que la influencia del peso no es directamente proporcional.

3.1.8.2. Asentamientos verticales del terreno del trasdós

Respecto a los asentamientos verticales en el trasdós de la pantalla, podemos ver cómo, comparando con los gráficos de desplazamientos horizontales, la influencia de las rigideces del edificio no es tan evidente. Si bien es cierto que el comportamiento no es el mismo, las diferencias que se producen son del orden de un 15%, la mitad aproximadamente que en el caso anterior.

Del mismo modo que con los desplazamientos horizontales, a partir de cierta combinación de rigideces, la variación es relativamente pequeña.

Respecto a la influencia del peso del edificio, observamos que el comportamiento es muy similar al caso anterior, es decir, que la influencia del peso es mucho mayor que la de las rigideces de la estructura. En este caso, sin embargo, las variaciones que existen respecto al caso del *Greenfield* (considerando el peso) son más pequeñas que en los desplazamientos horizontales del terreno.

3.1.8.3. Movimientos horizontales de la pantalla

En cuanto a los movimientos horizontales de la pantalla observamos en los gráficos que sí existe cierta variación en los valores de estas si se considera la combinación de rigideces del edificio. Aún así, esta variación es del orden de un 6%; bastante pequeña si se compara con la que se produce si se considera el peso del edificio que varía de la siguiente manera, en los casos más desfavorables:

- Para los edificios de $10\text{kPa/m}^2 \rightarrow 21\%$.
- Para los edificios de $30\text{kPa/m}^2 \rightarrow 54\%$.
- Para los edificios de $50\text{kPa/m}^2 \rightarrow 72\%$.

Por otro lado, si comparamos los desplazamientos que se producen en situación de *Greenfield*, pero considerando el peso del edificio y los modelos

con el edificio y su peso, las variaciones de los desplazamientos varían de la forma siguiente, en los casos más desfavorables:

- Para los edificios de $10\text{kPa/m}^2 \rightarrow 9\%$.
- Para los edificios de $30\text{kPa/m}^2 \rightarrow 14\%$.
- Para los edificios de $50\text{kPa/m}^2 \rightarrow 17\%$.

Por tanto, volvemos a observar como el aumento de los valores de los desplazamientos no es directamente proporcional al aumento del peso y que tiene una importancia considerable el hecho de considerar la combinación de rigideces conjuntamente con el peso del edificio.

En conclusión: estos dos parámetros, la rigidez y el peso del edificio del trasdós de la excavación, tienen una importancia determinante en el comportamiento de todo el conjunto y, por tanto, deben ser siempre considerados en el análisis del caso que nos ocupa.

INFLUENCIA DEL ROZAMIENTO ENTRE EL EDIFICIO EXISTENTE Y EL TERRENO

3.1.9. INTRODUCCIÓN

En este apartado se presenta un estudio paramétrico en el cual se analiza el comportamiento del terreno y del edificio en una excavación superficial en función del coeficiente de rozamiento entre ambos elementos.

Los valores asignados a las vigas equivalentes corresponden a unos valores analíticos que se determinan por el estudio tipológico de edificaciones realizado en el apartado de consideraciones previas.

3.1.10. DESCRIPCIÓN DE LOS PARÁMETROS

Para este estudio se ha utilizado nuevamente el programa Plaxis 2D, desarrollado por la Universidad de Delft. El modelo geométrico incluye la representación del terreno, los elementos estructurales (pantalla y edificio del trasdós) y las diferentes fases de construcción. Los diferentes elementos de los modelos de cálculo se realizan mediante puntos, líneas y regiones. Éstas últimas se discretizan mediante mallas triangulares de 15 nodos, que permiten un cálculo más preciso que el de 6 nodos.

A fin de simplificar el modelo, y teniendo en cuenta que se considera una apertura de la parcela de 60m, se modeliza únicamente la mitad de la geometría, creando unas condiciones de simetría a la mitad de la parcela excavada.

Tanto el edificio como la pantalla se modelizan mediante vigas equivalentes tipo *Mindlin* de tres nodos. Estos elementos simulan el comportamiento a flexión, axial y cortante de la viga mediante la rigidez a flexión ($E \cdot I$) para la flexión y la rigidez axial ($E \cdot A$) para los esfuerzos axial y cortante.

3.1.10.1. Tipo de terreno

Para este estudio, se considera únicamente el terreno tipo cohesivo, ya descrito en apartados anteriores. Los parámetros utilizados en el modelo de cálculo son los siguientes:

	General				Parámetros						Interf.
	γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	C_{ref}	ϕ	ψ	R_{inter}
	kN/m ³	kN/m ³	m/day	m/day	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	°	°	-
Cohesivo	18	20	0	0	8000	8000	24000	20	27	0	0,67

Tabla 3.3.a Parámetros geotécnicos del terreno cohesivo.

En cuanto al nivel freático, la cota del agua se encuentra a una cota de -15m dejando que, en el caso de la excavación de tres sótanos, el freático quede justo por debajo de la base de la pantalla (situada a 13m), de manera que en ninguno de los tres casos de excavación se produzca un empuje del agua contra la pantalla.

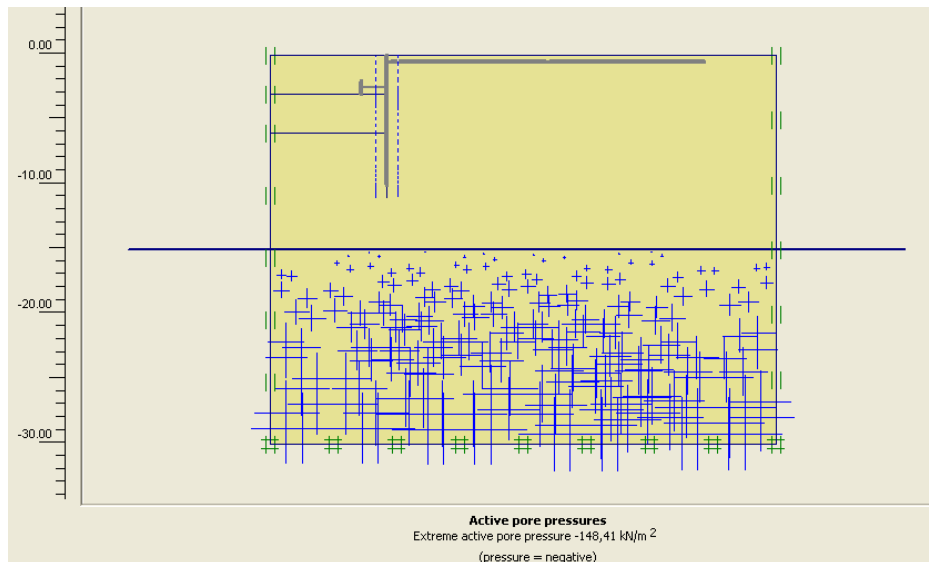


Figura 3.3.a Nivel freático y presión de poro en el caso de terreno cohesivo (-15m).

3.1.10.2. Pantalla de contención

La estructura de la pantalla de contención corresponde a una pantalla continua de hormigón armado con un grueso de 45cm. La clava de la pantalla, a partir de lo explicado en el punto 2.1.2.3 anterior, se decide que sea fija de 4m y, por lo tanto, la longitud de la misma tendrá 7m, 10m y 13m para cada uno de los casos de excavación que se describen en el siguiente punto. En cada caso, se modeliza con una viga equivalente de 13m de longitud y con un coeficiente de rozamiento con el terreno.

La pantalla de 45cm de hormigón armado se modeliza como una viga equivalente con un material de comportamiento elástico y con los siguientes parámetros:

	EA (kN/m)	EI (kN·m ² /m)	d (m)	w (kN/m/m)	v (-)
Pantalla 45cm	1,229 x 10 ⁸	2,073 x 10 ⁶	0,45	15,0	0,2

Tabla 3.3.b Parámetros de cálculo de la pantalla.

3.1.10.3. Interacción pantalla - terreno

A fin de modelizar los movimientos relativos que se producen entre los elementos estructurales y el terreno, el programa utilizado para la modelización cuenta con unos elementos de interfície. Generalmente, las propiedades de resistencia en la zona de contacto entre la pantalla y el terreno acostumbran a ser inferiores que las del estrato adyacente a éstas. En el programa existe la posibilidad de aplicar un coeficiente de reducción, llamado R_{inter} , que relaciona de forma directa las propiedades del terreno con las de la zona de contacto. Así, cuando se utiliza un coeficiente $R_{inter} < 1$, comporta utilizar un rozamiento inferior al del terreno adyacente, comparándolo con el ángulo de rozamiento. En general, y a falta de información complementaria, se recomienda utilizar un valor del coeficiente de reducción del orden de $2/3$, que coincide con los criterios de rozamiento considerado por el CTE. Por tanto, para valorar el rozamiento de la pantalla con el terreno del trasdós, se ha considerado un valor de $R_{inter}=0,67$

Por otro lado, a fin de evitar puntos singulares en la base de la pantalla, el manual del programa recomienda ampliar la superficie de rozamiento un metro por debajo de la base de la pantalla y darle un coeficiente de rozamiento $R_{inter}=1,00$.

3.1.10.4. Profundidad de la excavación

Para el estudio paramétrico se analizan tres tipos de excavaciones diferentes, que equivalen a 1, 2 ó 3 sótanos y que corresponden a 3, 6 y 9m respectivamente.

Cada una de estas excavaciones cuenta con un sistema de apuntalamiento, similar al que se realizaría en una obra actual. Para el caso de un sótano, se plantea la excavación en voladizo, sin ninguna línea de apuntalamiento. Para los casos de dos y tres sótanos, se propone una línea de apuntalamiento por planta, situada 50cm por encima de la cota superior del forjado.

A continuación se muestra un esquema para cada uno de los tres casos:

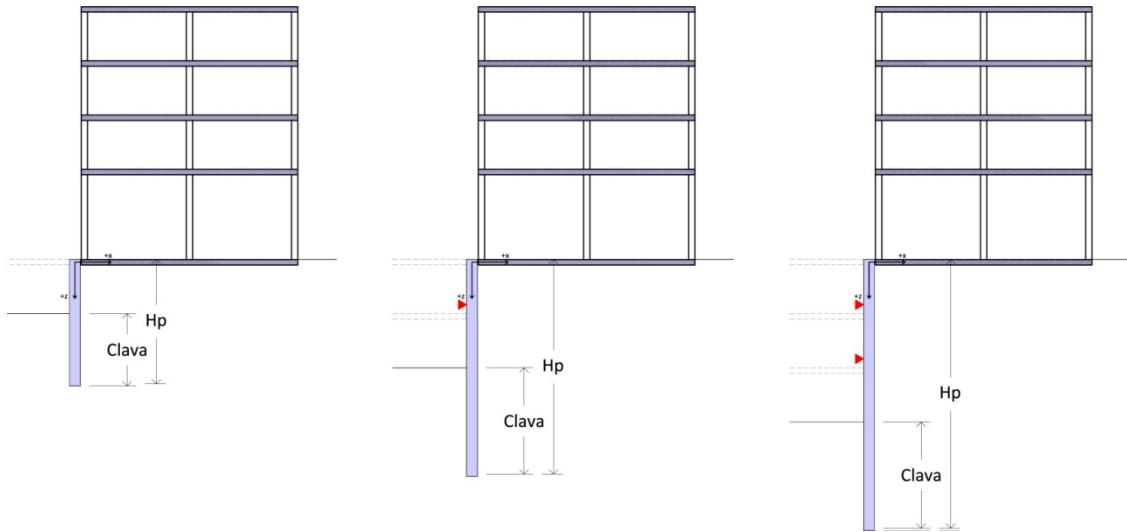


Figura 3.3.b Geometría de los tres casos de excavación.

Para cada una de las profundidades de excavación se crean diferentes fases de ejecución, adaptadas a los modelos de cálculo, que simulan el mismo proceso que se llevaría a cabo en una obra real y que se describen brevemente a continuación:

En el caso con excavación de una planta, 3m de profundidad, consta de tres fases diferenciadas:

- Fase 1: Fase inicial: En esta primera fase únicamente se modeliza el terreno sin excavar y la viga equivalente correspondiente al edificio del trasdós, con sus cargas asociadas.
- Fase 2: Ejecución pantalla: En esta fase se modeliza la pantalla y se inicializan los desplazamientos a cero.
- Fase 3: Excavación 3m: En esta última fase se modeliza la excavación de tres metros de terreno interior.

En el caso con excavación de dos plantas, 6m de profundidad, consta de cinco fases diferenciadas:

- Fase 1: Fase inicial: En esta primera fase únicamente se modeliza el terreno sin excavar y la viga equivalente correspondiente al edificio del trasdós, con sus cargas asociadas.
- Fase 2: Ejecución pantalla: En esta fase se modeliza la pantalla y se inicializan los desplazamientos a cero.
- Fase 3: Excavación 3m: En esta fase se modeliza la excavación de los tres primeros metros de terreno interior.
- Fase 4: Puntal -2,5m: En esta fase se modeliza la colocación de un puntal a la cota -2,5m.

- Fase 5: En esta última fase se modeliza la excavación de tres metros más de terreno interior, llegando así a una excavación total de 6m.

En el caso con excavación de tres plantas, 9m de profundidad, consta de siete fases diferenciadas:

- Fase 1: Fase inicial: En esta primera fase únicamente se modeliza el terreno sin excavar y la viga equivalente correspondiente al edificio del trasdós, con sus cargas asociadas.
- Fase 2: Ejecución pantalla: En esta fase se modeliza la pantalla y se inicializan los desplazamientos a cero.
- Fase 3: Excavación 3m: En esta fase se modeliza la excavación de los tres primeros metros de terreno interior.
- Fase 4: Puntal -2,5m: En esta fase se modeliza la colocación de un puntal a la cota -2,5m.
- Fase 5: Excavación 6m: En esta fase se modeliza la excavación de tres metros más de terreno interior, llegando a la cota -6m.
- Fase 6: Puntal -5,5m: En esta fase se modeliza la colocación de un puntal a la cota -5,5m.
- Fase 7: En esta última fase se modeliza la excavación de los últimos tres metros de terreno interior, llegando así a una excavación total de 9m.

3.1.10.5. Tipología edificatoria

En el capítulo II.3, se presenta un estudio de las tipologías edificatorias más comunes que nos podemos encontrar en las ciudades de Barcelona y Madrid.

Este estudio incluye, finalmente, el estudio de cuatro arquetipos diferentes que corresponden a:

- Arquetipo I Edificio con muros de carga de fábrica mixta
 - casa de cós - s.XVIII.
- Arquetipo II Edificio con paredes de carga de obra de fábrica cerámica
 - edificio Eixample - s.XIX.
- Arquetipo III Edificio de pilares y placas, rígido - s.XX.
- Arquetipo IV Edificio de pilares y placas, flexible - s.XXI.

Para este estudio paramétrico se propone utilizar un único tipo que, en este caso será el arquetipo III de PB+5, es decir, el modelo III.5.

El edificio se modeliza como una viga equivalente que se define por una rigidez axial y una rigidez a flexión, dada por las rigideces de los forjados y de las

paredes o pilares que lo conforman (ver el apartado de consideraciones previas para el cálculo de cada uno de estos parámetros). Con tal de unificar toda la variedad de materiales que se encuentran en cada elemento constructivo, se calculan todos los valores con un módulo de deformación único y equivalente al del hormigón de un valor igual a $2,8 \times 10^7$ kN/m².

La anchura de la viga se da por la tipología edificatoria y es de 12m. A continuación se muestra un resumen final con los valores de los parámetros considerados para cada caso:

	EA (kN/m)	EI (kN·m ² /m)	d (m)	w (kN/m/m)	v (-)
Arquetipo III.5	$4,940 \times 10^7$	$1,963 \times 10^9$	21,837	0,0	0,15

Tabla 3.3.c Parámetros de análisis del modelo III.5.

En cuanto al peso de la viga equivalente, y a fin de reproducir de la forma más precisa la distribución de cargas, se ha considerado más apropiado darle un peso nulo a la viga y aplicar unas cargas lineales o puntuales en el trasdós, en función de la tipología edificatoria de cada uno de los casos.

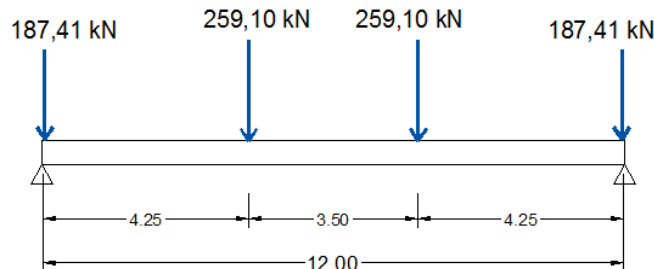


Figura 3.3.c Cargas aplicadas al modelo III.5.

3.1.10.6. Interacción edificio - terreno

Igual que en el caso de la pantalla y el terreno, a fin de modelizar los movimientos relativos que se producen entre los elementos estructurales y el terreno, se aplica un coeficiente de reducción, llamado R_{inter} para relacionar de forma directa las propiedades del terreno con las de la zona de contacto.

En la siguiente figura se observa la franja de interacción entre la viga equivalente, que representa al edificio 3.5, y el terreno que lo soporta.

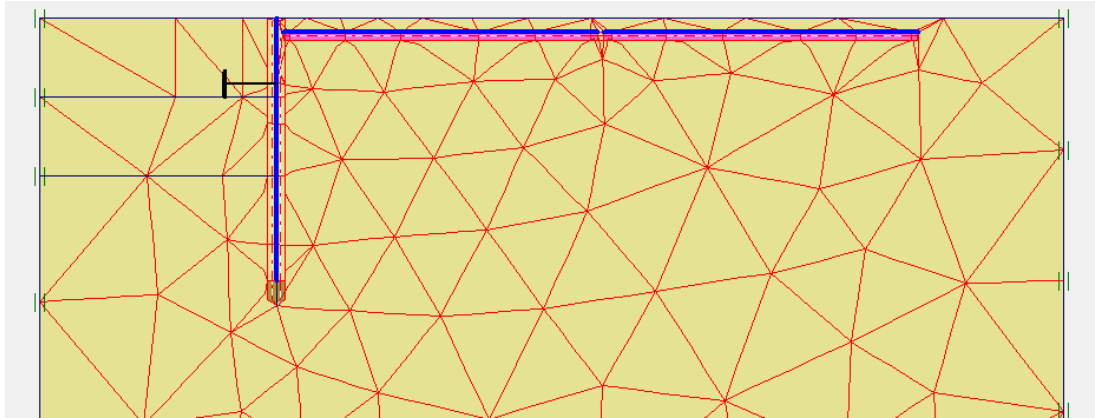


Figura 3.3.d Modelo III.5 en Plaxis 2D.

3.1.10.7. Rozamiento edificio – terreno

Igual que en el caso del rozamiento entre la pantalla y el terreno, para modelizar los movimientos relativos que se producen entre los elementos estructurales y el terreno, se aplica un coeficiente de reducción, llamado R_{inter} , para relacionar de forma directa las propiedades del terreno con las de la zona de contacto, que puede ser muy distinto según la cimentación con la que cuenta el edificio vecino.

Así pues se definen distintos valores de R_{inter} , para diferenciar los distintos tipos de cimentación según su rozamiento con el terreno.

Éste es el parámetro variable para este estudio, y en este caso, se han tomado cuatro tipos de rozamiento para evaluar su comportamiento:

- $R_{inter} = 1,00$
- $R_{inter} = 0,67$
- $R_{inter} = 0,33$
- $R_{inter} = 0,10$

3.1.10.8. Número de modelos

Así pues, a fin de llevar a cabo el estudio, los parámetros que se combinan son los siguientes:

- Un tipo de terreno: cohesivo.
- Tres profundidades de excavación: 3m, 6m y 9m.
- Una tipología edificatoria: arquetipo III.
- Una altura de edificación: PB+5.
- Cuatro tipos de rozamientos bajo el edificio: 1,00; 0,67; 0,33 y 0,10.
-

Esto significa un total de 12 modelos de cálculo.

		COHESIVO		
		h	3	6
MODELO 3.5	R_{inter}			
	0,10	1		
	0,33			
	0,67			
	1,00			12

Tabla 3.3.d Los doce modelos de análisis.

3.1.11. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

A continuación se muestran las tablas de resultados de los movimientos, tanto verticales como horizontales, de los pilares (P1, P2, P3 y P4) en función de las profundidades de excavación y de los valores de rozamiento entre el edificio y el terreno.

3.1.11.1. Profundidad 3m

	TERRENO COHESIVO - MOVIMIENTOS EDIFICIO (mm)							
	3m							
	P1		P2		P3		P4	
	dx	dy	dx	dy	dx	dy	dx	dy
EDIFICIO 1,00	-8,057	-16,992	-8,053	-10,648	-8,050	-6,172	-8,046	0,165
EDIFICIO 0,67	-8,439	-16,869	-8,436	-10,440	-8,433	-5,905	-8,429	0,516
EDIFICIO 0,33	-9,666	-17,675	-9,663	-10,849	-9,661	-6,033	-9,659	0,787
EDIFICIO 0,10	-10,948	-23,327	-10,946	-14,606	-10,945	-8,452	-10,943	0,263

	TERRENO COHESIVO - MOVIMIENTOS TERRENO (mm)							
	3m							
	P1		P2		P3		P4	
	dx	dy	dx	dy	dx	dy	dx	dy
TERRENO 1,00	-10,813	-17,250	-8,262	-10,581	-7,563	-6,119	-5,773	0,007
TERRENO 0,67	-12,363	-17,371	-8,856	-10,294	-7,453	-5,786	-5,277	0,219
TERRENO 0,33	-15,433	-18,964	-10,330	-10,276	-7,148	-5,555	-4,635	0,177
TERRENO 0,10	-19,311	-23,154	-11,876	-10,092	-6,796	-4,738	-5,227	-0,022

Tabla 3.3.e Desplazamientos edificio y terreno para profundidad de 3m.

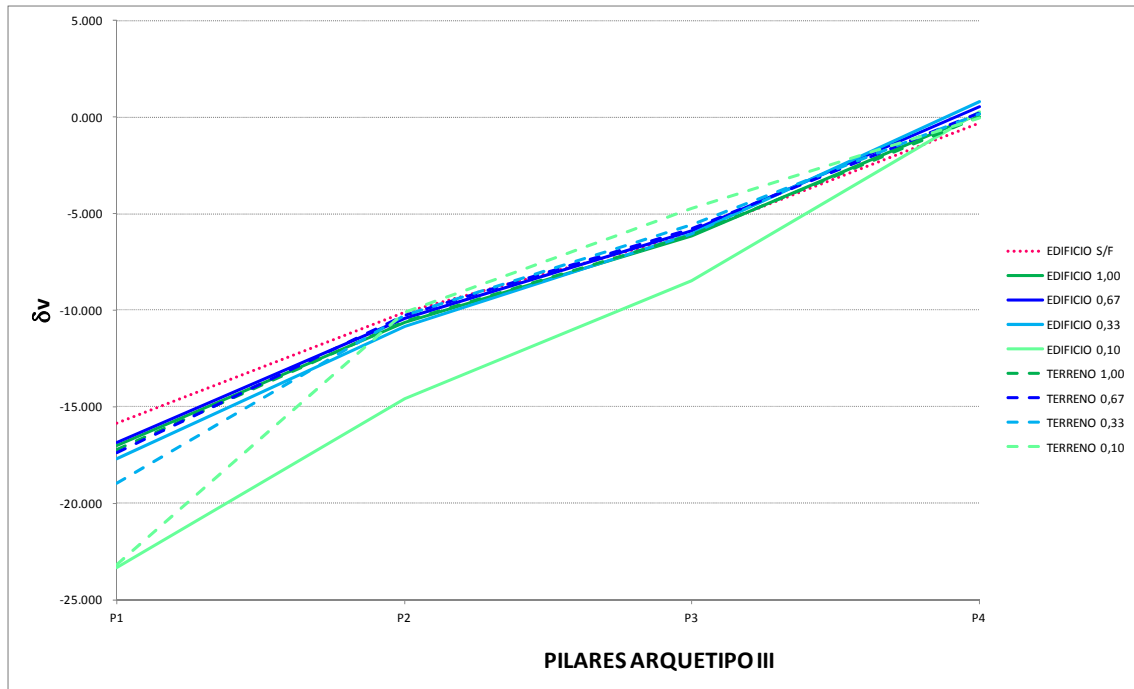


Figura 3.3.e Desplazamiento vertical en mm - excavación 3m en mm.

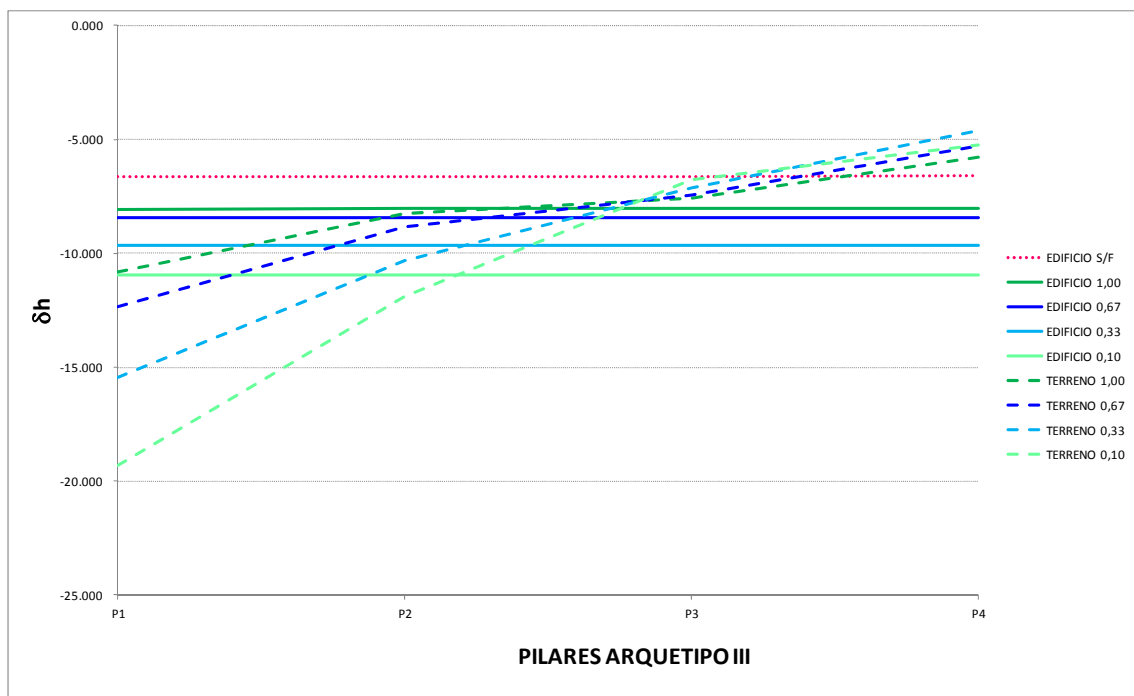


Figura 3.3.f Desplazamientos horizontales en mm - excavación 3m en mm.

3.1.11.2. Profundidad 6m

TERRENO COHESIVO - MOVIMIENTOS EDIFICIO (mm)								
6m								
	P1		P2		P3		P4	
	dx	dy	dx	dy	dx	dy	dx	dy
EDIFICIO 1,00	-7,098	-17,086	-7,096	-11,558	-7,094	-7,657	-7,090	-2,132
EDIFICIO 0,67	-7,190	-17,048	-7,188	-11,519	-7,186	-7,617	-7,183	-2,091
EDIFICIO 0,33	-8,046	-18,225	-8,044	-12,183	-8,043	-7,919	-8,041	-1,880
EDIFICIO 0,10	-8,393	-18,592	-8,391	-12,378	-8,390	-7,993	-8,389	-1,782

TERRENO COHESIVO - MOVIMIENTOS TERRENO (mm)								
6m								
	P1		P2		P3		P4	
	dx	dy	dx	dy	dx	dy	dx	dy
TERRENO 1,00	-8,586	-17,185	-7,569	-11,531	-7,065	-7,636	-5,359	-2,203
TERRENO 0,67	-9,249	-17,283	-8,032	-11,463	-7,091	-7,569	-4,908	-2,214
TERRENO 0,33	-10,287	-18,020	-9,346	-11,918	-7,481	-7,703	-4,591	-2,088
TERRENO 0,10	-11,075	-18,332	-10,092	-12,024	-7,629	-7,703	-4,184	-2,053

Tabla 3.3.f Desplazamientos edificio y terreno para profundidades de 6m.

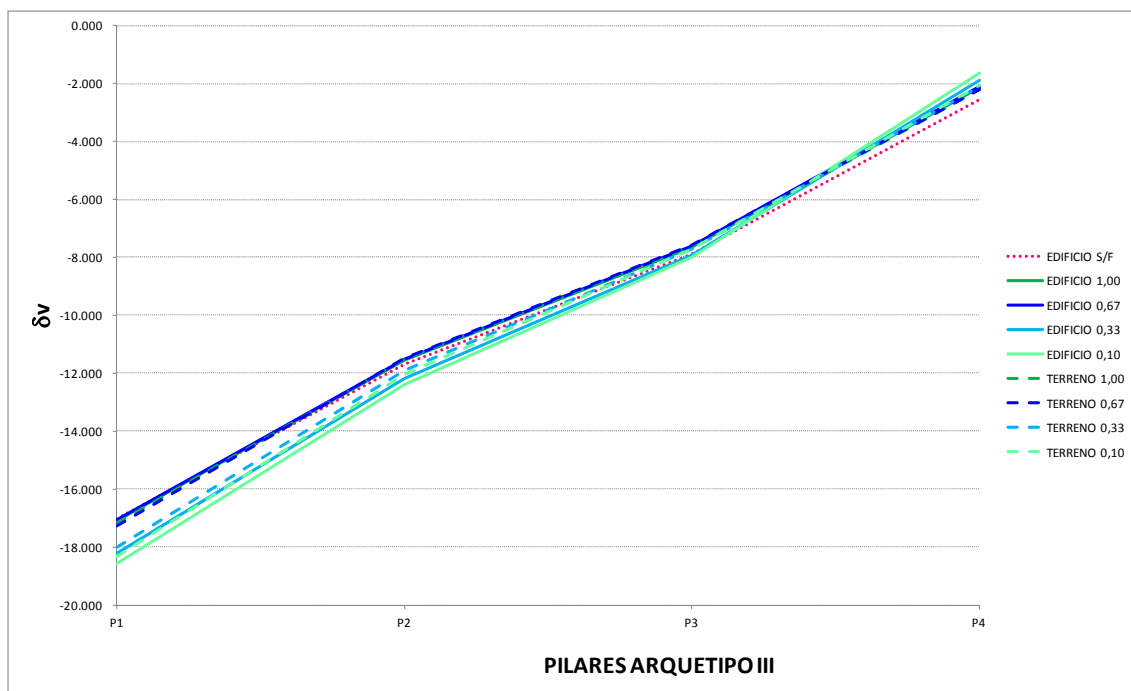


Figura 3.3.g Desplazamientos verticales en mm - excavación 6m en mm.

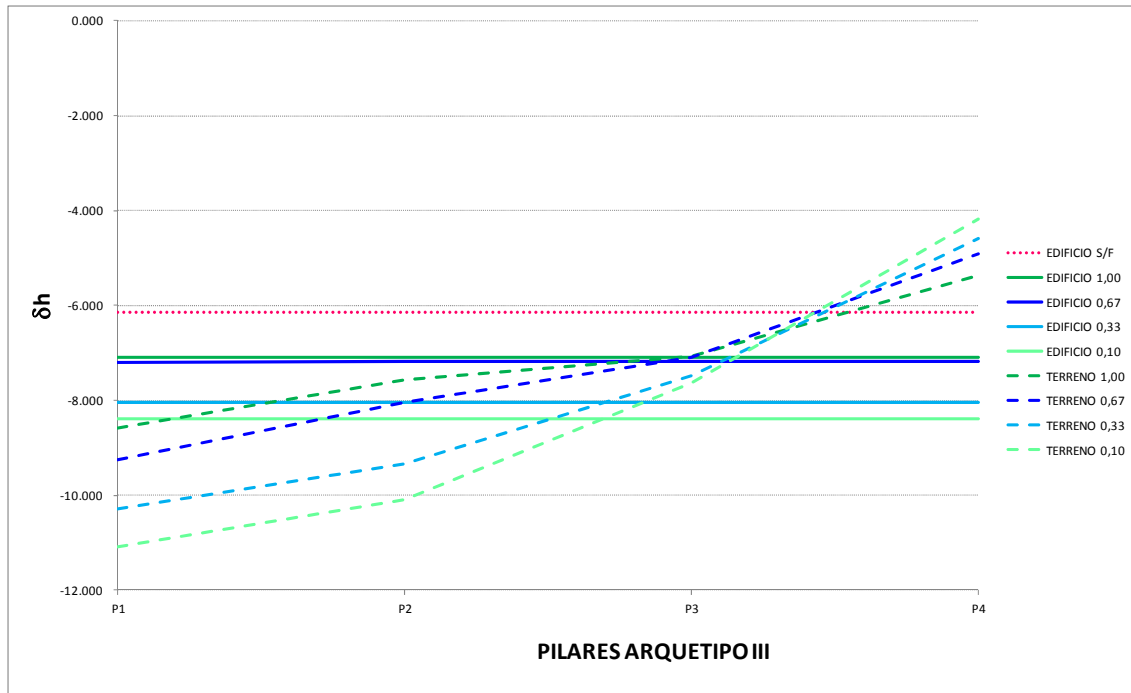


Figura 3.3.h Desplazamientos horizontales en mm - excavación 6m en mm.

3.1.11.3. Profundidad 9m

TERRENO COHESIVO - MOVIMIENTOS EDIFICIO (mm)								
9m								
	P1		P2		P3		P4	
	dx	dy	dx	dy	dx	dy	dx	dy
EDIFICIO 1,00	-6,756	-20,932	-6,756	-15,540	-6,755	-11,736	-6,753	-6,347
EDIFICIO 0,67	-6,904	-21,861	-6,904	-16,087	-6,903	-12,013	-6,902	-6,241
EDIFICIO 0,33	-6,863	-22,081	-6,863	-16,123	-6,862	-11,919	-6,861	-5,964
EDIFICIO 0,10	-8,956	-26,937	-8,955	-19,314	-8,955	-13,935	-8,954	-6,315

TERRENO COHESIVO - MOVIMIENTOS TERRENO (mm)								
9m								
	P1		P2		P3		P4	
	dx	dy	dx	dy	dx	dy	dx	dy
TERRENO 1,00	-7,590	-21,007	-7,329	-15,517	-7,122	-11,731	-5,786	-6,391
TERRENO 0,67	-8,285	-21,939	-8,025	-16,033	-7,626	-11,994	-5,868	-6,314
TERRENO 0,33	-8,284	-21,370	-8,958	-15,885	-8,200	-11,804	-5,679	-5,988
TERRENO 0,10	-9,378	-21,528	-10,463	-16,566	-9,375	-12,123	-7,018	-5,750

Tabla 3.3.g Desplazamientos edificio y terreno para profundidades de 9m.

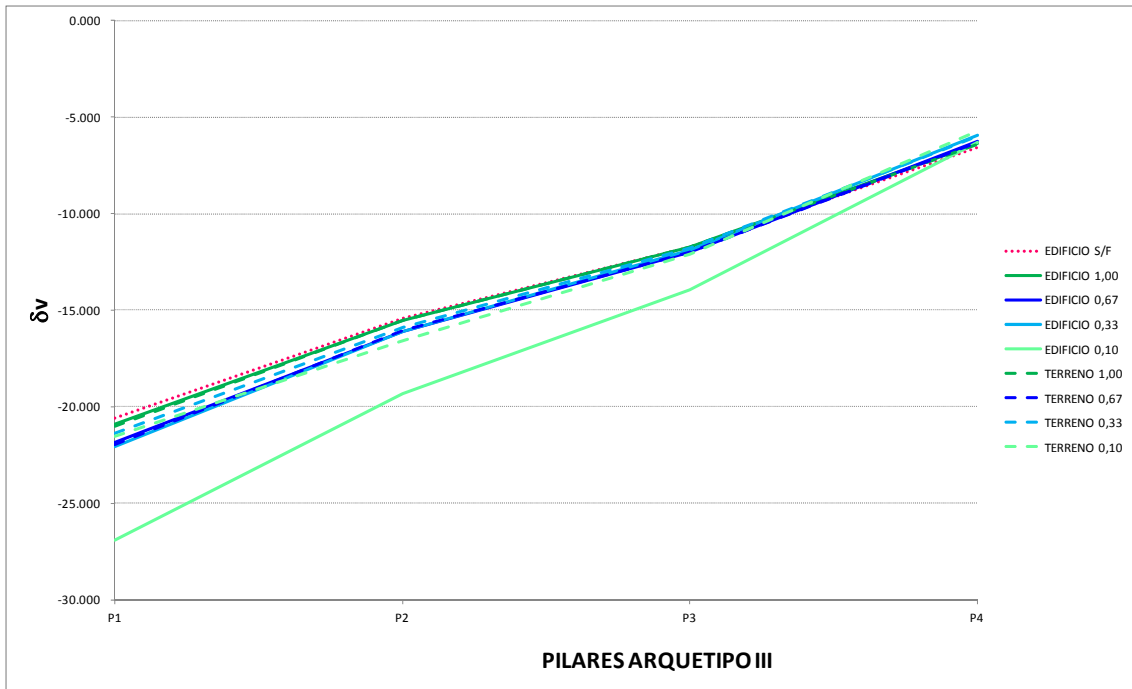


Figura 3.3.i Desplazamientos verticales en mm - excavación 9m en mm.

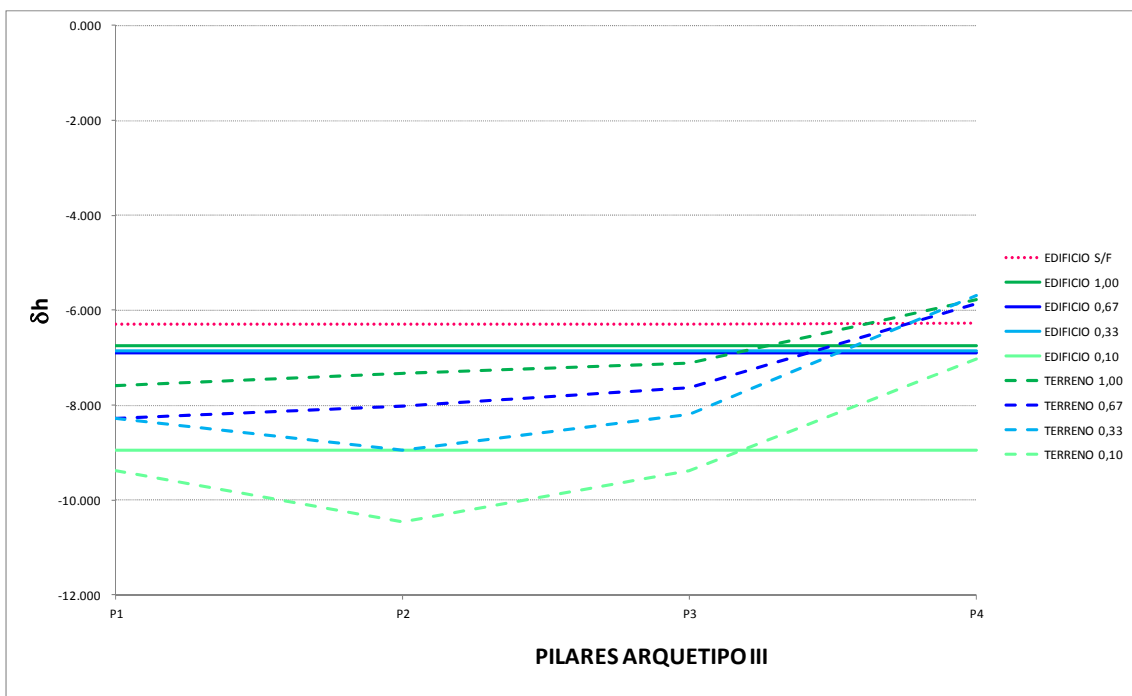


Figura 3.3.j Desplazamientos horizontales en mm - excavación 9m en mm.

3.1.12. RESUMEN

En general, se observa que, a más libertad de rozamiento (es decir cuando el valor de R_{inter} es más bajo), mayor es la diferencia del comportamiento del terreno y del comportamiento del edificio. Aunque por otro lado, en esta misma situación el terreno se desplaza más porque no queda coartado por la rigidez axial de la viga equivalente.

Analizaremos por separado los resultados de los desplazamientos en vertical y en horizontal, pues su comportamiento va íntimamente ligado a las rigideces de la viga: la rigidez a flexión afecta básicamente a los desplazamientos verticales y la rigidez a axial afecta en mayor medida a los desplazamientos horizontales.

3.1.12.1. Desplazamientos verticales

En la siguiente gráfica podemos observar una comparativa de los movimientos verticales entre los diferentes valores de rozamiento adoptados para el estudio paramétrico y para cada una de las tres profundidades de excavación, correspondientes al primer punto de la viga equivalente (el más próximo a la pantalla). Los valores que se muestran son la diferencia en % que existe entre los movimientos del terreno y los del edificio.

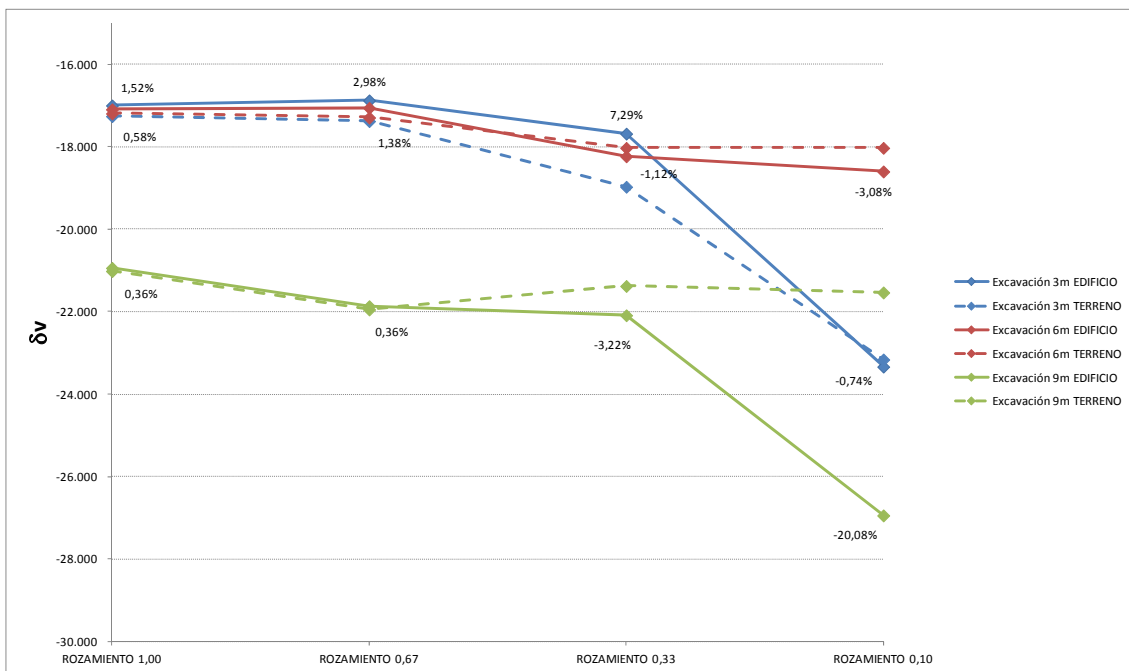


Figura 3.3.k Resumen de desplazamientos verticales en mm.

Como se observa en la gráfica, el comportamiento del edificio y del terreno a movimientos verticales es bastante similar, lo que explica que la rigidez a flexión no tenga una influencia destacable.

Por otro lado, también se observa cómo, a mayor libertad de rozamiento (valores más bajos de R_{inter}), los movimientos horizontales son mayores.

3.1.12.2. Desplazamientos horizontales

En la siguiente gráfica podemos observar una comparativa de los movimientos horizontales entre los diferentes valores de rozamiento adoptados para el estudio paramétrico y para cada una de las tres profundidades de excavación, correspondientes al primer punto de la viga equivalente (el más próximo a la pantalla). Los valores que se muestran son la diferencia en % que existe entre los movimientos del terreno y los del edificio.

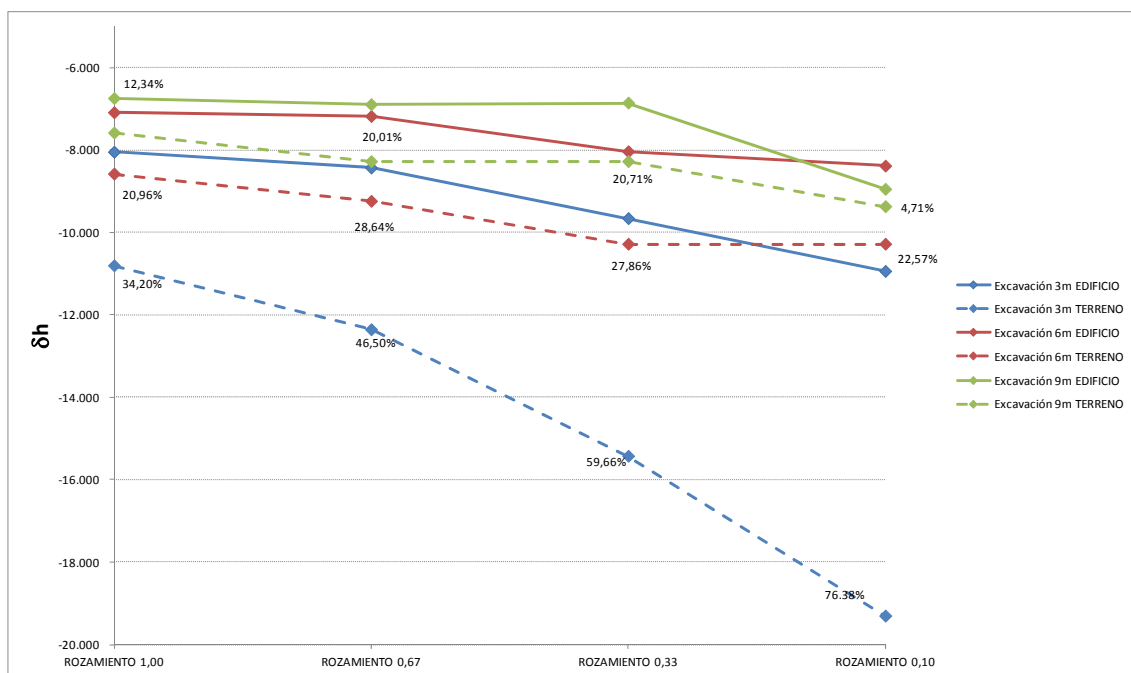


Figura 3.3.I Resumen de desplazamientos horizontales en mm.

En referencia a los movimientos del edificio, vemos como la influencia de la rigidez axial de ésta es muy grande, superior a un valor de $\alpha=10^{-2}$. Esta rigidez es tan elevada que el edificio se desplaza como un solo bloque, generando un comportamiento completamente horizontal en las gráficas anteriores. Además, el comportamiento es muy similar en todos los casos.

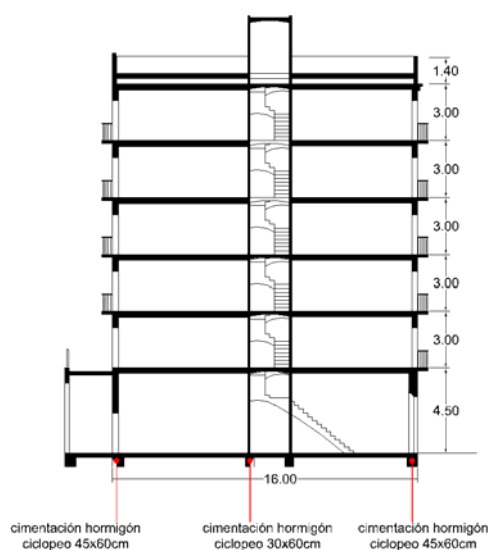
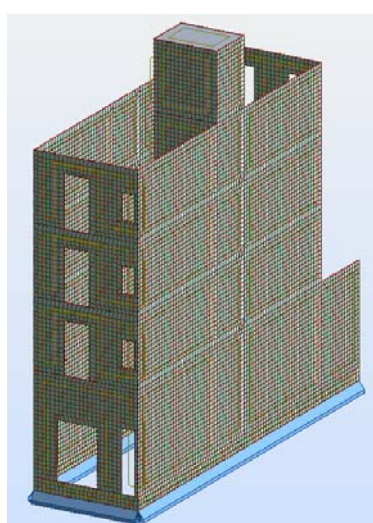
En cambio, en referencia a los movimientos del terreno, podemos observar como los desplazamientos son mayores a mayor libertad de rozamiento (valores más bajos de R_{inter}) y que, como era de esperar, en el caso de la excavación de 3m de profundidad, los desplazamientos son mayores dado que la rigidez del sistema es más baja, casi nula.

3.1.12.3. Resumen

Finalmente, a la vista de los resultados obtenidos, se considera que, por un lado, los resultados correspondientes a un rozamiento nulo (0%) o casi nulo y a uno de rígido (100%) no representan la realidad y, por tanto, quedan descartados del análisis. Por otro lado, entre la solución de R_{inter} igual a 0,33 o 0,67, dado que el coeficiente de rozamiento de 67% es el que se aproxima en la mayor parte de los casos y con unos valores más estables, se considera como un valor válido para el estudio paramétrico.

Aún así, se debe tener en cuenta que la viga equivalente del edificio representa un elemento superficial contra el terreno y que, en función de cada uno de los arquetipos, la superficie de contacto entre los elementos de cimentación y el terreno es variable, tal y como se observa en las figuras siguientes:

Arquetipo I: Zapatas continuas laterales de hormigón ciclópeo:



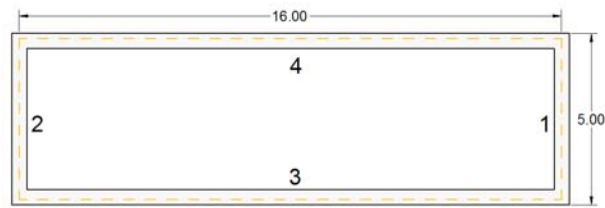


Figura 3.3.m Arquetipo I. Axonometría, sección y cimentación.

Arquetipo II: Riostras perimetrales y zapatas centrales aisladas de hormigón armado:

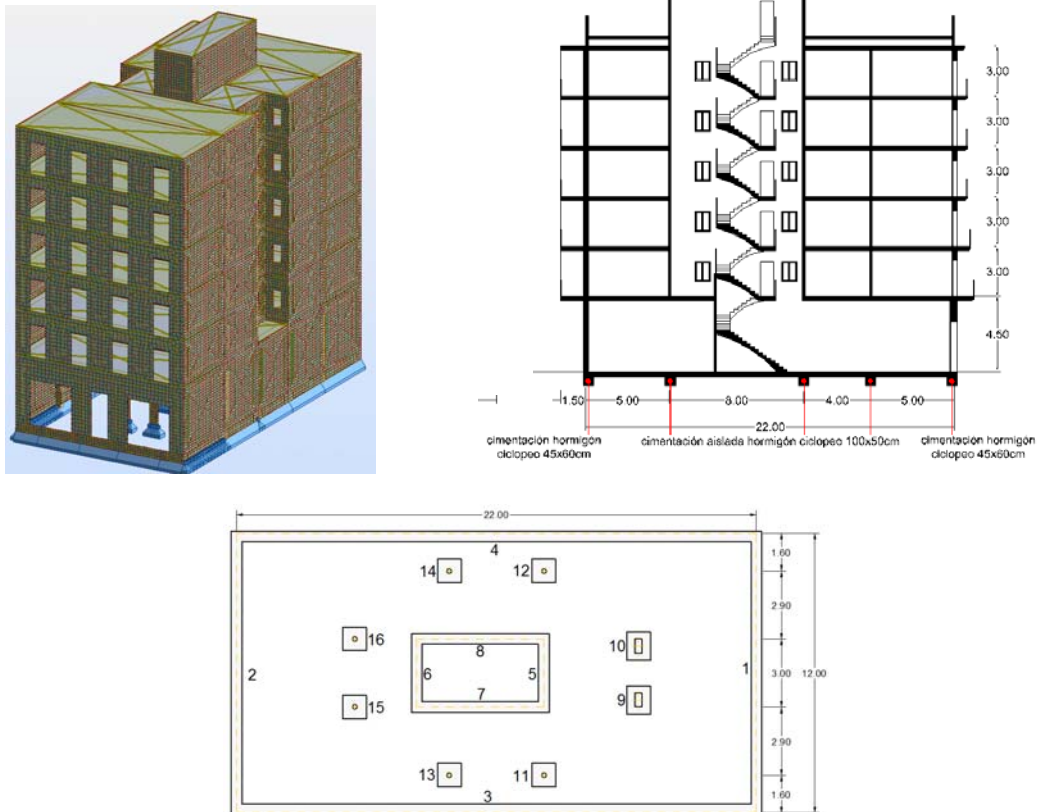


Figura 3.3.n Arquetipo II. Axonometría, sección y cimentación.

Arquetipo III: Zapatas aisladas de hormigón armado, arriostradas ortogonalmente:

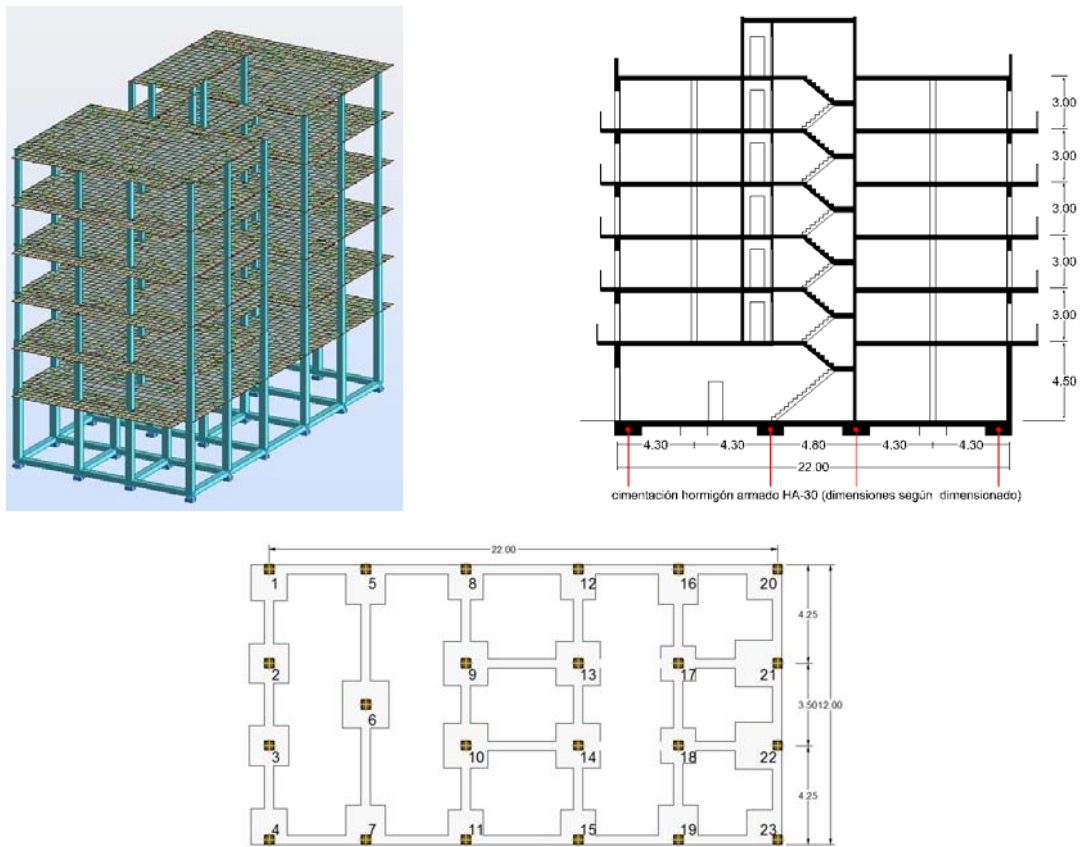
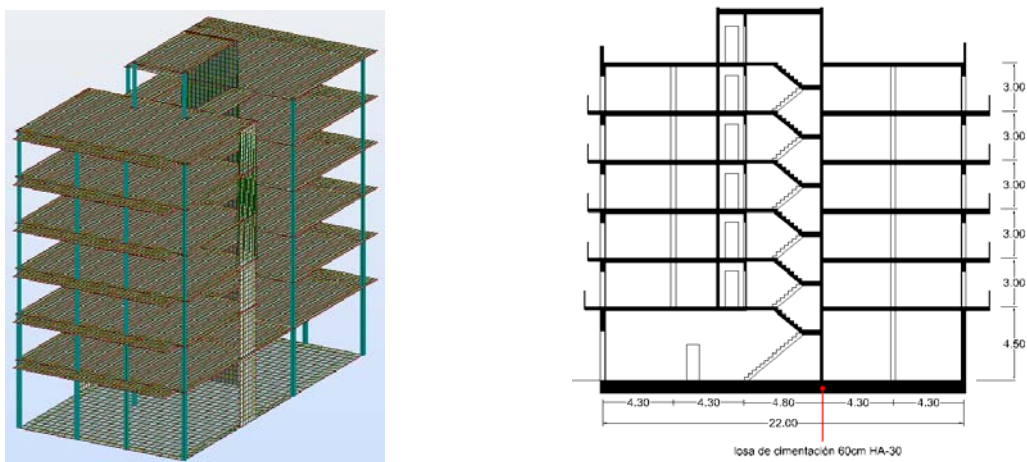


Figura 3.3.o Arquetipo III. Axonometría, sección y cimentación.

Arquetipo IV: Losa de cimentación de hormigón armado, rigidez global:



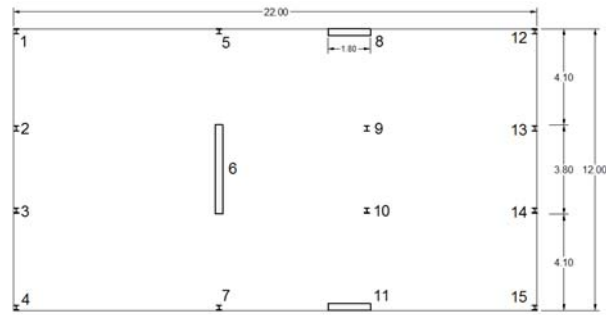


Figura 3.3.p Arquetipo IV. Axonometría, sección y cimentación.

Por tanto, los valores que se adoptan finalmente en el estudio paramétrico consideran estos dos factores y quedan de la siguiente manera:

Arquetipo I: $R_{inter} = 0,67$ bajo las zapatas.

Arquetipo II: $R_{inter} = 0,33$ bajo la viga equivalente.

Arquetipo III: $R_{inter} = 0,50$ bajo la viga equivalente.

Arquetipo IV: $R_{inter} = 0,67$ bajo la viga equivalente.

CAPÍTULO IV
ESTUDIO PRÁCTICO – ANÁLISIS PARAMÉTRICO

CAPÍTULO IV – ESTUDIO PRÁCTICO – ANÁLISIS PARAMÉTRICO

4 ESTUDIO PRÁCTICO ¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

4.1 DESCRIPCIÓN DE LOS PARÁMETROS ¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

4.1.1. TIPOS DE TERRENO..... ¡Error! Marcador no definido.

4.1.2. PANTALLA DE CONTENCIÓN ¡Error! Marcador no definido.

4.1.3. INTERACCIÓN PANTALLA - TERRENO ¡Error! Marcador no definido.

4.1.4. PROFUNDIDAD DE LA EXCAVACIÓN ¡Error! Marcador no definido.

4.1.4.1 Excavación de 3m..... ¡Error! Marcador no definido.

4.1.4.2 Excavación de 6m..... ¡Error! Marcador no definido.

4.1.4.3 Excavación de 9m..... ¡Error! Marcador no definido.

4.1.5. TIPOLOGÍA EDIFICATORIA ¡Error! Marcador no definido.

4.1.6. INTERACCIÓN EDIFICIO - TERRENO..... ¡Error! Marcador no definido.

4.1.7. CARGAS EN EL TRASDÓS ¡Error! Marcador no definido.

4.1.7.1 Arquetipo I..... ¡Error! Marcador no definido.

4.1.7.2 Arquetipo II..... ¡Error! Marcador no definido.

4.1.7.3 Arquetipo III..... ¡Error! Marcador no definido.

4.1.7.4 Arquetipo IV ¡Error! Marcador no definido.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS Y DE LOS MODELOS.... ¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

4.3. RESULTADOS..... ¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

4.3.1. RESULTADOS POR TIPOLOGÍAS ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.1. ARQUETIPO I – TERRENO GRANULAR ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.2. ARQUETIPO I – TERRENO COHESIVO ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.3. ARQUETIPO I – TERRENO MIXTO..... ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.4. RESUMEN ARQUETIPO I..... ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.5. ARQUETIPO II – TERRENO GRANULAR ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.6. ARQUETIPO II – TERRENO COHESIVO ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.7. ARQUETIPO II – TERRENO MIXTO..... ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.8. RESUMEN ARQUETIPO II..... ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.9. ARQUETIPO III – TERRENO GRANULAR.... ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.10. ARQUETIPO III – TERRENO COHESIVO ... ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.11. ARQUETIPO III – TERRENO MIXTO..... ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.12. RESUMEN ARQUETIPO III..... ¡Error! Marcador no definido.

4.3.1.13. ARQUETIPO IV – TERRENO GRANULAR.. ¡Error! Marcador no definido.

- 4.3.1.14. ARQUETIPO IV – TERRENO COHESIVO... ¡Error! Marcador no definido.
- 4.3.1.15. ARQUETIPO IV – TERRENO MIXTO ¡Error! Marcador no definido.
- 4.3.1.16. RESUMEN ARQUETIPO IV ¡Error! Marcador no definido.

4.3.2. DESPLAZAMIENTO DE LOS EDIFICIOS POR TIPOLOGÍAS ¡Error! Marcador no definido.

- 4.3.2.1. ARQUETIPO I ¡Error! Marcador no definido.
- 4.3.2.2 ARQUETIPO II ¡Error! Marcador no definido.
- 4.3.2.3. ARQUETIPO III ¡Error! Marcador no definido.
- 4.3.2.4. ARQUETIPO IV ¡Error! Marcador no definido.

4. ESTUDIO PRÁCTICO

En este capítulo se presenta un estudio paramétrico en el cual se analiza el comportamiento del terreno y de la pantalla en una excavación superficial, situando en el trasdós una viga equivalente con las rigideces axiales y de flexión de las tipologías edificatorias obtenidas en el capítulo 3 del libro II. Se trata de un estudio similar al de **Potts, Addenbrooke y Franzius** (explicado en el apartado 3.2 anterior), pero, en este caso, los valores asignados a las vigas equivalentes no corresponden a unos valores teóricos, sino que vienen determinados por el estudio tipológico de edificaciones realizado también en el apartado 3 del libro II. De esta manera, con los resultados de este estudio podemos hablar de movimientos reales en el trasdós de la pantalla.

DESCRIPCIÓN DE LOS PARÁMETROS

Para este estudio se ha utilizado, como ya se ha comentado anteriormente, el programa Plaxis 2D.

Con el fin de simplificar el modelo, y teniendo en cuenta que se considera una anchura de la parcela de 60m, se modeliza únicamente la mitad de la geometría como ya se ha comentado.

De la misma manera que en el estudio de **Potts** y **Addenbrooke** y el de la asimilación a una excavación superficial con pantallas de hormigón, tanto el edificio como stas se modelizan mediante vigas equivalentes tipo *Mindlin* de tres nodos. Estos elementos simulan el comportamiento a flexión, axial y cortante de la viga mediante la rigidez a flexión ($E \cdot I$) para los esfuerzos a flexión y la rigidez axial ($E \cdot A$) para los esfuerzos axial y cortante.

4.1.1. TIPOS DE TERRENO

Tal y como se ha explicado anteriormente, los valores de terreno utilizados en el estudio paramétrico corresponden de forma muy simplificada a tres tipos de cortes estratigráficos representativos de las ciudades de Barcelona y Madrid. Estos cortes están formados por dos tipos de terrenos, uno cohesivo, que corresponde a un terreno formado por arcillas, y uno granular, que corresponde a un terreno formado por arenas. A partir de este momento citaremos los tres casos de la siguiente manera:

- Granular (tipo Barcelona Litoral).
- Cohesivo (tipo Madrid zona centro).
- Mixto (tipo Barcelona Ensanche).

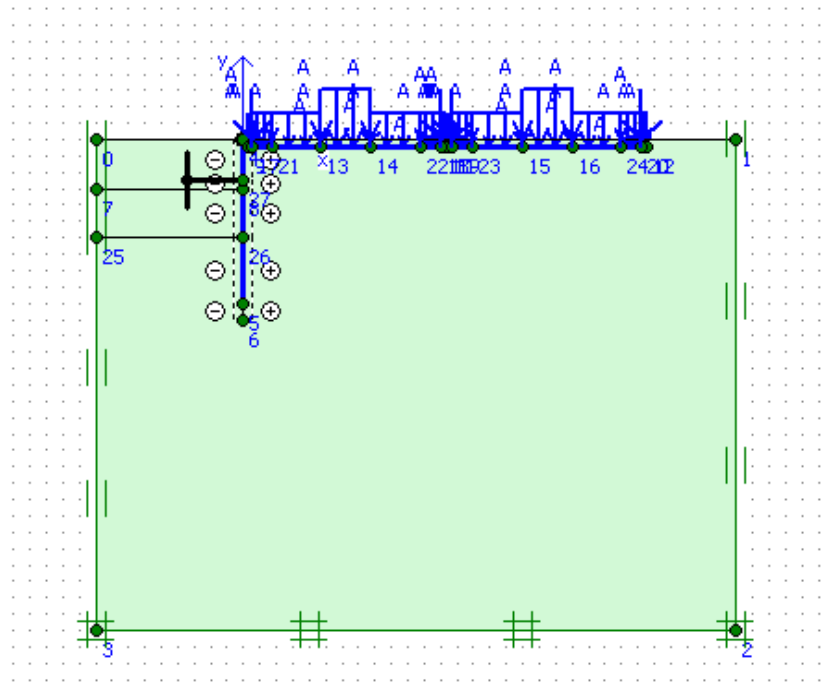


Figura 4.1.a Modelo en Plaxis 2D de terreno granular.

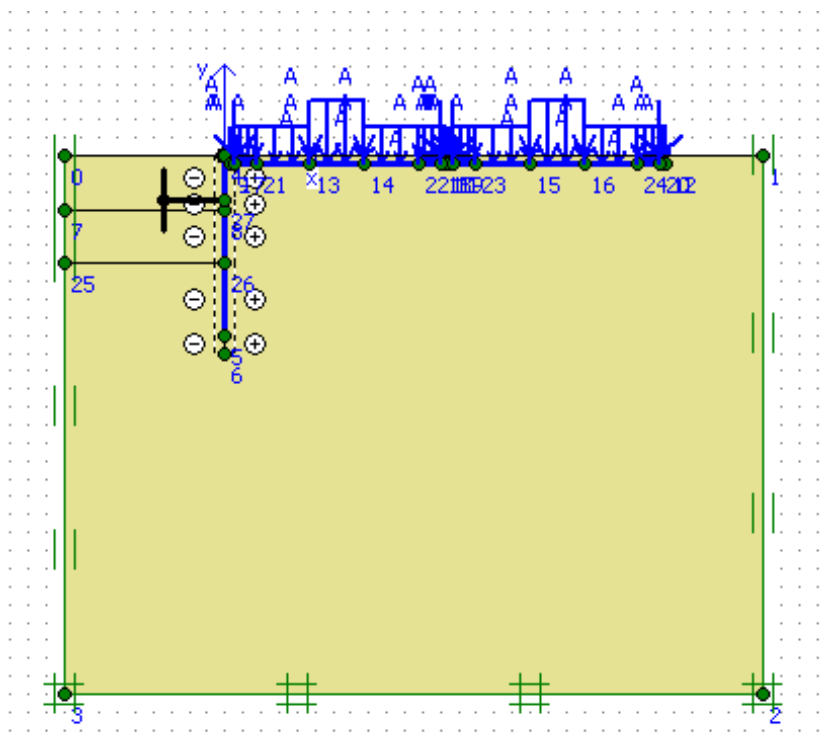


Figura 4.1.b Modelo en Plaxis 2D de terreno cohesivo.

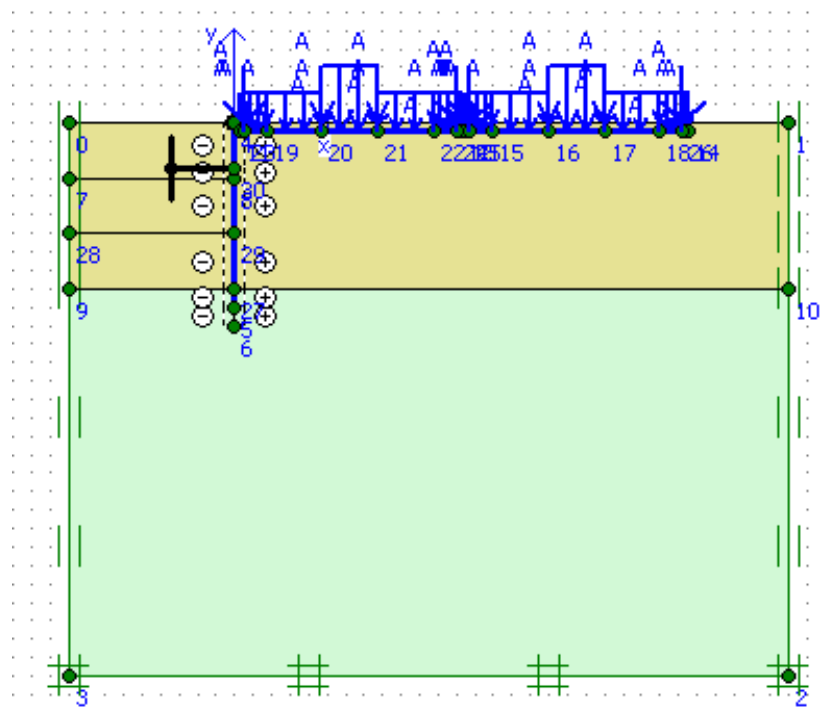


Figura 4.1.c Modelo en Plaxis 2D de terreno mixto.

A continuación se muestran los parámetros utilizados para cada uno de los dos tipos de terreno:

	General				Parámetros						Interf.
	γ_{unsat}	γ_{sat}	k_x	k_y	E_{50}	E_{oed}	E_{ur}	c_{ref}	ϕ	ψ	R_{inter}
	kN/m ³	kN/m ³	m/day	m/day	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	°	°	-
Granular	19	21	0	0	25000	25000	75000	1	30	5	0,67
Cohesivo	18	20	0	0	8000	8000	24000	20	27	0	0,67

Tabla 4.1.a Parámetros geotécnicos de los terrenos tipo.

En cuanto al nivel freático, en cada uno de los tres casos se sitúa en una cota diferente por dos razones. Por un lado, para intentar reproducir las cotas aproximadas correspondientes a los tres casos de terreno simplificado que se han planteado (Barcelona Litoral - Granular, Madrid - Cohesivo y Barcelona Eixample - Mixto). Por otro lado, se busca modelizar el nivel freático en tres cotas diferentes a fin de que el estudio paramétrico incluya una más amplia variabilidad.

Así pues, en el caso del terreno granular (Barcelona Litoral), el nivel freático se sitúa a una cota de -3m, produciendo una carga de agua importante, desde una

cota en la que afecta en forma de empuje contra la excavación en el caso de 2 y 3 sótanos, y de empuje sobre la clava en el caso de un único sótano.

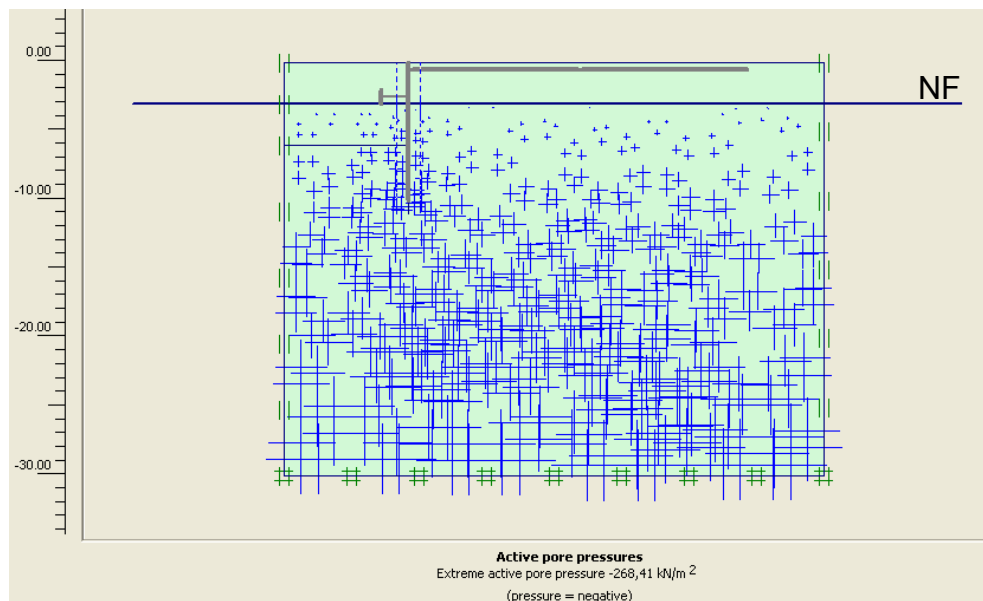


Figura 4.1.d Nivel freático y presión de poro en el caso de terreno granular (-3m).

En el caso del terreno cohesivo (Madrid), el agua se sitúa a una cota de -15m dejando que, en el caso de la excavación de tres sótanos, el freático quede justo por debajo de la base de la pantalla (situada a 13m), de manera que en ninguno de los tres casos de excavación se produzca un empuje del agua contra la pantalla.

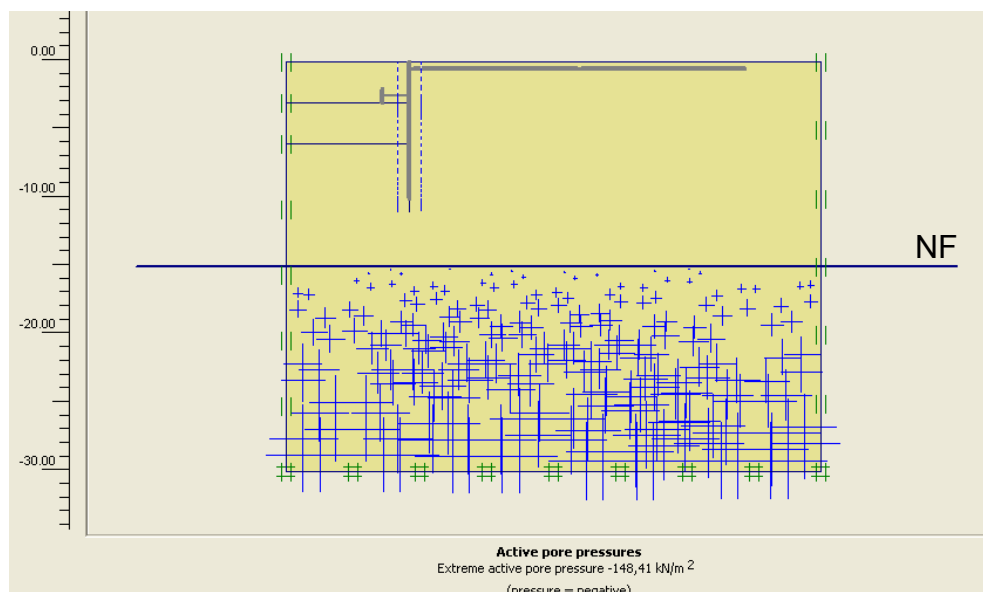


Figura 4.1.e Nivel freático y presión de poro en el caso de terreno cohesivo (-15m).

Y, por último, en el caso del terreno mixto (Barcelona Eixample), el freático se sitúa a una cota de -9m, donde se produce el cambio de terreno cohesivo a granular, de forma que el empuje del agua no afecta en ningún caso a la pantalla a cota de excavación, pero sí al empuje que se produce sobre la clava.

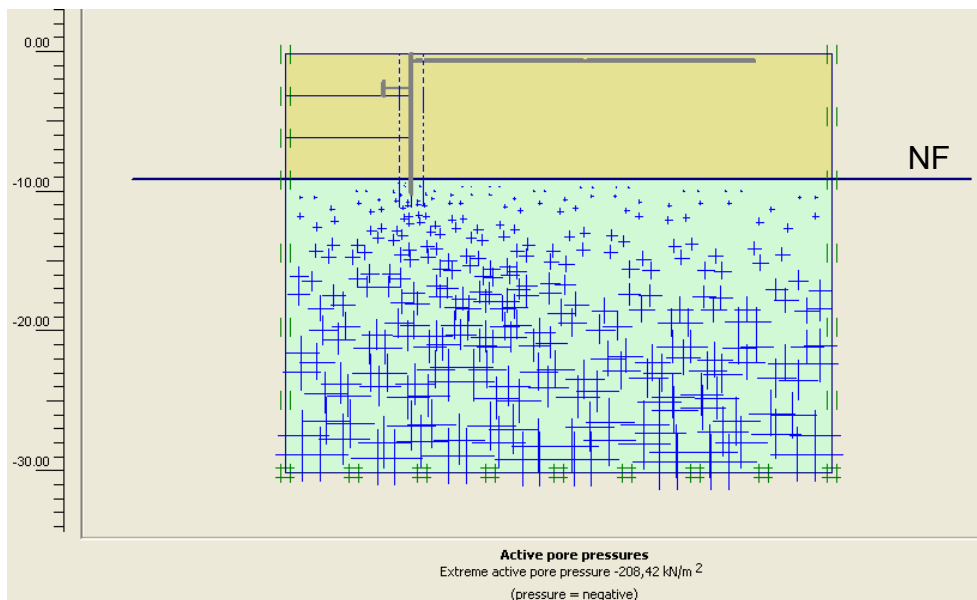


Figura 4.1.f Nivel freático y presión de poro en el caso de terreno mixto (-9m).

4.1.2. PANTALLA DE CONTENCIÓN

La estructura de la pantalla de contención corresponde a una pantalla continua de hormigón armado con un grueso de 45cm. La clava de la pantalla, a partir de lo expuesto en el punto 2.1.2.3 anterior, se decide que sea fija de 4m y, por tanto, la longitud de la pantalla entera tendrá 7m, 10m y 13m para cada uno de los casos de excavación que se describen en el siguiente punto. En cada caso, se modeliza con una viga equivalente de 13m de longitud y con un coeficiente de rozamiento con el terreno (v).

La pantalla de 45cm de hormigón armado se modeliza como una viga equivalente, con un material de comportamiento elástico y con los siguientes parámetros:

	E·A (kN/m)	E·I (kN·m ² /m)	d (m)	w (kN/m)/m)	v (-)
Pantalla 45cm	1,229 x 10 ⁸	2,073 x 10 ⁶	0,45	15,0	0,2

Tabla 4.1.b Parámetros de cálculo de la pantalla.

4.1.3. INTERACCIÓN PANTALLA - TERRENO

Con el fin de modelizar los movimientos relativos que se producen entre los elementos estructurales y el terreno, el programa utilizado para la modelización cuenta con unos elementos de interfície. Generalmente, las propiedades de resistencia en la zona de contacto entre la pantalla y el terreno acostumbran a ser inferiores que las del estrato adyacente a éstas. En el programa existe la posibilidad de aplicar un coeficiente de reducción llamado R_{inter} que relaciona de forma directa las propiedades del terreno con las de la zona de contacto. Así, cuando se utiliza un coeficiente $R_{inter} < 1$, comporta utilizar un rozamiento inferior al del terreno adyacente, comparándolo con el ángulo de rozamiento. En general, y a falta de información complementaria, se recomienda utilizar un valor del coeficiente de reducción del orden de $2/3$, que coincide con los criterios de rozamiento considerado por el CTE. Por tanto, para valorar el rozamiento de la pantalla con el terreno del trasdós, se ha considerado un valor de $R_{inter}=0,67$.

Por otro lado, con el fin de evitar puntos singulares en la base de la pantalla, el manual del programa recomienda ampliar la superficie de rozamiento un metro por debajo de la base de la pantalla y darle un coeficiente de rozamiento $R_{inter}=1$.

4.1.4. PROFUNDIDAD DE LA EXCAVACIÓN

Para el estudio paramétrico se analizan tres tipos de excavaciones diferentes, que equivalen a 1, 2 ó 3 sótanos y que corresponden a 3, 6 y 9m respectivamente.

Cada una de estas excavaciones cuenta con un sistema de apuntalamiento, similar al que se realizaría en una obra actual. Para el caso de un sótano, se plantea la excavación en voladizo, sin ninguna línea de apuntalamiento. Para los casos de dos y tres sótanos, se propone una línea de apuntalamiento por planta, situada a 50cm por encima de la cota superior del forjado.

A continuación se muestra un esquema para cada uno de los tres casos:

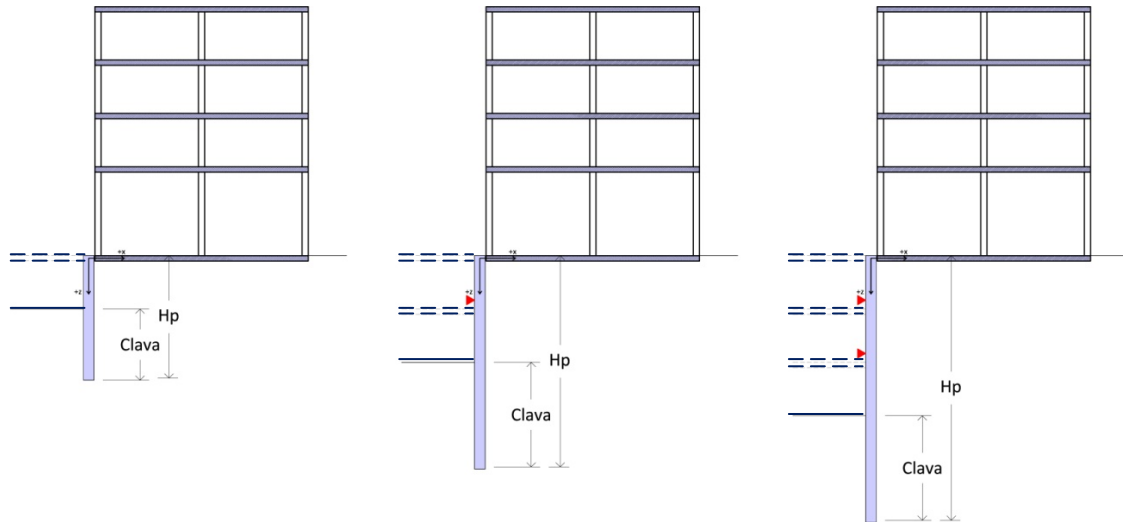


Figura 4.1.g Geometría de los tres casos de excavación.

Para cada una de las profundidades de excavación se crean diferentes fases de ejecución dentro de los modelos de cálculo, que simulan el mismo proceso que se llevaría a cabo en una obra real y que se describen brevemente a continuación:

4.1.4.1. Excavación de 3m

En el caso con excavación de una planta de 3m de profundidad, consta de tres fases diferenciadas:

- Fase 1: Fase inicial: En esta primera fase únicamente se modeliza el terreno sin excavar y la viga equivalente correspondiente al edificio del trasdós, con sus cargas asociadas.
- Fase 2: Ejecución pantalla: En esta fase se modeliza la pantalla y se inicializan los desplazamientos a cero.
- Fase 3: Excavación 3m: En esta última fase se modeliza la excavación de tres metros de terreno interior.

En la figura 4.1.h se describe el modelo realizado con Plaxis 2D, en terreno cohesivo:

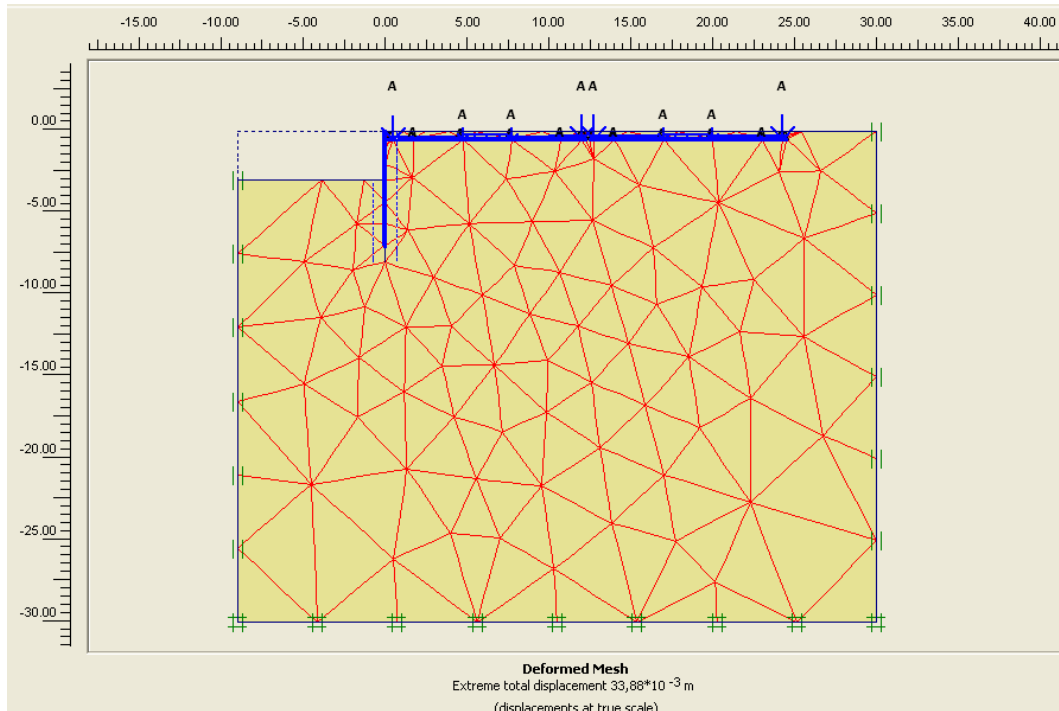


Figura 4.1.h Excavación de 3m de profundidad, modelo en Plaxis 2D.

4.1.4.2. Excavación de 6m

En el caso con excavación de dos plantas, 6m de profundidad, consta de cinco fases diferenciadas:

- Fase 1: Fase inicial: En esta primera fase únicamente se modeliza el terreno sin excavar y la viga equivalente correspondiente al edificio del trasdós, con sus cargas asociadas.
- Fase 2: Ejecución pantalla: En esta fase se modeliza la pantalla y se inicializan los desplazamientos a cero.
- Fase 3: Excavación 3m: En esta fase se modeliza la excavación de los tres primeros metros de terreno interior.
- Fase 4: Puntal -2,5m: En esta fase se modeliza la colocación de un puntal a la cota -2,5m.
- Fase 5: En esta última fase se modeliza la excavación de tres metros más de terreno interior, llegando así a una excavación total de 6m.

En la figura 4.1.i se describe el modelo realizado con Plaxis 2D, en terreno cohesivo:

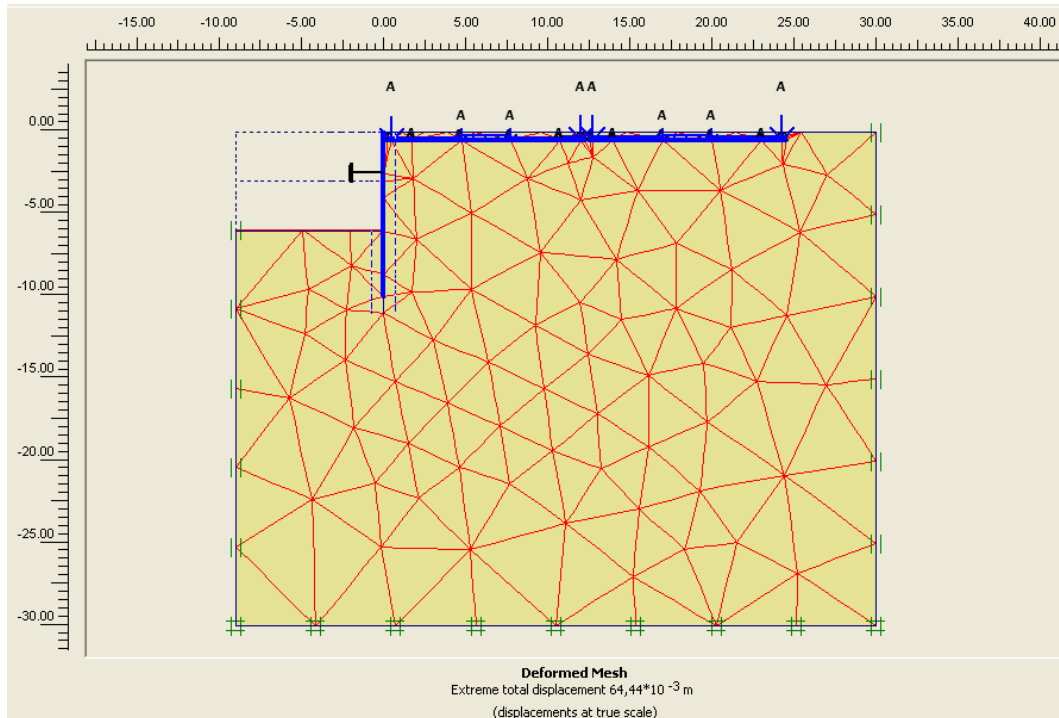


Figura 4.1.i Excavación de 6m de profundidad, modelo en Plaxis 2D.

4.1.4.3. Excavación de 9m

En el caso con excavación de tres plantas, 9m de profundidad, consta de siete fases diferenciadas:

- Fase 1: Fase inicial: En esta primera fase únicamente se modeliza el terreno sin excavar y la viga equivalente correspondiente al edificio del trasdós, con sus cargas asociadas.
- Fase 2: Ejecución pantalla: En esta fase se modeliza la pantalla y se inicializan los desplazamientos a cero.
- Fase 3: Excavación 3m: En esta fase se modeliza la excavación de los tres primeros metros de terreno interior.
- Fase 4: Puntal -2,5m: En esta fase se modeliza la colocación de un puntal a la cota -2,5m.
- Fase 5: Excavación 6m: En esta fase se modeliza la excavación de tres metros más de terreno interior, llegando a la cota -6m.
- Fase 6: Puntal -5,5m: En esta fase se modeliza la colocación de un puntal a la cota -5,5m.

- Fase 7: En esta última fase se modeliza la excavación de los últimos tres metros de terreno interior, llegando así a una excavación total de 9m.

En la figura 4.1.j se describe el modelo realizado con Plaxis 2D, en terreno cohesivo:

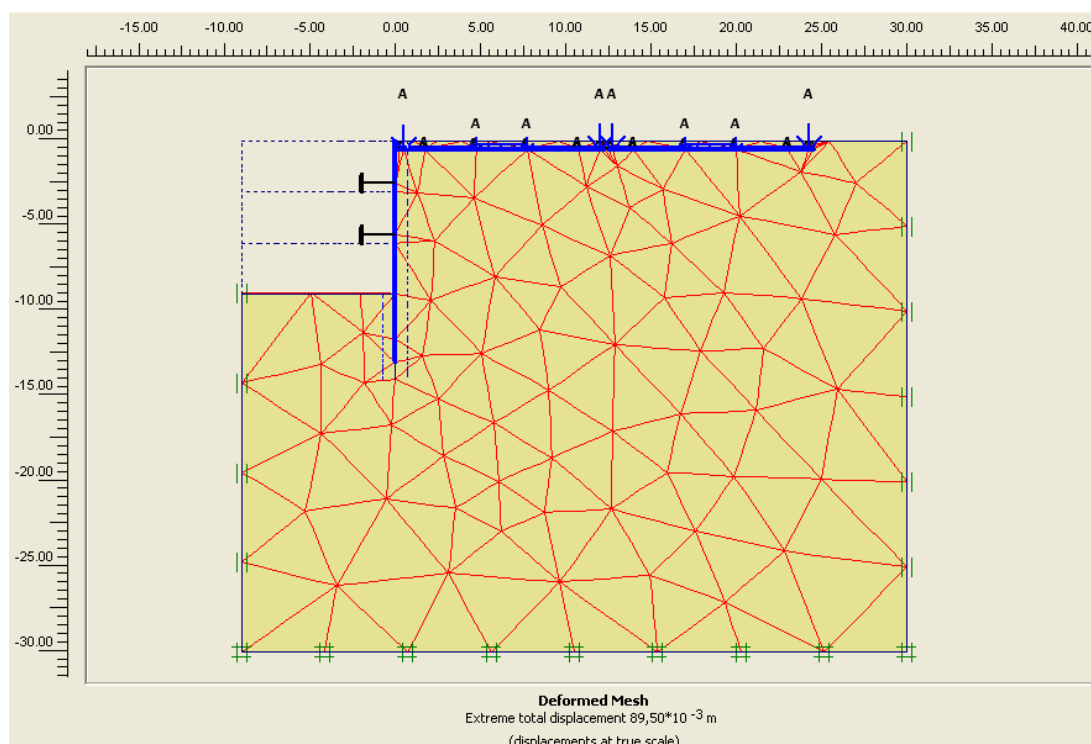


Figura 4.1.j Excavación de 9m de profundidad, modelo de Plaxis 2D.

4.1.5. TIPOLOGÍA EDIFICATORIA

En el capítulo tercero del libro II, se presenta un estudio de las tipologías edificatorias más comunes que nos podemos encontrar en las ciudades de Barcelona y Madrid.

Este estudio incluye, finalmente, el estudio de cuatro arquetipos diferentes que corresponden a:

- Arquetipo I Edificio con muros de carga de fábrica mixta - casa de cós - siglo XVIII.
- Arquetipo II Edificio con paredes de carga de obra de fábrica cerámica – edificio Eixample – s XIX.
- Arquetipo III Edificio de pilares y placas rígidas - siglo XX.
- Arquetipo IV Edificio de pilares y placas flexibles - siglo XXI.

Cada uno de estos arquetipos se subdivide en tres tipos, en función de su altura y de su número de plantas. Así, para el caso del arquetipo I se estudian los tipos con PB+1, PB+3 y PB+5 y para los casos de los arquetipos II, III y IV se estudian tres tipos con PB+3, PB+5 y PB+7. De esta manera, se obtienen doce modelos de edificaciones diferentes.

Para cada caso, el edificio se modeliza como una viga equivalente que se define por una rigidez axial y una rigidez a flexión, dada por las rigideces de los forjados y de las paredes o pilares que lo conforman (ver el apartado de consideraciones previas para el cálculo de cada uno de estos parámetros). Con tal de unificar toda la variedad de materiales que se encuentran en cada elemento constructivo, se unifican todos los valores con un módulo de deformación único y equivalente al del hormigón, de un valor igual a $2,8 \times 10^7$ kN/m², es decir, se realiza una homogeneización de todos los materiales en función de su módulo de deformación.

Como resumen final obtenemos el cuadro siguiente, donde se muestran estas rigideces para cada uno de los modelos analizados.

	ARQUETIPO I		ARQUETIPO II		ARQUETIPO III		ARQUETIPO IV	
	E · 10 ⁸	E · A 10 ⁷	E · 10 ⁸	E · A 10 ⁷	E · 10 ⁸	E · A 10 ⁷	E · 10 ⁸	E · A 10 ⁷
PB+1	1,05	1,16	-	-	-	-	-	-
PB+3	4,03	1,91	3,48	1,66	7,61	3,51	12,86	5,04
PB+5	3,80	2,66	9,13	2,36	19,63	4,94	31,38	6,72
PB+7	-	-	19,05	3,05	40,58	6,37	62,00	8,40

Tabla 4.1.c Rigideces a flexión y axial de los doce modelos.

En el caso de los tipos correspondientes al arquetipo I, aunque tiene una rigidez axial teórica, se ha considerado no tenerla en cuenta en los modelos de cálculo dada la tipología constructiva y estructural de las uniones, tanto para los forjados con las paredes, como por la falta de vínculo en la cimentación en la dirección perpendicular a la excavación entre las dos paredes de las medianeras.

La anchura de la viga equivalente también viene dada en función de la tipología edificatoria. Así, para los modelos correspondientes a los arquetipos II, III y IV se contempla una anchura de 12m. En cambio, para los modelos correspondientes al arquetipo I, ya que la rigidez axial que se quiere considerar es nula, en lugar de modelizar el edificio como una viga equivalente, se modelizan las zapatas de manera independiente, cada una con su rigidez.

A su vez se han considerado dos valores distintos para el coeficiente de Poison. En el caso del arquetipo I se ha considerado $\nu=0,20$, al tratarse de un arquetipo donde las cimentaciones son los propios muros anclados en el

terreno y por lo tanto del mismo material, mampostería. En el caso de los otros arquetipos (II, III y IV) se considera $\nu=0,15$, al tratarse de cimentaciones de hormigón.

A continuación se muestra una tabla final con los valores de los parámetros considerados para cada caso:

	E·A (kN/m)	E·I (kN·m ² /m)	d (m)	w (kN/m)/m)	ν (-)
Arquetipo I - Zapata	$1,365 \times 10^8$	$2,844 \times 10^6$	0,500	15,0	0,20
Arquetipo II – PB+3	$1,660 \times 10^7$	$3,480 \times 10^8$	15,861	0,0	0,15
Arquetipo II – PB+5	$2,360 \times 10^7$	$9,130 \times 10^8$	21,546	0,0	0,15
Arquetipo II – PB+7	$3,050 \times 10^7$	$1,905 \times 10^8$	27,377	0,0	0,15
Arquetipo III – PB+3	$3,510 \times 10^7$	$7,610 \times 10^8$	16,130	0,0	0,15
Arquetipo III – PB+5	$4,940 \times 10^7$	$1,963 \times 10^8$	21,837	0,0	0,15
Arquetipo III – PB+7	$6,370 \times 10^7$	$4,058 \times 10^9$	27,649	0,0	0,15
Arquetipo IV – PB+3	$5,040 \times 10^7$	$1,286 \times 10^9$	17,498	0,0	0,15
Arquetipo IV – PB+5	$6,720 \times 10^7$	$3,138 \times 10^9$	23,672	0,0	0,15
Arquetipo IV – PB+7	$8,400 \times 10^7$	$6,200 \times 10^9$	29,761	0,0	0,15

Tabla 4.1.d Parámetros de análisis de los modelos.

Por otro lado, ya que uno de los objetivos es estudiar la afectación de los movimientos del terreno del trasdós de la excavación, no sólo en los primeros metros sino en toda la longitud transversal del área afectada, se consideran los primeros 24m situados detrás de la pantalla. Por tanto, en el caso del arquetipo I, se modelizan 5 edificios contiguos (hasta llegar a unos 25m, aproximadamente) y en los casos del arquetipo II, III y IV se modelizan dos vigas, una a continuación de la otra (hasta llegar a unos 24m).

4.1.6. INTERACCIÓN EDIFICIO - TERRENO

Igual que en el caso de la pantalla y el terreno, para modelizar los movimientos relativos que se producen entre los elementos estructurales y el terreno, se aplica un coeficiente de reducción llamado R_{inter} para relacionar de forma directa las propiedades del terreno con las de la zona de contacto.

En este caso, y después de realizar un estudio de sensibilidad al rozamiento que se puede consultar en el apartado 3.5 del libro I, se han tomado los siguientes valores, en función de la tipología edificatoria, dadas sus características dimensionales y tipológicas de cimentación.

Arquetipo I: $R_{inter} = 0,67$ bajo todas las zapatas.

Arquetipo II: $R_{inter} = 0,33$ bajo la viga equivalente.

Arquetipo III: $R_{inter} = 0,50$ bajo la viga equivalente.

Arquetipo IV: $R_{inter} = 0,67$ bajo la viga equivalente.

En el apartado “3.5.2.7 *Rozamiento edificio-terreno*”, sobre el estudio del rozamiento bajo el edificio, encontramos las conclusiones del estudio y la justificación de estos valores.

4.1.7. CARGAS EN EL TRASDÓS

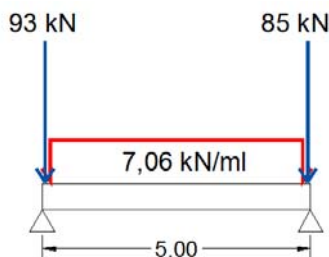
Para el cálculo de las cargas a considerar en el trasdós, se puede consultar el apartado “3.5 *Cargas equivalentes*” del libro II de esta tesis. Básicamente se han considerado los pesos propios de los elementos constructivos y estructurales, las cargas permanentes y las sobrecargas de uso para cada una de las tipologías, así como su geometría (distancias entre pilares, elementos puntuales o lineales, etc.).

En cuanto al peso de la viga equivalente, y con el fin de reproducir de manera más cuidadosa la distribución de cargas, se ha considerado más apropiado dar un peso nulo a la viga y aplicar unas cargas lineales o puntuales en el trasdós, en función de la tipología edificatoria de cada uno de los casos. En el siguiente apartado se describen las cargas consideradas para cada caso.

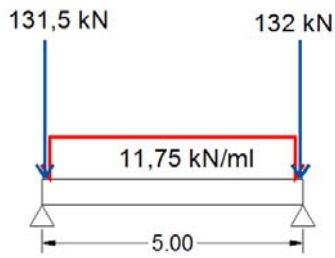
A continuación se muestran los gráficos de cargas finales para cada una de ellas:

4.1.7.1. Arquetipo I

Arquetipo I.1 - PB+1:



Arquetipo I.3 - PB+3:



Arquetipo I.5 - PB+5:

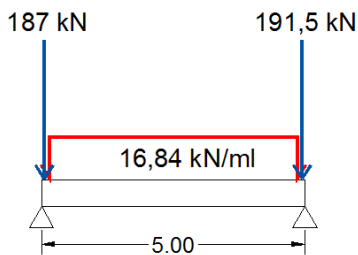
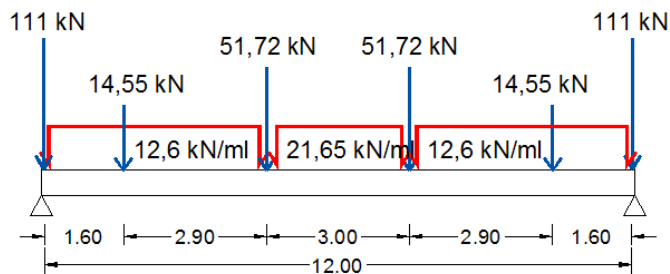


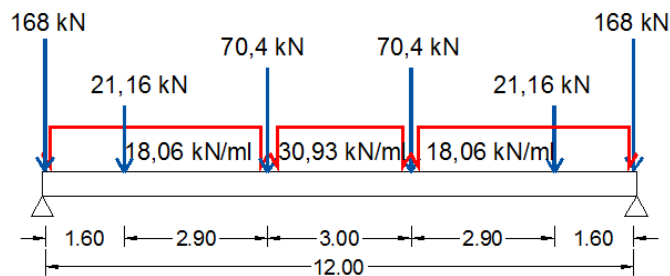
Figura 4.1.k Cargas aplicadas a los modelos del arquetipo I

4.1.7.2. Arquetipo II

Arquetipo II.3 - PB+3:



Arquetipo II.5 - PB+5:



Arquetipo II.7 - PB+7:

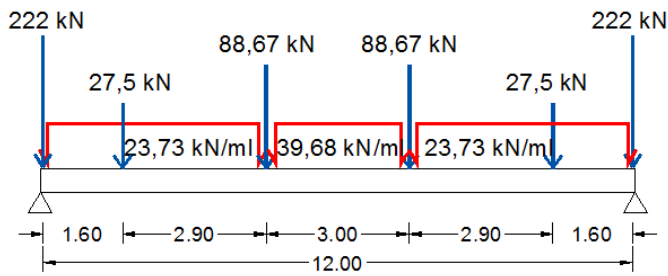
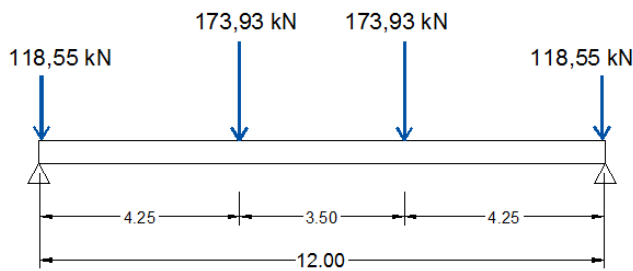


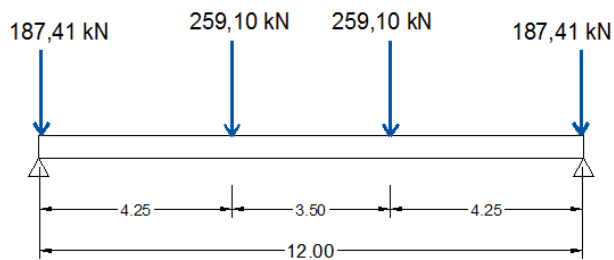
Figura 4.1.I Cargas aplicadas a los modelos del arquetipo II.

4.1.7.3. Arquetipo III

Arquetipo III.3 - PB+3:



Arquetipo III.5 - PB+5:



Arquetipo III.7 - PB+7:

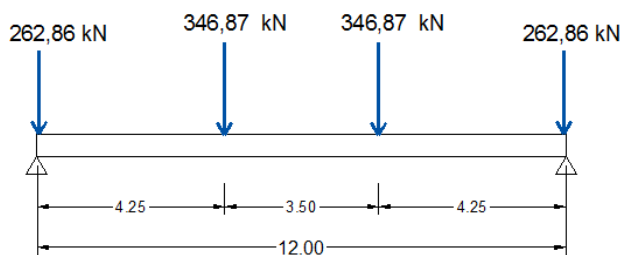
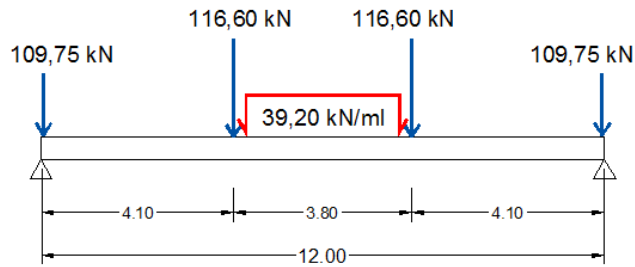


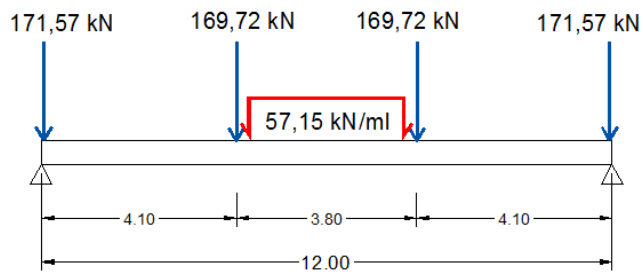
Figura 4.1.m Cargas aplicadas a los modelos del arquetipo III.

4.1.7.4. Arquetipo IV

Arquetipo IV.3 - PB+3:



Arquetipo IV.5 - PB+5:



Arquetipo IV.7 - PB+7:

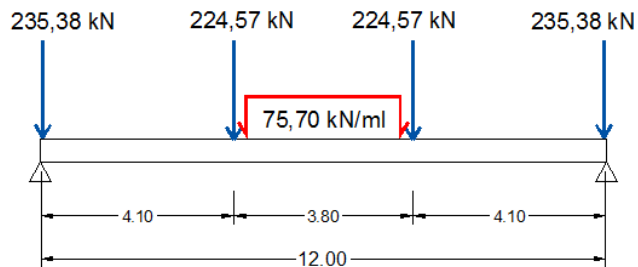


Figura 4.1.n Cargas aplicadas a los modelos del arquetipo IV.

DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS Y DE LOS MODELOS

Así pues, con el fin de llevar a cabo el estudio, los parámetros que se combinan son los siguientes:

- Tres tipos de terreno: granular, cohesivo y mixto.
- Tres profundidades de excavación: 3m, 6m y 9m.
- Cuatro tipologías edificatorias: arquetipos I, II, III y IV.
- Tres alturas de plantas: a, b y c, que varían en función de la tipología edificatoria.

Esto significa un total de 108 modelos de cálculo, a los cuales añadimos 3 modelos más que consideren el terreno del trasdós en situación de *Greenfield*, es decir, sin construir, para cada uno de los tres tipos de terreno con una viga equivalente sin rigidez, ni axial ni a flexión, y sin excavación colindante.

Por tanto, finalmente, se realizan un total de 111 modelos.

La tabla 4.3.a indica las combinaciones de todos los parámetros hasta constituir la totalidad de los modelos.

		BCN LIT			MAD CEN			BCN ENS		
		3	6	9	3	6	9	3	6	9
ARQ I	5	1			10			19		
	3									
	1			9			18			27
ARQ II	7	28			37			46		
	5									
	3			36			45			54
ARQ III	7	55			64			73		
	5									
	3			63			72			81
ARQ IV	7	82			91			100		
	5									
	3			90			99			108
GREENFIELD		109			110			111		

Tabla 4.2.a Los 111 modelos de análisis paramétrico.

RESULTADOS

Es conocido, tanto por la experiencia como por anteriores investigaciones, que hay una serie de parámetros (cohesión del terreno, nivel freático y carga del edificio) que son fundamentales en el comportamiento global del conjunto contención – edificio existente. El trabajo realizado solo corrobora su importancia y por tanto, se deben considerar con la máxima precisión posible.

4.1.8. RESULTADOS POR TIPOLOGÍAS

En cada uno de los 111 modelos de cálculo, se han extraído los resultados de los desplazamientos horizontales y los desplazamientos verticales del terreno del trasdós de la pantalla.

Los resultados que se muestran en los siguientes gráficos se realizan, en primer lugar, comparando el comportamiento de cada arquetipo de edificación en un terreno en particular, tanto para desplazamientos verticales como para desplazamientos horizontales del edificio y del terreno. Así, resultan las siguientes gráficas para los desplazamientos verticales y horizontales:

- Arquetipo I en terreno granular
- Arquetipo I en terreno cohesivo
- Arquetipo I en terreno mixto

- Arquetipo II en terreno granular
- Arquetipo II en terreno cohesivo
- Arquetipo II en terreno

- Arquetipo III en terreno granular
- Arquetipo III en terreno cohesivo
- Arquetipo III en terreno mixto

- Arquetipo IV en terreno granular
- Arquetipo IV en terreno cohesivo
- Arquetipo IV en terreno mixto

Al final de cada una de estas agrupaciones de gráficas se muestra una gráfica resumen por arquetipo, con las tres gráficas de movimientos del edificio superpuestas, mostrando en el eje de abscisas los puntos de aplicación de las cargas.

En segundo lugar, la comparación se realiza similar a las gráficas resumen, pero en lugar de mostrar el perfil de asientos y desplazamientos de la viga equivalente que simula el edificio, únicamente se muestran los desplazamientos del pilar más cercano a la cabeza de la pantalla.

4.1.8.1. ARQUETIPO I – TERRENO GRANULAR

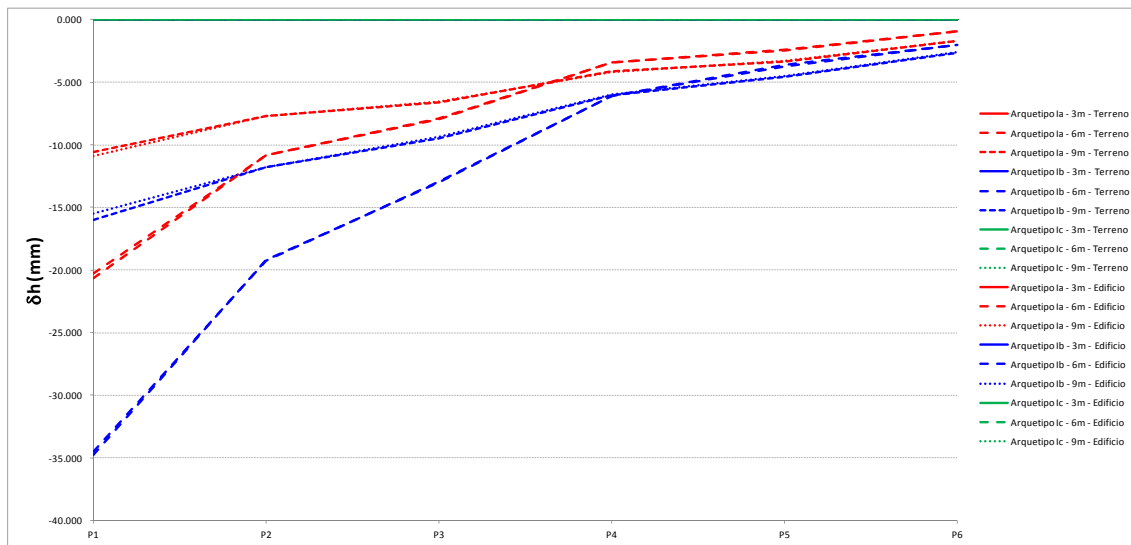


Figura 4.3.a ARQUETIPO I – Terreno granular – Desplazamientos horizontales

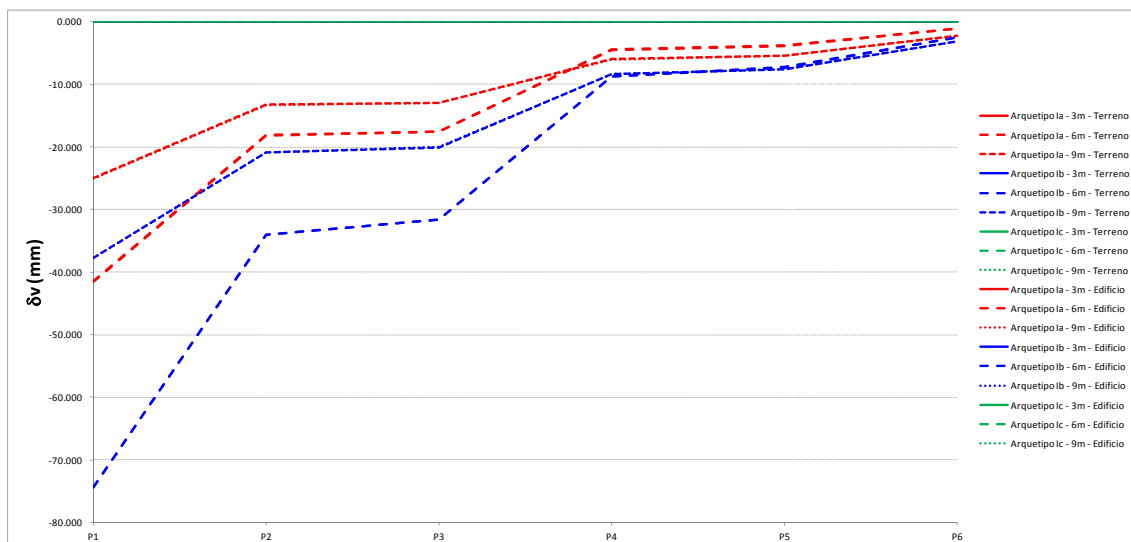


Figura 4.3.b ARQUETIPO I – Terreno granular – Desplazamientos verticales

En el caso del ARQUETIPO I terreno granular, se observa como los movimientos del terreno y del edificio son iguales puesto que no existe rigidez axial que los haga comportarse de forma distinta. Los movimientos horizontales se mueven entre los 10mm y los 35mm mientras que los verticales lo hacen entre los 25mm y 75mm. Para este caso faltan datos, puesto que tanto para las excavaciones de 3m en voladizo como para los edificios de 5 alturas el modelo era inestable.

4.1.8.2. ARQUETIPO I – TERRENO COHESIVO

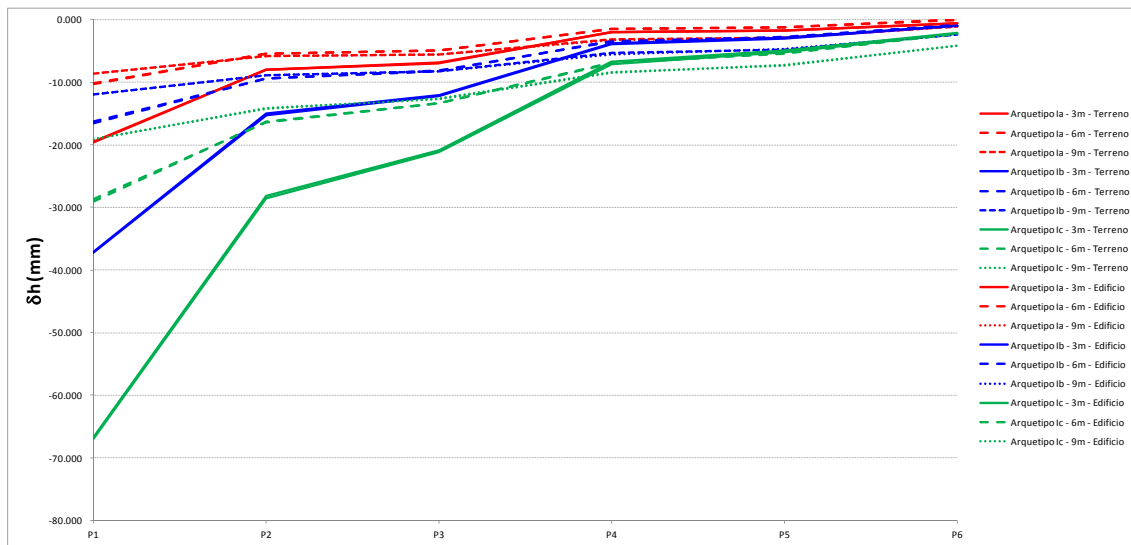


Figura 4.3.c ARQUETIPO I – Terreno cohesivo – Desplazamientos horizontales

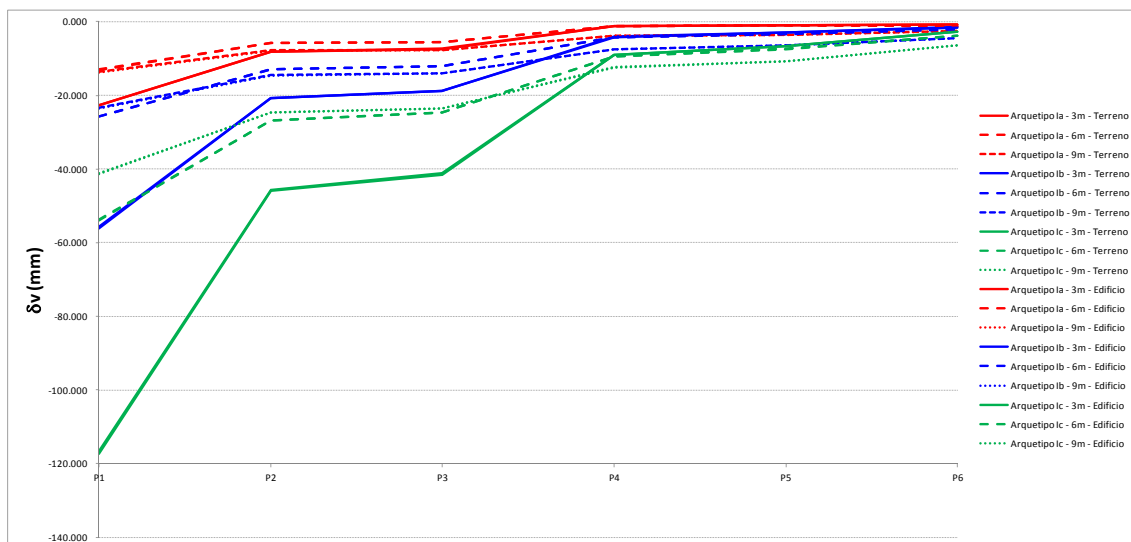


Figura 4.3.d ARQUETIPO I – Terreno cohesivo – Desplazamientos verticales

En el caso del ARQUETIPO I terreno cohesivo, también se observa que los movimientos del terreno y del edificio son iguales, puesto que no existe rigidez axial que los haga comportarse de forma distinta. Los movimientos horizontales se mueven entre los 8mm y los 68mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 12mm y 120mm.

4.1.8.3. ARQUETIPO I – TERRENO MIXTO

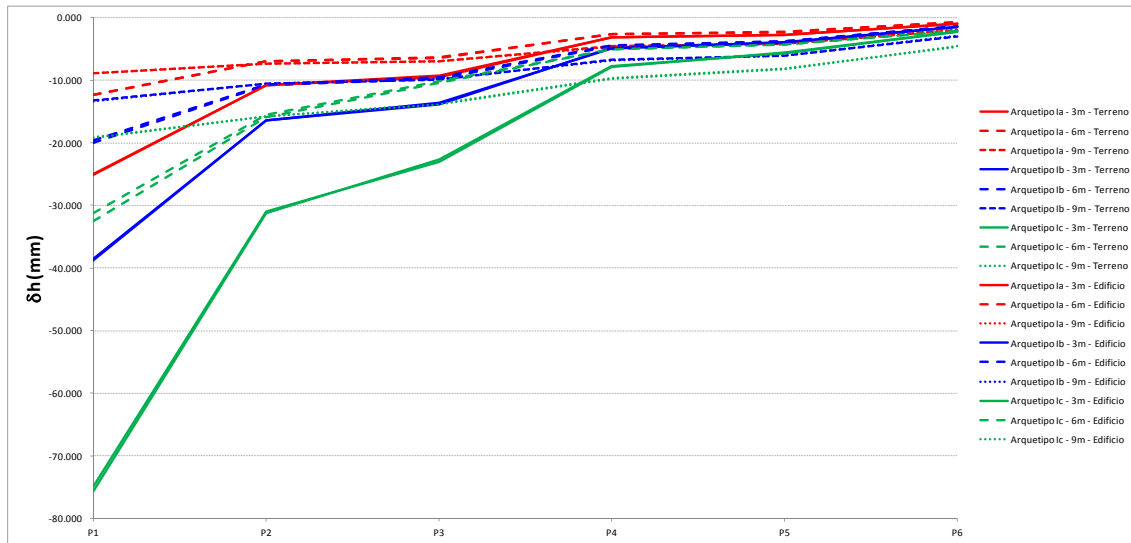


Figura 4.3.e ARQUETIPO I – Terreno mixto – Desplazamientos horizontales

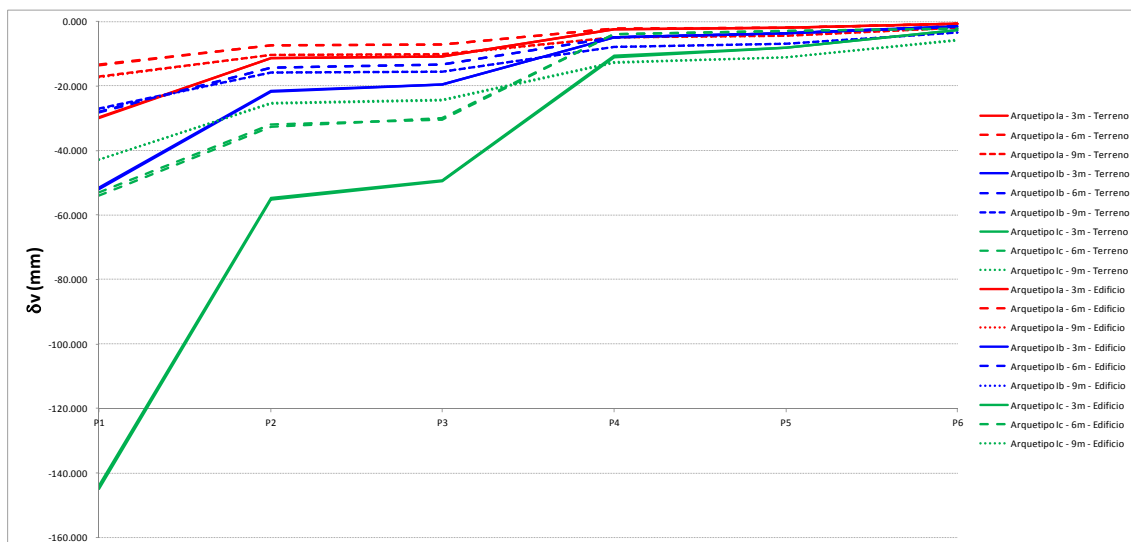


Figura 4.3.f ARQUETIPO I – Terreno mixto – Desplazamientos verticales

Por último, en el caso del ARQUETIPO I terreno mixto, se observa que los movimientos del terreno y del edificio son iguales, puesto que no existe rigidez axial que los haga comportarse de forma distinta y que además se comporta de un modo similar al del terreno cohesivo, con movimientos horizontales que se mueven entre los 8mm y los 68mm y con movimientos verticales que lo hacen entre los 12mm y 140mm.

4.1.8.4. RESUMEN ARQUETIPO I

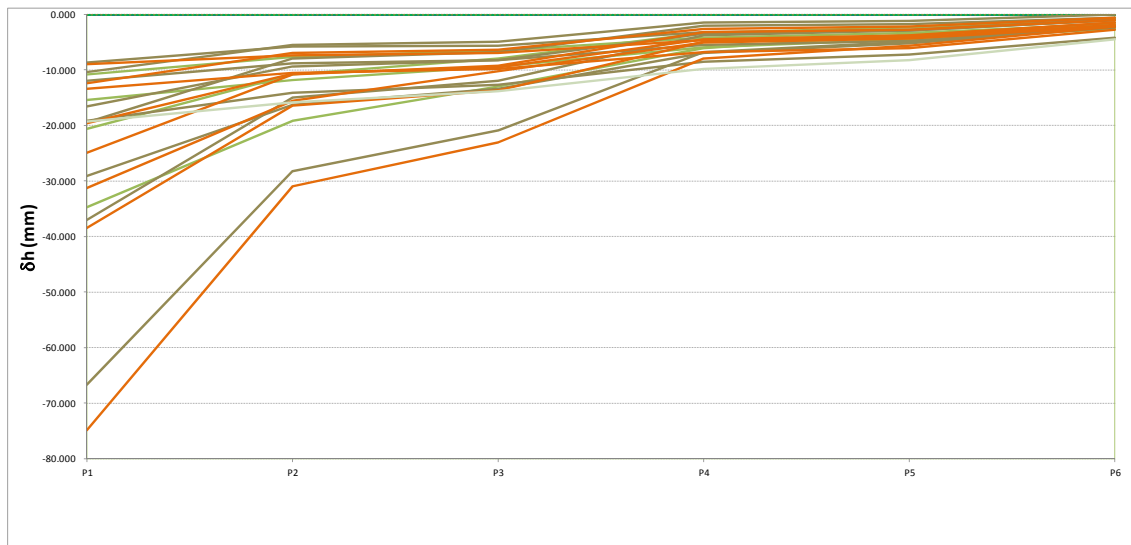


Figura 4.3.g ARQUETIPO I – Desplazamientos horizontales

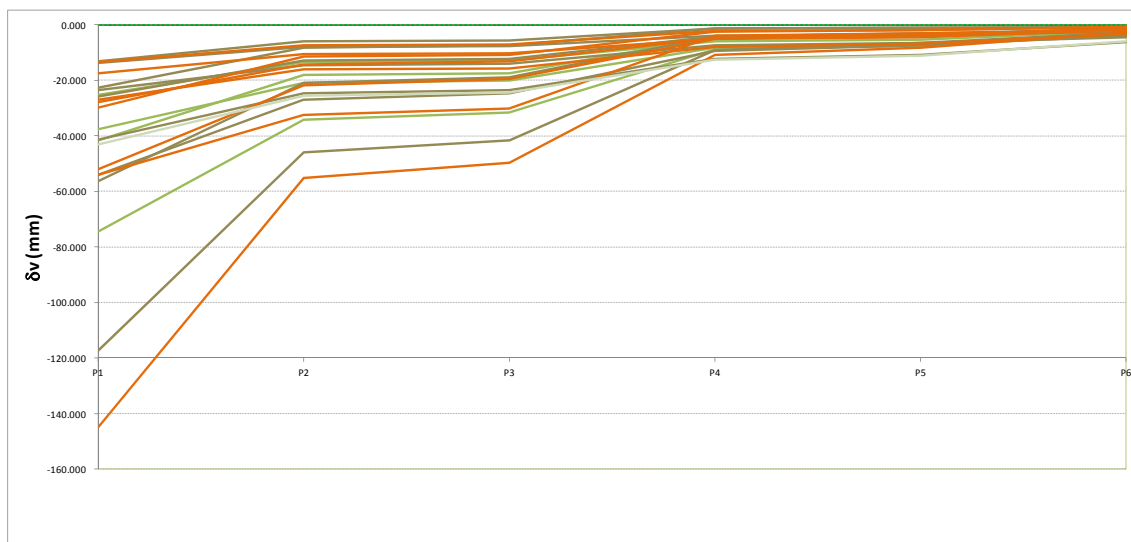


Figura 4.3.h ARQUETIPO I – Desplazamientos horizontales

En estas gráficas resumen de los modelos de terreno con Arquetipo I, se observa como los perfiles de movimientos horizontales y de asientos verticales del edificio son similares y proporcionales con una relación aproximada de 1:2. Para el caso de los movimientos horizontales, el rango va entre los 8mm y los 75mm mientras que los asientos verticales van entre los 15mm y los 140mm, aproximadamente.

4.1.8.5. ARQUETIPO II – TERRENO GRANULAR

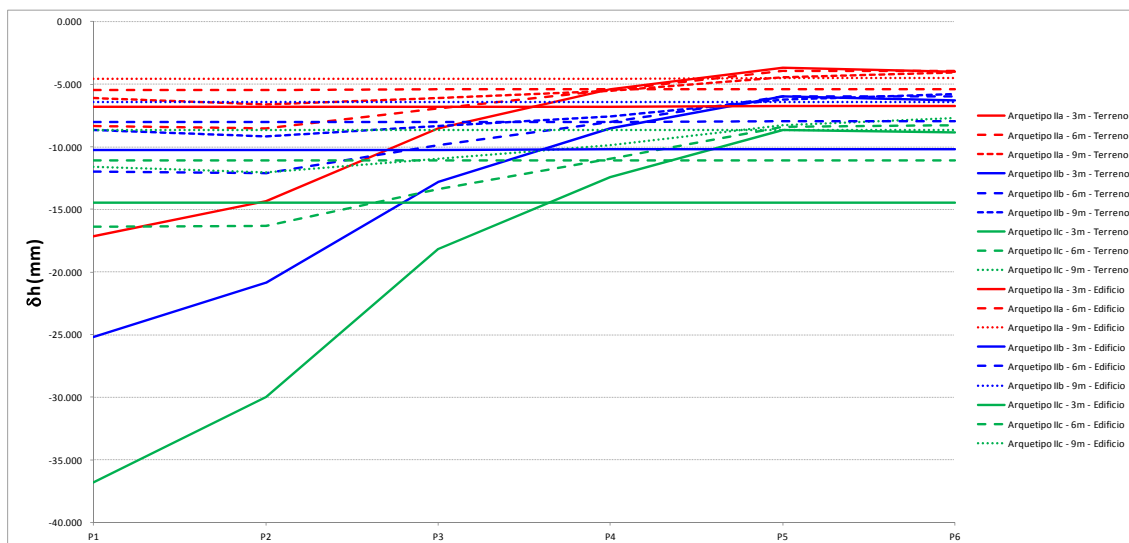


Figura 4.3.i ARQUETIPO II – Terreno granular – Desplazamientos horizontales

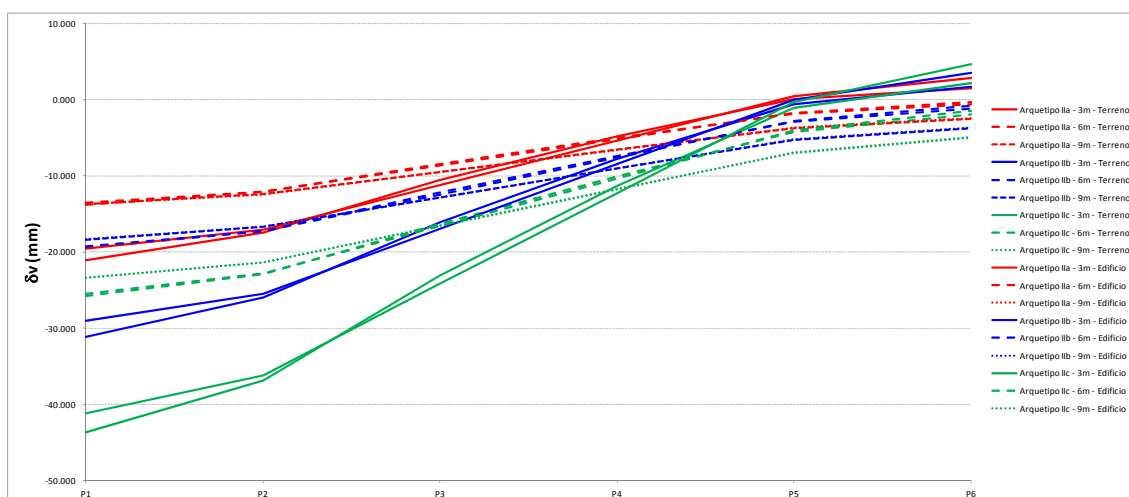


Figura 4.3.j ARQUETIPO II – Terreno granular – Desplazamientos verticales

En el caso del ARQUETIPO II terreno granular, se observa como los movimientos del terreno y del edificio son diferentes para los desplazamientos horizontales y bastante similares para los verticales. Esto es debido a que la rigidez axial del edificio no permite que los movimientos horizontales que ocurren en el terreno se transmitan de forma directa al edificio. Así pues, los movimientos horizontales del terreno se mueven entre los 5mm y los 35mm mientras que los verticales lo hacen entre los 12mm y 45mm, y los movimientos horizontales del edificio se mueven entre los 5mm y los 15mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 12mm y 40mm.

4.1.8.6. ARQUETIPO II – TERRENO COHESIVO

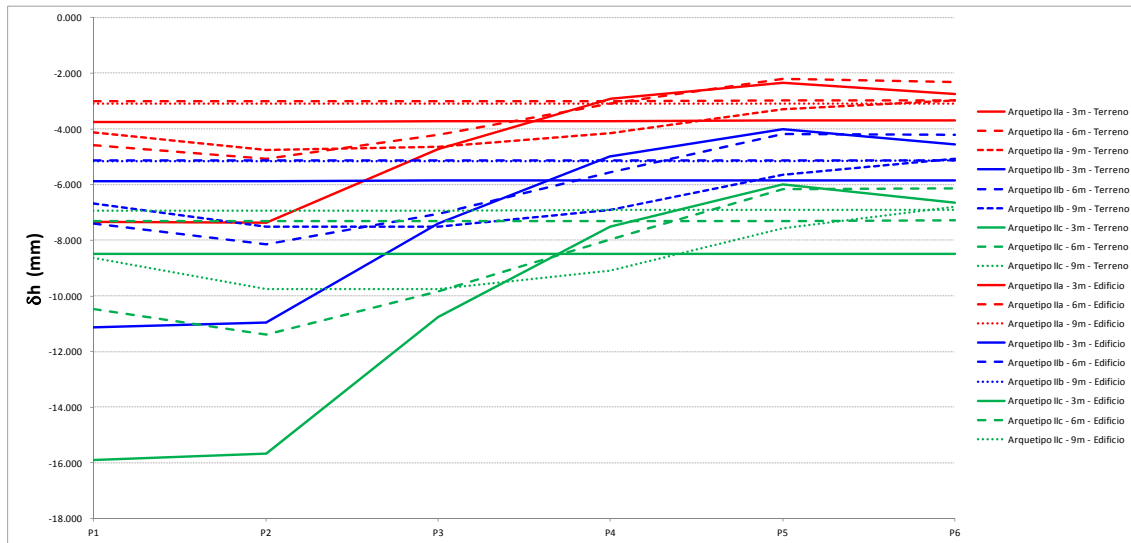


Figura 4.3.k ARQUETIPO II – Terreno cohesivo – Desplazamientos horizontales

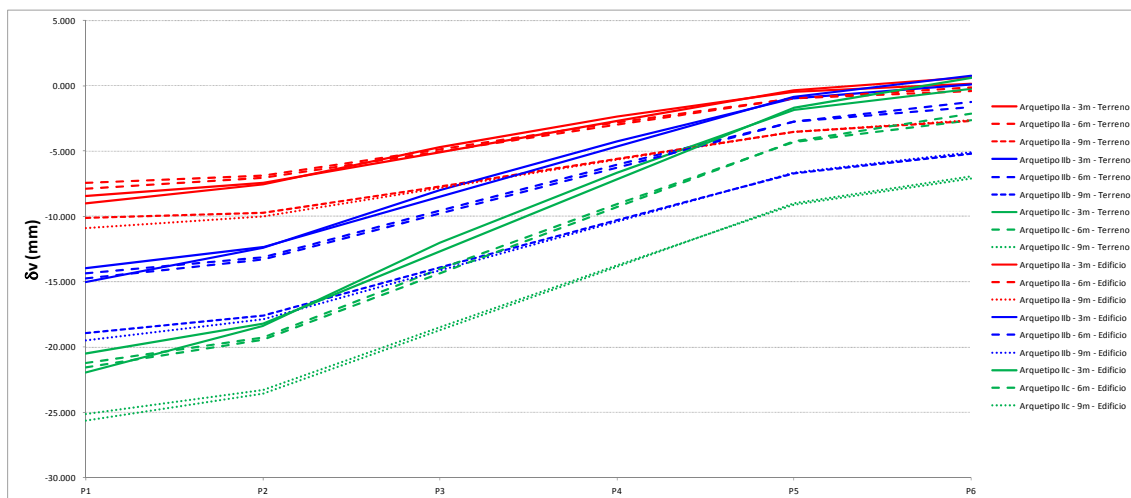


Figura 4.3.l ARQUETIPO II – Terreno cohesivo – Desplazamientos verticales

En el caso del ARQUETIPO II terreno cohesivo, se observa como los movimientos del terreno y del edificio son diferentes para los desplazamientos horizontales y bastante similares para los verticales, igual que en el caso de terreno granular, aunque con valores más reducidos. Por tanto, los movimientos horizontales del terreno se mueven entre los 4mm y los 16mm mientras que los verticales lo hacen entre los 7mm y 25mm, y los movimientos horizontales del edificio se mueven entre los 3mm y los 9mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 7mm y 26mm.

4.1.8.7. ARQUETIPO II – TERRENO MIXTO

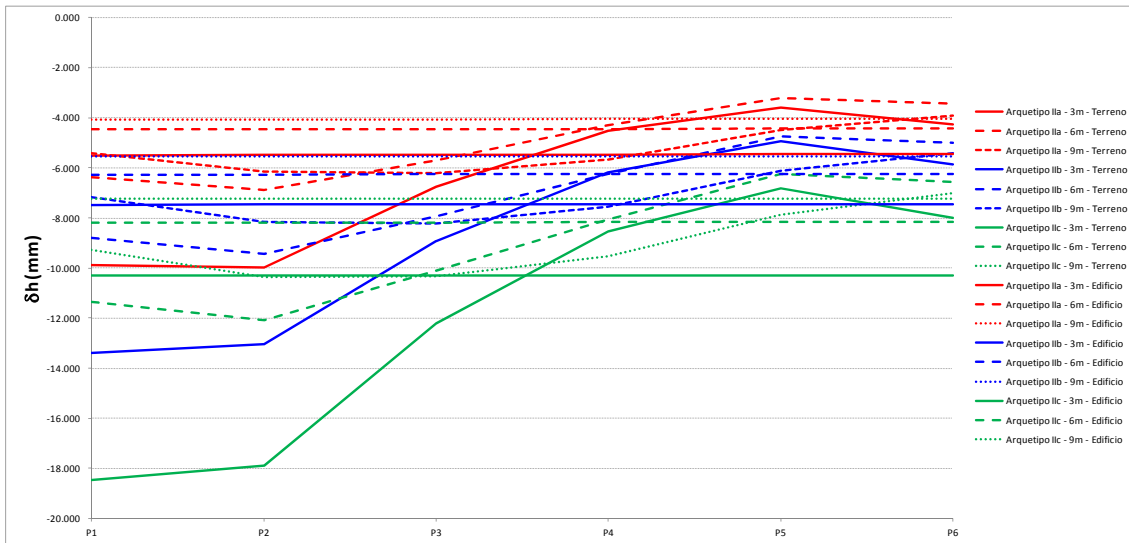


Figura 4.3.m ARQUETIPO II – Terreno mixto – Desplazamientos horizontales

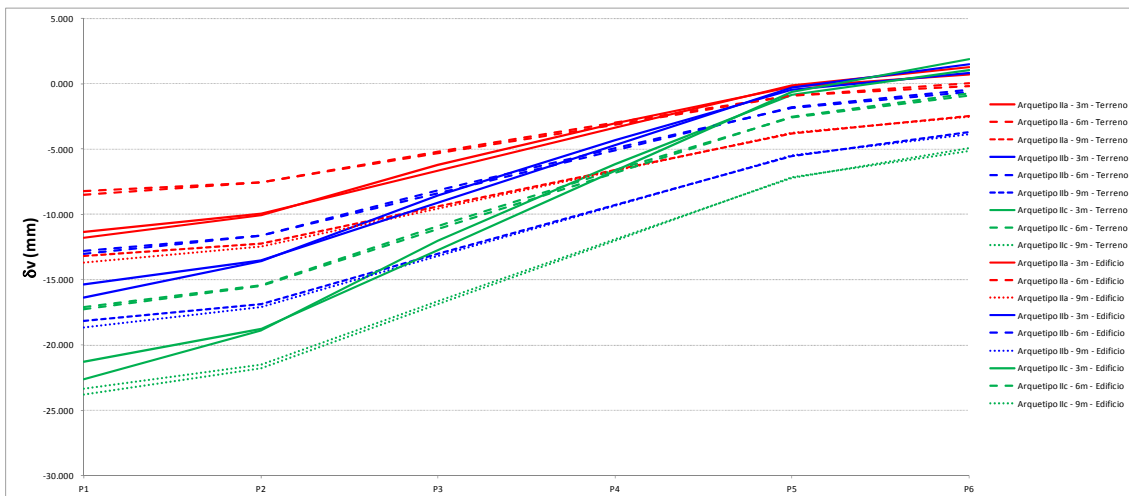


Figura 4.3.n ARQUETIPO II – Terreno mixto – Desplazamientos verticales

En el caso del ARQUETIPO II terreno mixto, se observa como los movimientos del terreno y del edificio son muy parecidos a los del terreno cohesivo. En este caso, los movimientos horizontales del terreno se mueven entre los 5mm y los 18mm mientras que los verticales lo hacen entre los 8mm y 25mm, y los movimientos horizontales del edificio se mueven entre los 4mm y los 10mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 8mm y 24mm.

4.1.8.8. RESUMEN ARQUETIPO II

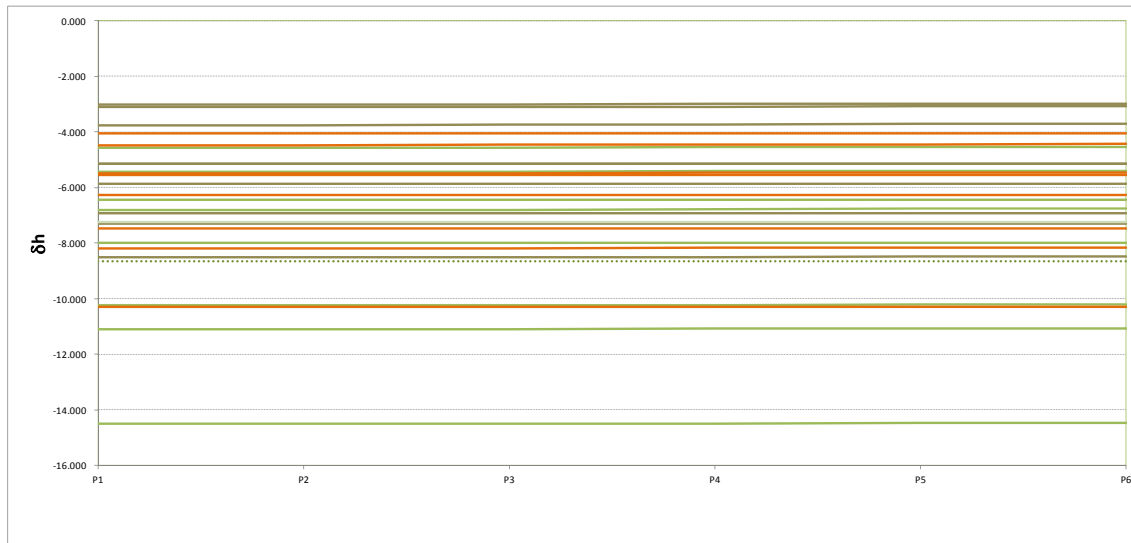


Figura 4.3.o ARQUETIPO II – Desplazamientos horizontales

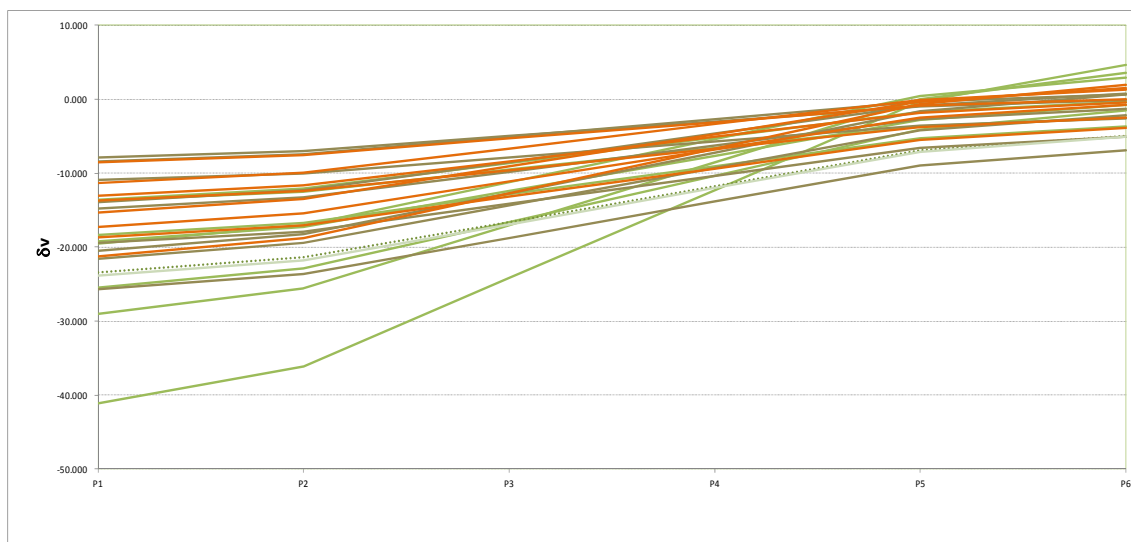


Figura 4.3.p ARQUETIPO II – Desplazamientos verticales

En estas gráficas resumen de los modelos de terreno con Arquetipo II, se observa como los perfiles de movimientos horizontales y de asientos verticales del edificio se comportan de forma diferente, puesto que los desplazamientos horizontales son uniformes en toda la longitud del perfil, mientras que las deformaciones verticales son mayores cuanto más cerca de la pantalla se encuentran. Para el caso de los movimientos horizontales, el rango de deformaciones va entre los 3mm y los 37mm, mientras que los asientos verticales se mueven entre los 7mm y los 43mm, aproximadamente.

4.1.8.9. ARQUETIPO III – TERRENO GRANULAR

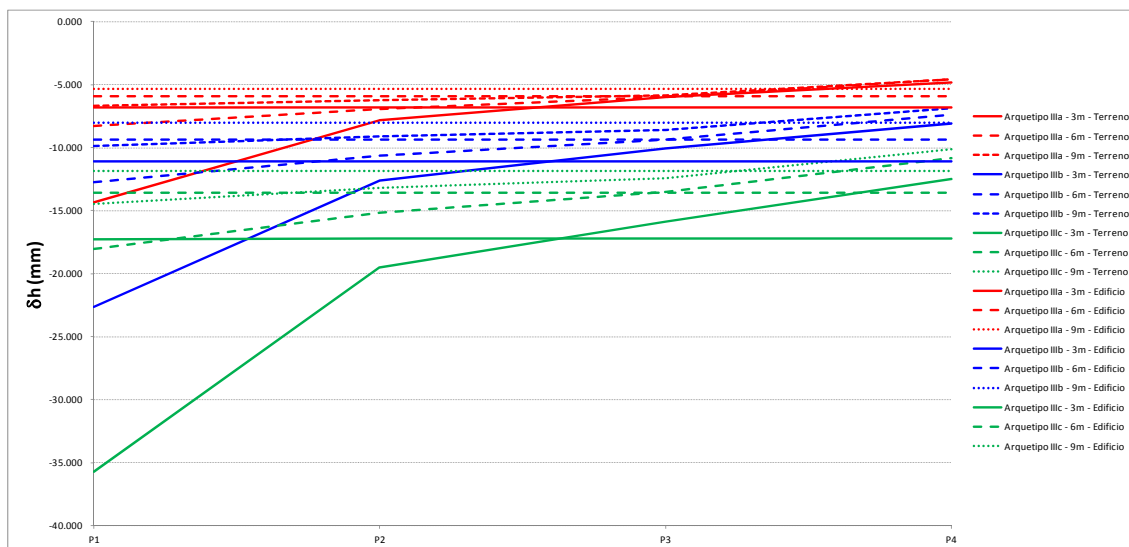


Figura 4.3.q ARQUETIPO III – Terreno granular – Desplazamientos horizontales

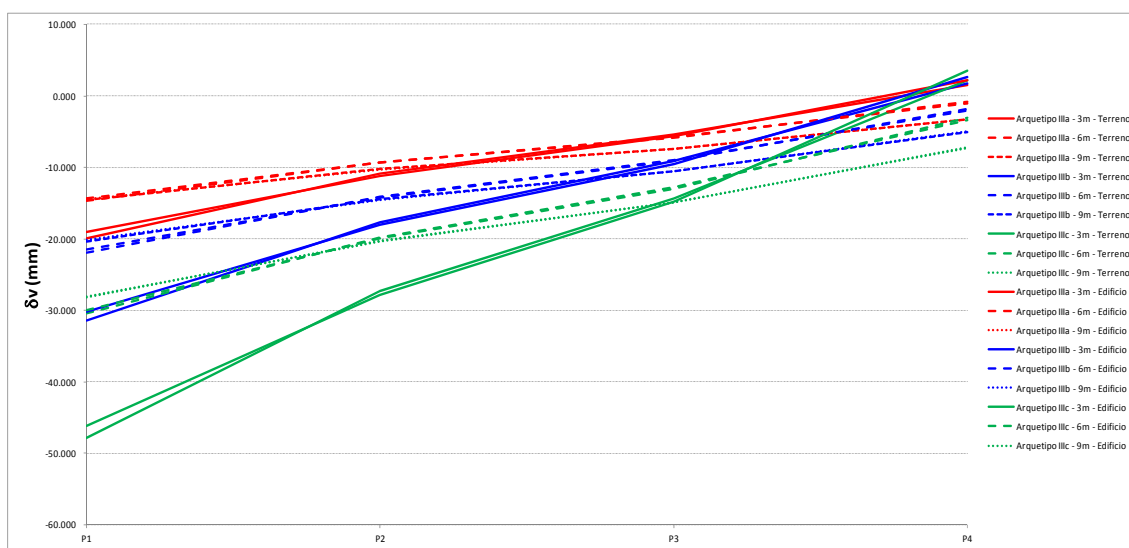


Figura 4.3.r ARQUETIPO III – Terreno granular – Desplazamientos verticales

En el caso del Arquetipo III terreno granular, se observa como los movimientos del terreno y del edificio son diferentes para los desplazamientos horizontales y bastante similares para los verticales. Esto es debido a que la rigidez axial del edificio no permite que los movimientos horizontales que ocurren en el terreno se transmitan de forma directa al edificio. Así pues, los movimientos horizontales del terreno se mueven entre los 6mm y los 36mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 14mm y 48mm. Y los movimientos horizontales del edificio se mueven entre los 5mm y los 17mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 14mm y 48mm.

4.1.8.10. ARQUETIPO III – TERRENO COHESIVO

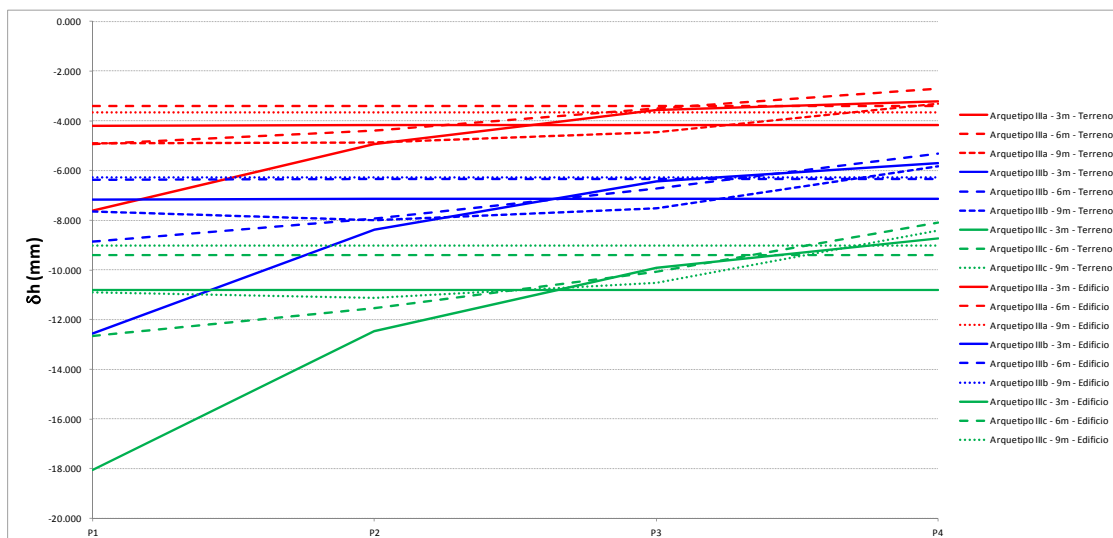


Figura 4.3.s ARQUETIPO III – Terreno cohesivo – Desplazamientos horizontales

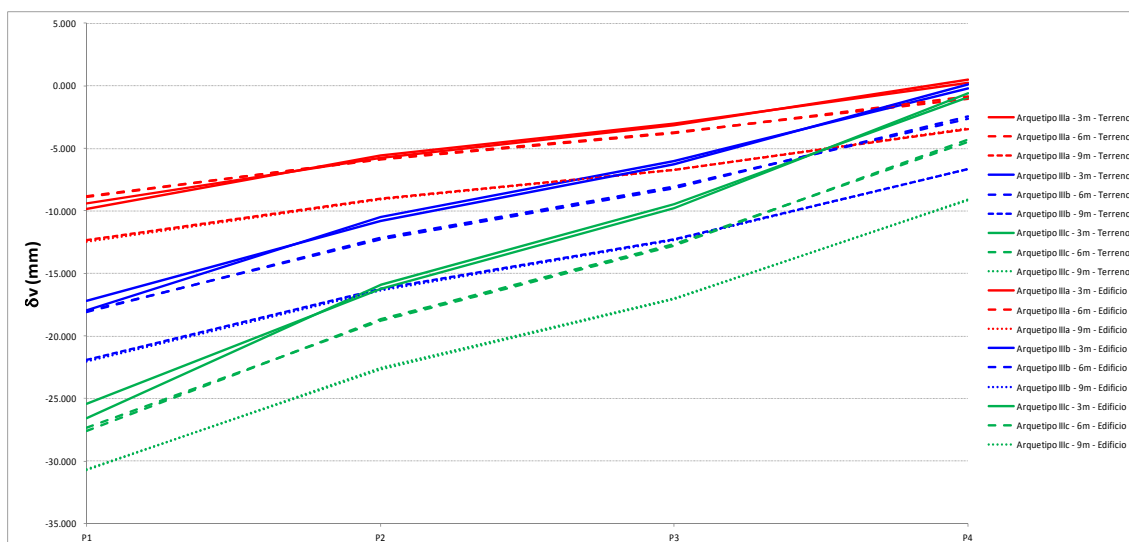


Figura 4.3.t ARQUETIPO III – Terreno cohesivo – Desplazamientos verticales

En el caso del Arquetipo III terreno cohesivo, se observa como los movimientos del terreno y del edificio son diferentes para los desplazamientos horizontales y bastante similares para los verticales, igual que en el caso de terreno granular, aunque con valores más reducidos. Por tanto, los movimientos horizontales del terreno se mueven entre los 5mm y los 18mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 9mm y 31mm. Y los movimientos horizontales del edificio se mueven entre los 3mm y los 11mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 9mm y 31mm.

4.1.8.11. ARQUETIPO III – TERRENO MIXTO

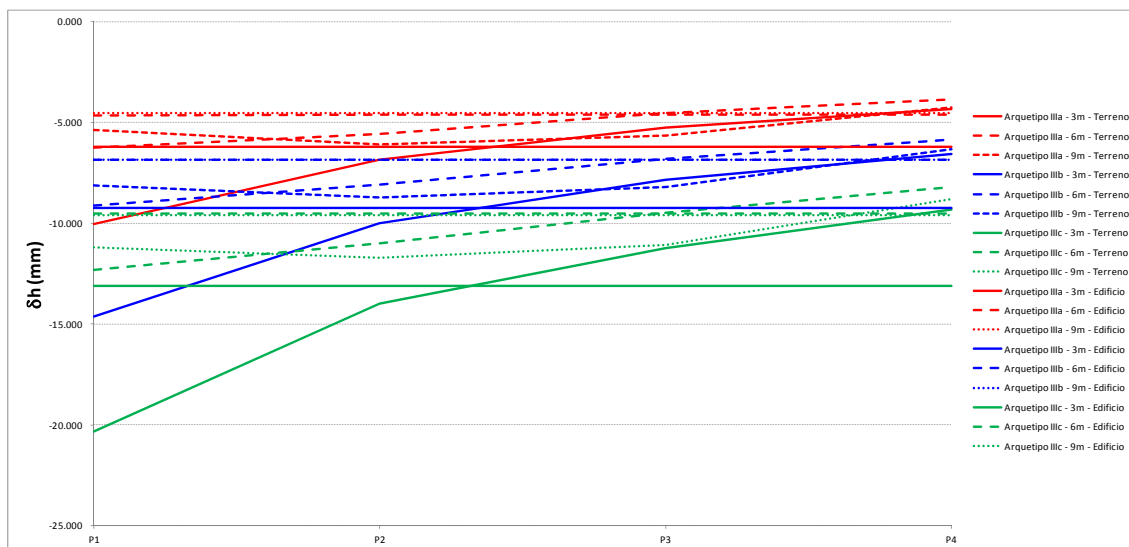


Figura 4.3.u ARQUETIPO III – Terreno mixto – Desplazamientos horizontales

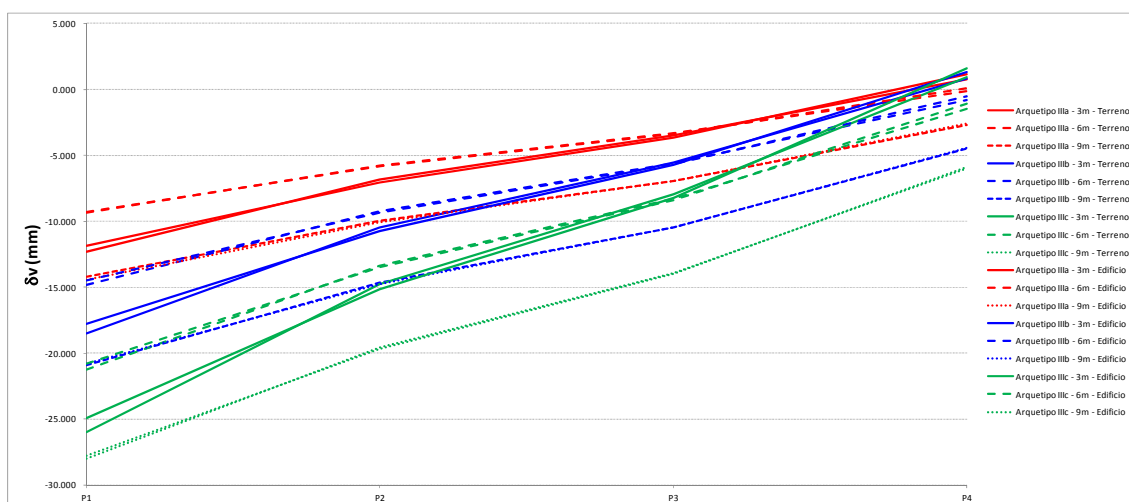


Figura 4.3.v ARQUETIPO III – Terreno mixto – Desplazamientos verticales

En el caso del ARQUETIPO III terreno mixto, se observa como los movimientos del terreno y del edificio son muy parecidos a los del terreno cohesivo. En este caso, los movimientos horizontales del terreno se mueven entre los 5mm y los 20mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 9mm y 28mm. Y los movimientos horizontales del edificio se mueven entre los 4mm y los 13mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 9mm y 28mm.

4.1.8.12. RESUMEN ARQUETIPO III

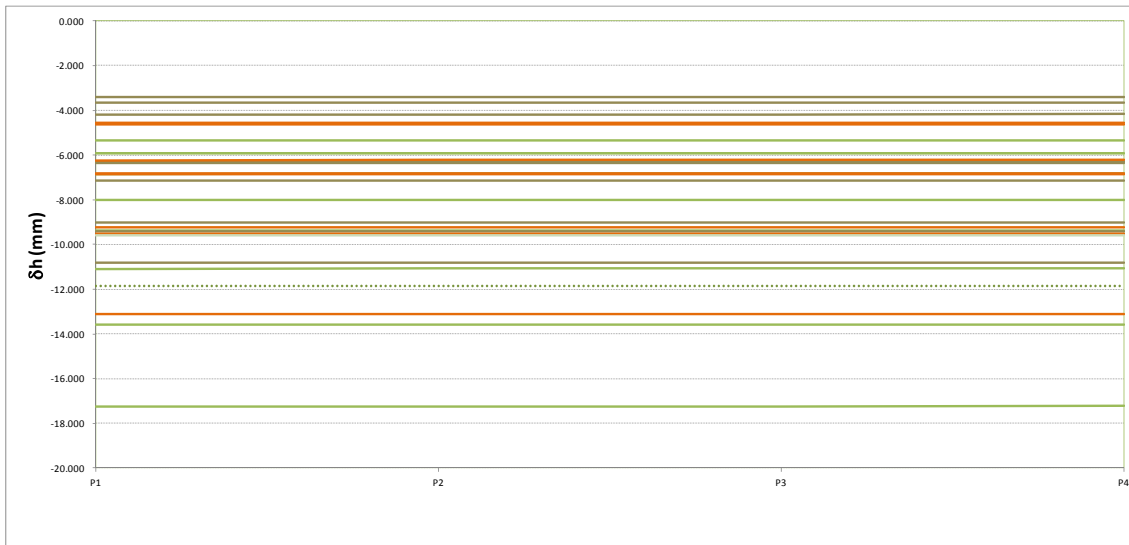


Figura 4.3.w ARQUETIPO III – Desplazamientos horizontales

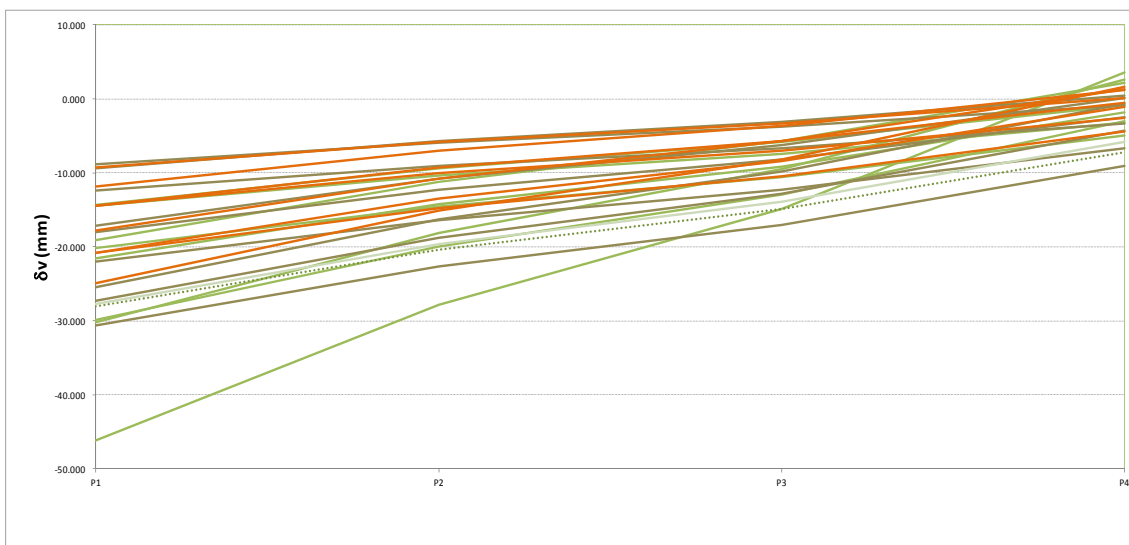


Figura 4.3.x ARQUETIPO III – Desplazamientos verticales

En estas gráficas resumen de los modelos de terreno con Arquetipo III, se observa cómo, del mismo modo que en las gráficas correspondientes al Arquetipo II, los perfiles de movimientos horizontales y de asientos verticales del edificio se comportan de forma diferente, puesto que los desplazamientos horizontales son uniformes en toda la longitud del perfil, mientras que las deformaciones verticales son mayores cuanto más cerca de la pantalla se encuentran. Para el caso de los movimientos horizontales, el rango de deformaciones va entre los 3mm y los 36mm, mientras que los asientos verticales se mueven entre los 8mm y los 48mm, aproximadamente.

4.1.8.13. ARQUETIPO IV – TERRENO GRANULAR

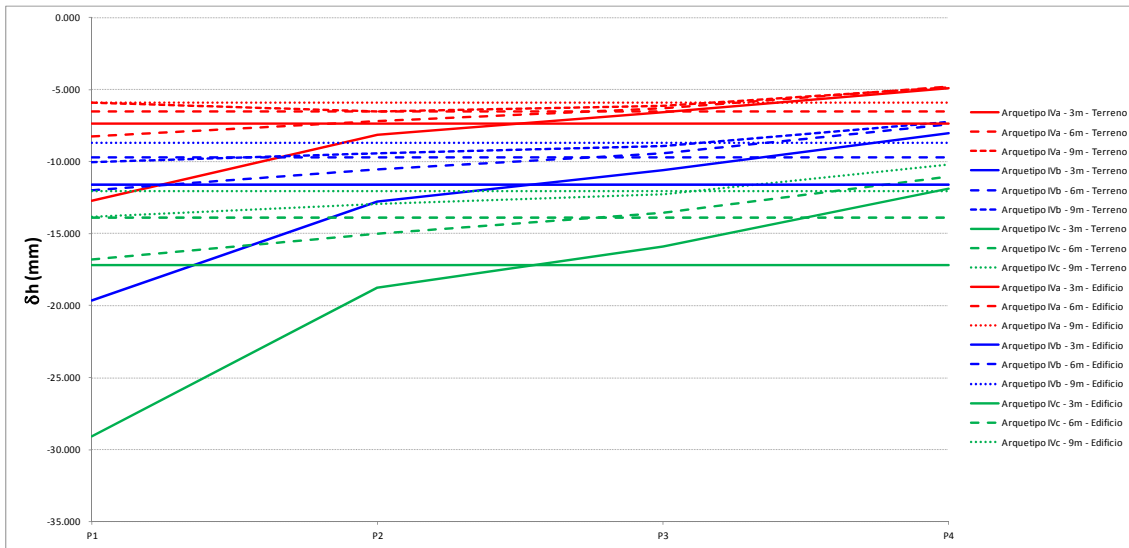


Figura 4.3.y ARQUETIPO IV – Terreno granular – Desplazamientos horizontales

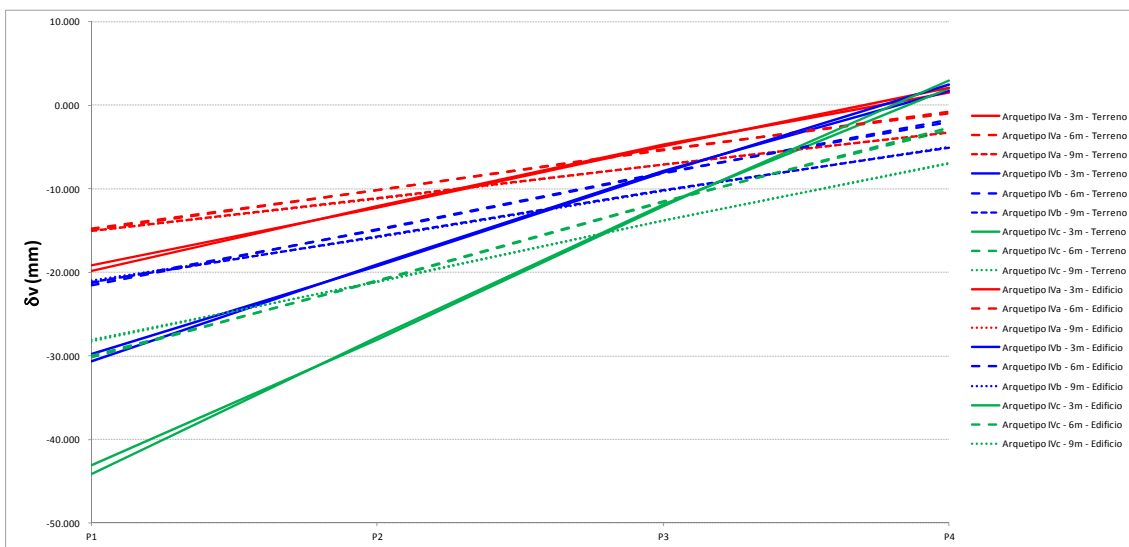


Figura 4.3.z ARQUETIPO IV – Terreno granular – Desplazamientos verticales

En el caso del Arquetipo IV terreno granular, se observa como los movimientos del terreno y del edificio son diferentes para los desplazamientos horizontales y bastante similares para los verticales. Esto es debido a que la rigidez axial del edificio no permite que los movimientos horizontales que ocurren en el terreno se transmitan de forma directa al edificio. Así pues, los movimientos horizontales del terreno se mueven entre los 6mm y los 29mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 14mm y 44mm, y los movimientos horizontales del edificio se mueven entre los 6mm y los 17mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 14mm y 42mm.

4.1.8.14. ARQUETIPO IV – TERRENO COHESIVO

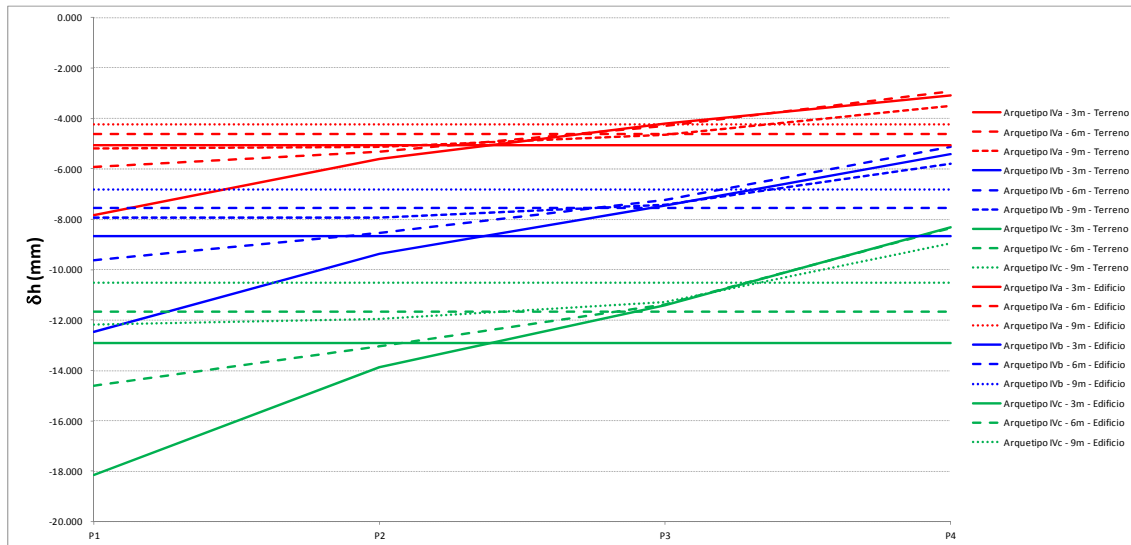


Figura 4.3.aa ARQUETIPO IV – Terreno cohesivo – Desplazamientos horizontales

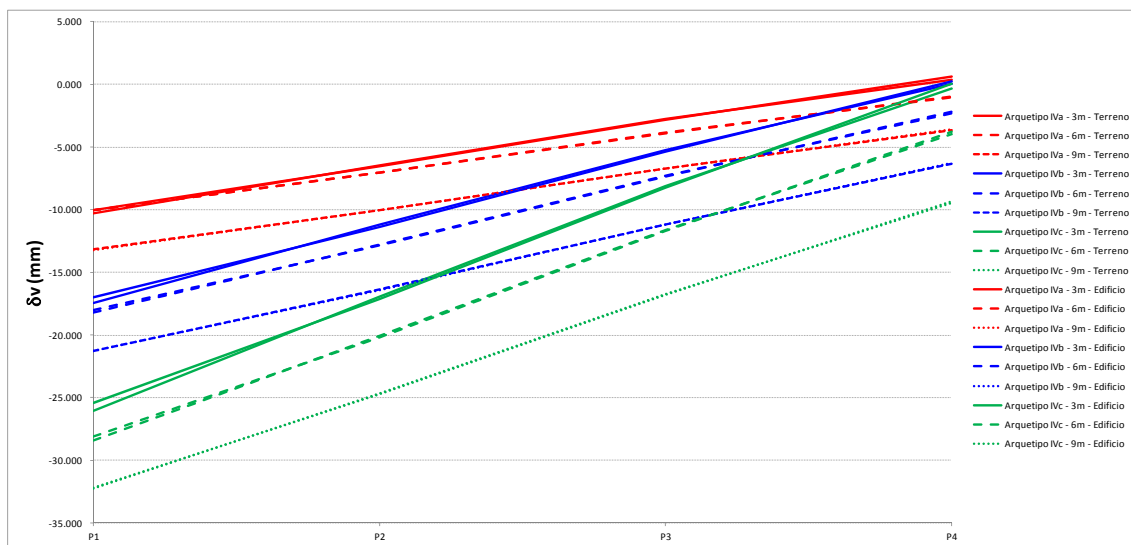


Figura 4.3.ab ARQUETIPO IV – Terreno cohesivo – Desplazamientos verticales

En el caso del Arquetipo IV terreno cohesivo, se observa como los movimientos del terreno y del edificio son diferentes para los desplazamientos horizontales y bastante similares para los verticales, igual que en el caso de terreno granular, aunque con valores más reducidos. Por tanto, los movimientos horizontales del terreno se mueven entre los 5mm y los 18mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 10mm y 32mm, y los movimientos horizontales del edificio se mueven entre los 4mm y los 13mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 10mm y 32mm.

4.1.8.15. ARQUETIPO IV – TERRENO MIXTO

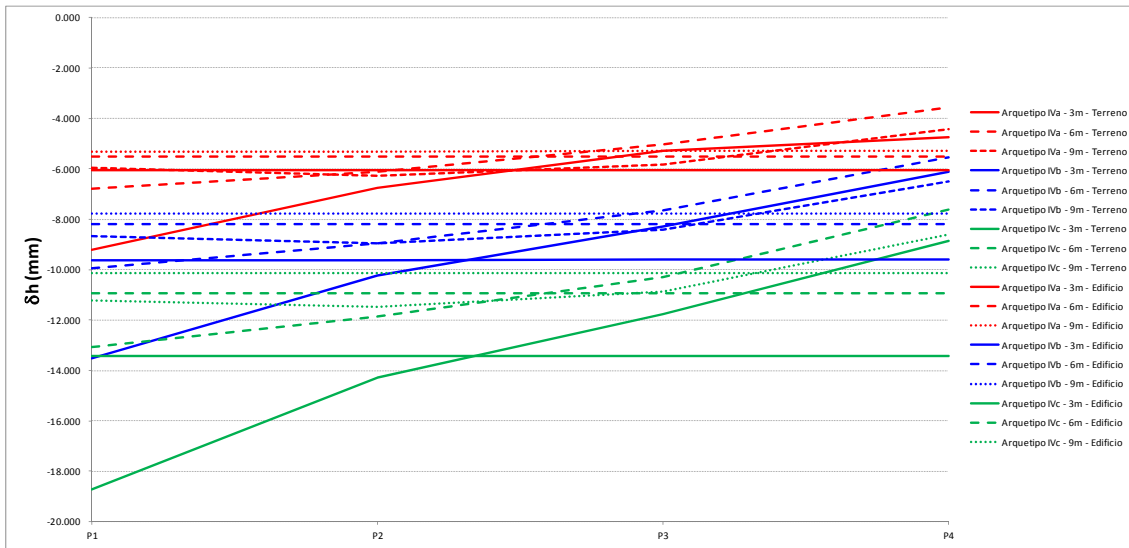


Figura 4.3.ac ARQUETIPO IV – Terreno mixto – Desplazamientos horizontales

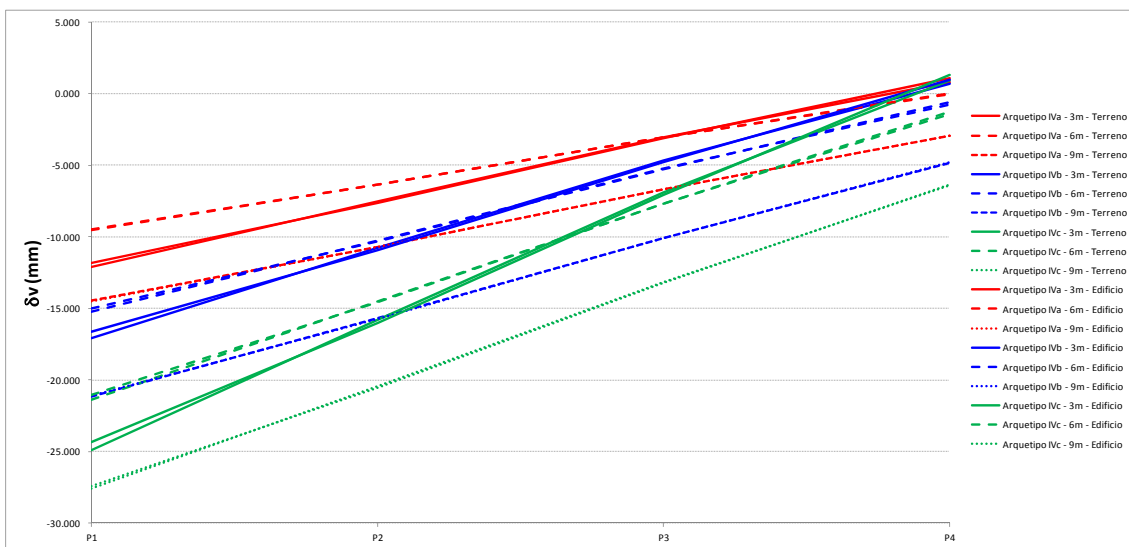


Figura 4.3.ad ARQUETIPO IV – Terreno mixto – Desplazamientos verticales

En el caso del ARQUETIPO IV terreno mixto, se observa como los movimientos del terreno y del edificio son muy parecidos a los del terreno cohesivo. En este caso, los movimientos horizontales del terreno se mueven entre los 6mm y los 18mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 10mm y 27mm, y los movimientos horizontales del edificio se mueven entre los 5mm y los 14mm, mientras que los verticales lo hacen entre los 10mm y 27mm.

4.1.8.16. RESUMEN ARQUETIPO IV

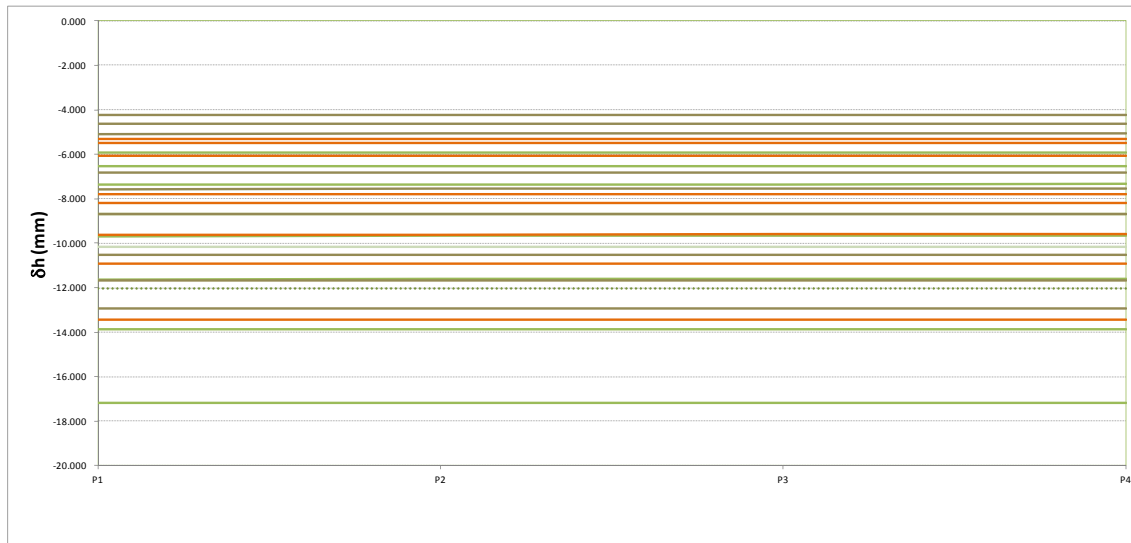


Figura 4.3.ae ARQUETIPO IV – Desplazamientos horizontales

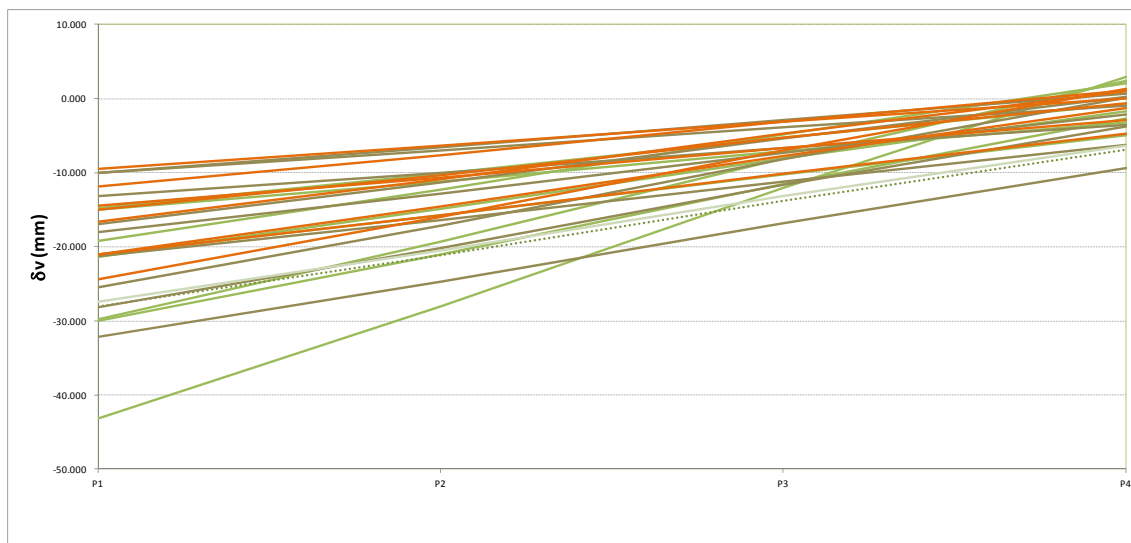


Figura 4.3.af ARQUETIPO IV – Desplazamientos verticales

En estas gráficas resumen de los modelos de terreno con Arquetipo IV, se observa cómo, del mismo modo que en las gráficas correspondientes al Arquetipo II y III, los perfiles de movimientos horizontales y de asentamientos verticales del edificio se comportan de forma diferente, puesto que los desplazamientos horizontales son uniformes en toda la longitud del perfil, mientras que las deformaciones verticales son mayores cuanto más cerca de la pantalla se encuentran. Para el caso de los movimientos horizontales, el rango de deformaciones va entre los 4mm y los 29mm, mientras que los asentamientos verticales se mueven entre los 9mm y los 44mm, aproximadamente

4.1.9. DESPLAZAMIENTO DE LOS EDIFICIOS POR TIPOLOGÍAS

En las siguientes gráficas se muestra una comparación de los desplazamientos (horizontales y verticales) del pilar más cercano a la cabeza de la pantalla por arquetipos. En el eje de ordenadas se muestra el valor del desplazamiento en mm y en el eje de abscisas se muestran los edificios con distintas alturas de cada arquetipo y los distintos tipos de terreno (en verde el perfil correspondiente al terreno granular- Barcelona Delta- , en marrón el del terreno cohesivo – Madrid - y en naranja el del terreno mixto – Barcelona Ensanche).

4.1.9.1. ARQUETIPO I

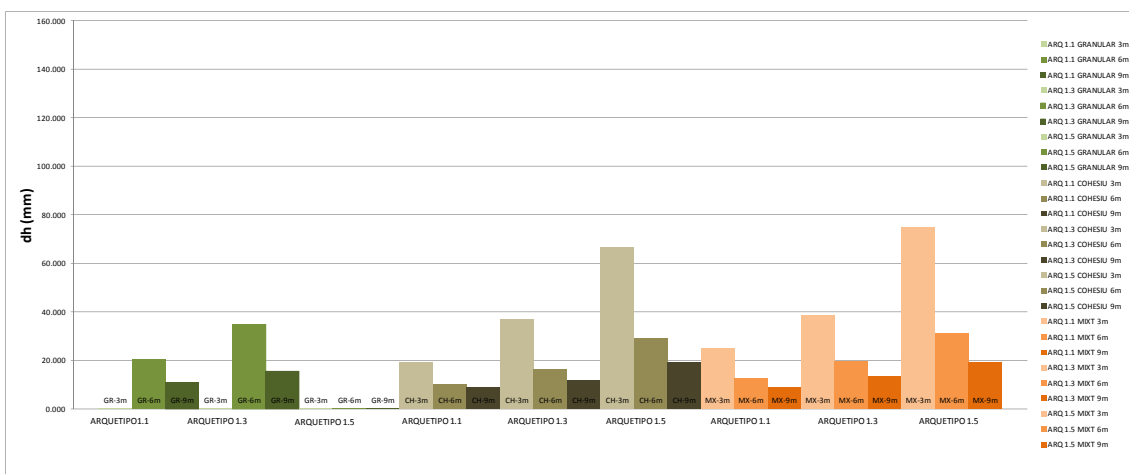


Figura 4.3.ag ARQUETIPO I – Desplazamientos horizontales del edificio

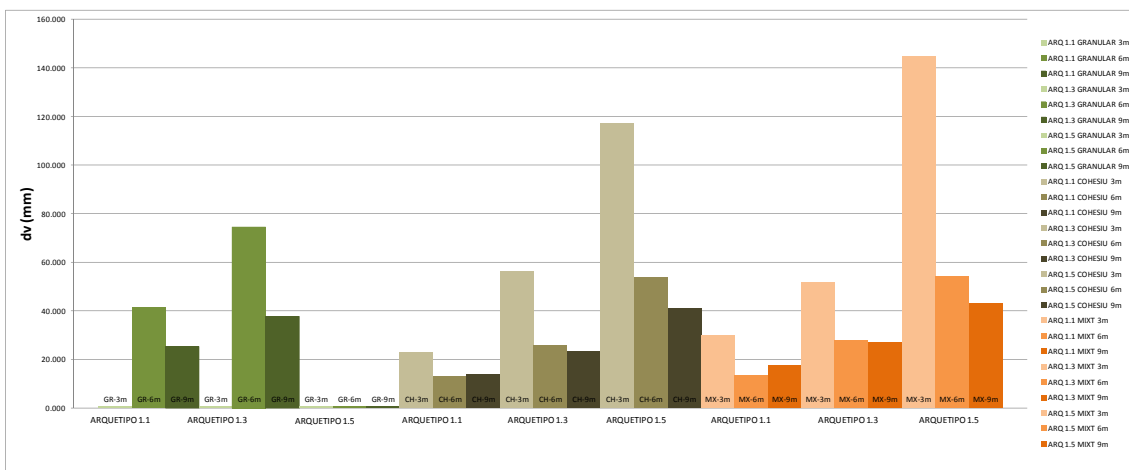


Figura 4.3.ah ARQUETIPO I – Desplazamientos verticales del edificio

Para los movimientos correspondientes a los edificios del ARQUETIPO I, se observa como la proporción entre movimientos horizontales y verticales es aproximadamente de 1:2. Por otro lado, también se observa como los desplazamientos aumentan de forma exponencial debido al peso del edificio y,

que por el contrario, se reducen de la misma manera debido a la rigidez del sistema de contención.

4.1.9.2. ARQUETIPO II

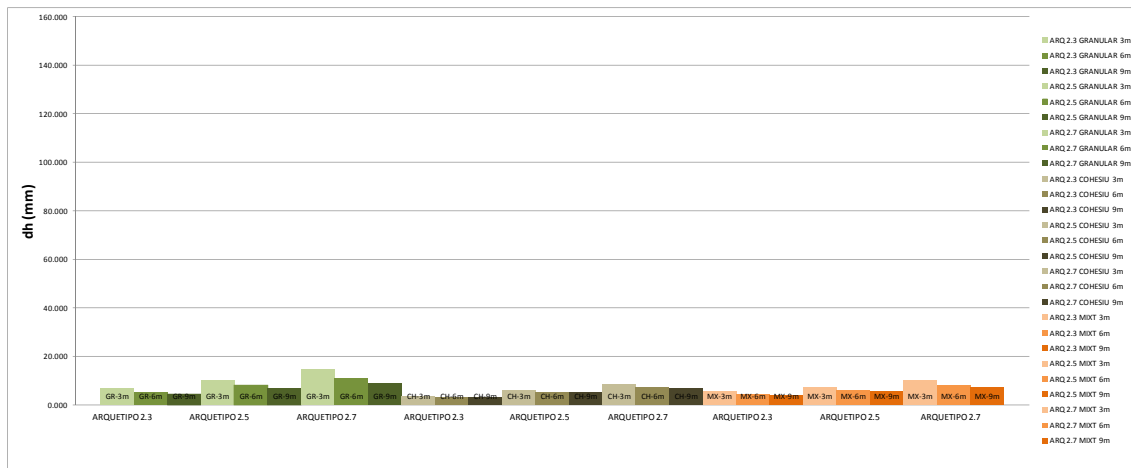


Figura 4.3.ai ARQUETIPO II – Desplazamientos horizontales del edificio

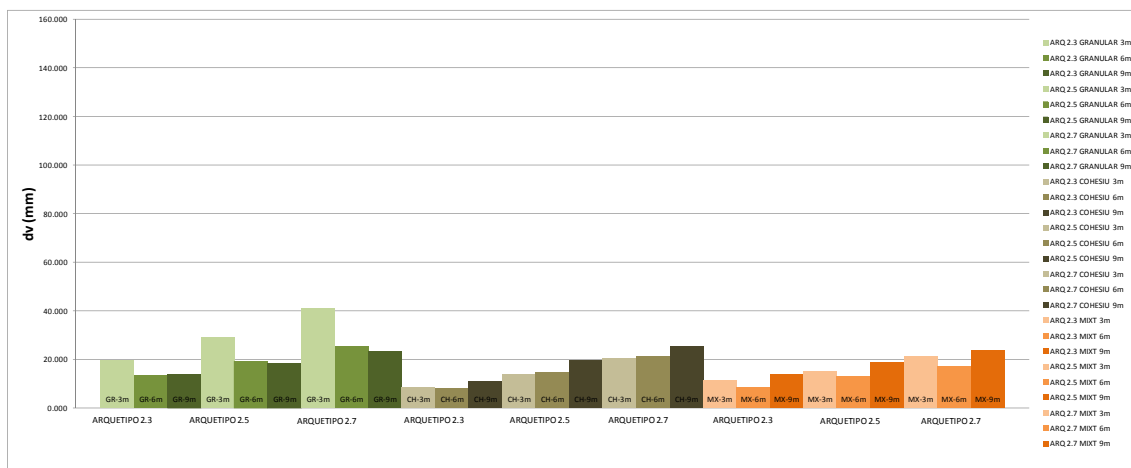


Figura 4.3.aj ARQUETIPO II – Desplazamientos verticales del edificio

Puesto que los gráficos están a la misma escala, es fácil observar cómo los desplazamientos, tanto horizontales como verticales, para el ARQUETIPO II son mucho más pequeños que para el ARQUETIPO I. Esto es debido al valor de rigidez axial y rigidez a flexión de los edificios. La proporción entre movimientos verticales y horizontales se mantiene, pero de una magnitud muy diferente. Cabe destacar que el comportamiento para los perfiles correspondientes al terreno cohesivo y mixto es muy parecido entre ellos, en contraposición con los correspondientes al terreno granular. Esto es debido, en

gran parte, por la posición del nivel freático respecto a la cota de coronación de la pantalla.

4.1.9.3. ARQUETIPO III

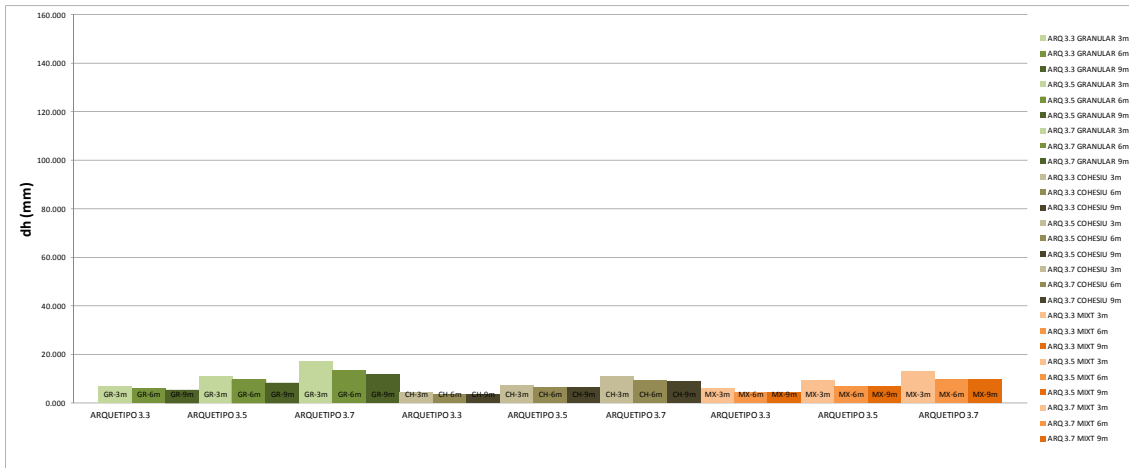


Figura 4.3.ak ARQUETIPO III – Desplazamientos horizontales del edificio

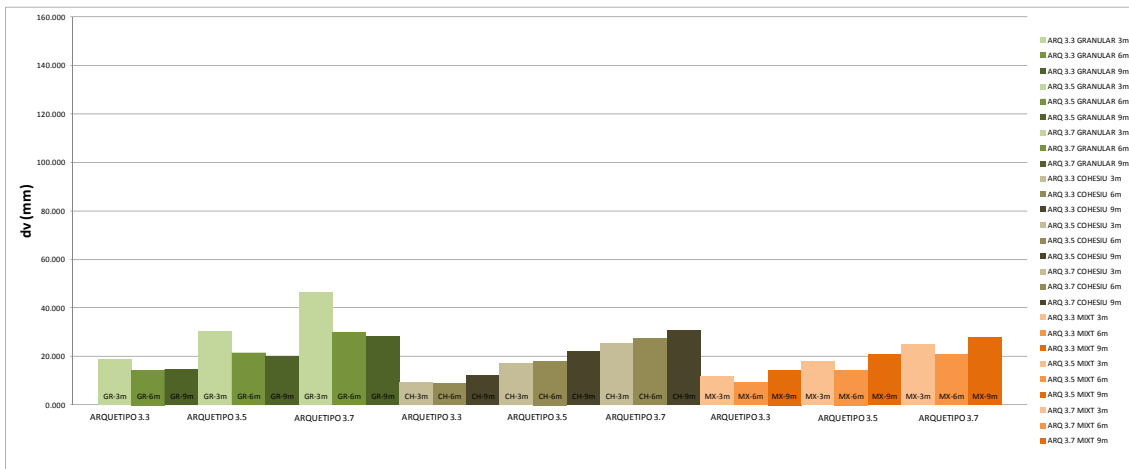


Figura 4.3.al ARQUETIPO III – Desplazamientos verticales del edificio

En este caso, los movimientos que se producen para los edificios del ARQUETIPO III son muy similares a los del ARQUETIPO II, y por tanto sus proporciones y comparativas también. Esto es debido a que, a partir de cierto valor de la rigidez, tanto axial como a flexión, del edificio, el comportamiento es muy similar y ya sólo influye de forma destacada el peso del edificio.

4.1.9.4. ARQUETIPO IV

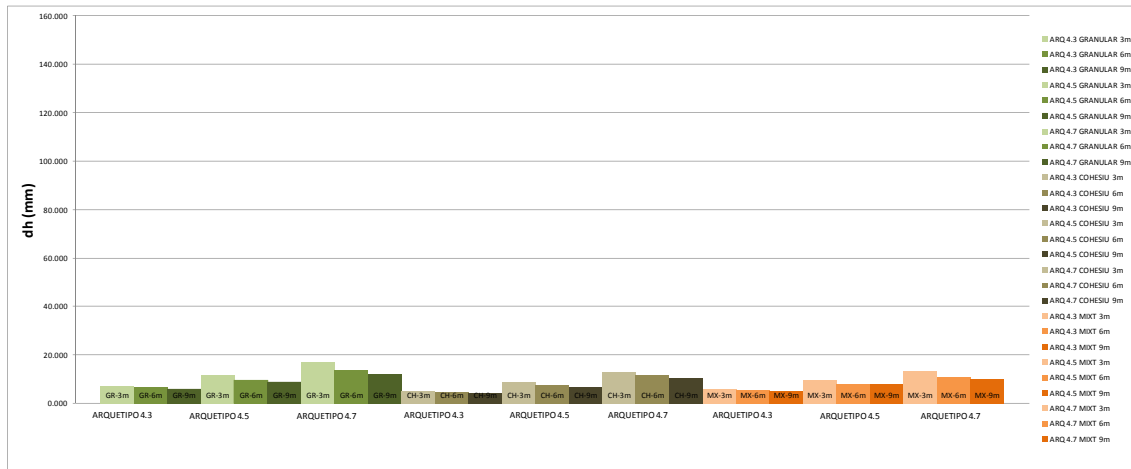


Figura 4.3.am ARQUETIPO IV – Desplazamientos horizontales del edificio

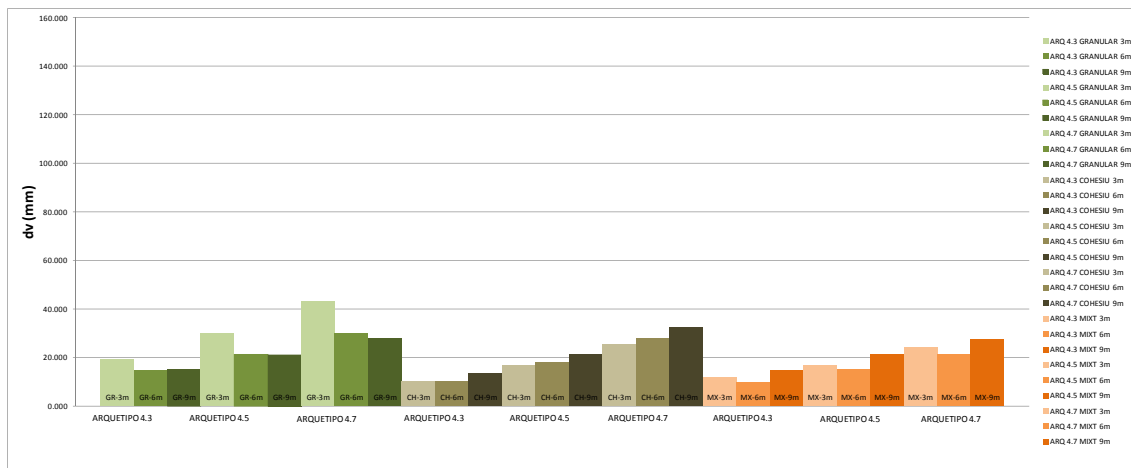


Figura 4.3.an ARQUETIPO IV – Desplazamientos verticales del edificio

En el caso del ARQUETIPO IV, el comportamiento es ya casi idéntico al de los ARQUETIPOS II y III, especialmente cuando se compara con el del ARQUETIPO I.

CAPÍTULO V
CONCLUSIONES PARTICULARES

CAPÍTULO V – CONCLUSIONES PARTICULARES

5. CONCLUSIONES PARTICULARES	263
5.1. RIGIDEZ DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN.....	263
5.2. RIGIDEZ DEL TERRENO	264
5.3. RIGIDEZ DEL EDIFICIO	265
5.4. RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN.....	265
5.5. RESUMEN	266

5. CONCLUSIONES PARTICULARES

5.1. RIGIDEZ DEL SISTEMA DE CONTENCIÓN

Se detecta que en los usos habituales de diseño de pantallas en nuestro país, hay una falta de precisión de este parámetro donde muchas veces se va muy por encima de lo necesario y en otras muy por debajo, rozando la peligrosidad.

Las rigideces que utilizamos hoy en día en las obras están muy por encima de esta rigidez frontera, ya sea por gruesos como por anclajes, como por clava.

Se ha podido comprobar como hay un momento a partir del cual, si se reduce el valor de la rigidez del sistema de contención puede ser muy peligroso, y aumentarlo no resulta eficaz.

Excepto en los casos de excavaciones pequeñas donde, solo por el hecho de no apuntalar, la rigidez del sistema es excesivamente baja. También en los casos de contenciones con cortina de micropilotes donde la rigidez a flexión es muy baja.

En efecto, los muros pantalla actuales, en edificación, se diseñan con rigideces relativas muy altas. Aplicando el criterio K_3 , de **Clough** y **O'Rourke**, (1990), vemos que los proyectos actuales no bajan de un valor de 300 Tm^2 , superando a menudo las 500 Tm^2 . Son valores muy conservadores -incluso en casos de seguridad basal baja- que justifican plenamente la visión citada por **Moorman** y **Long**.

En casos de tipologías diferentes menos rígidas -como en el caso de los muros de micropilotes anclados, cada vez más frecuentes- esta última afirmación no se cumple y se deberá tener muy en cuenta la rigidez del sistema.

Se comprueba que, sería conveniente estudiar con más detalle como definir las rigideces óptimas en cada caso y establecer un criterio práctico.

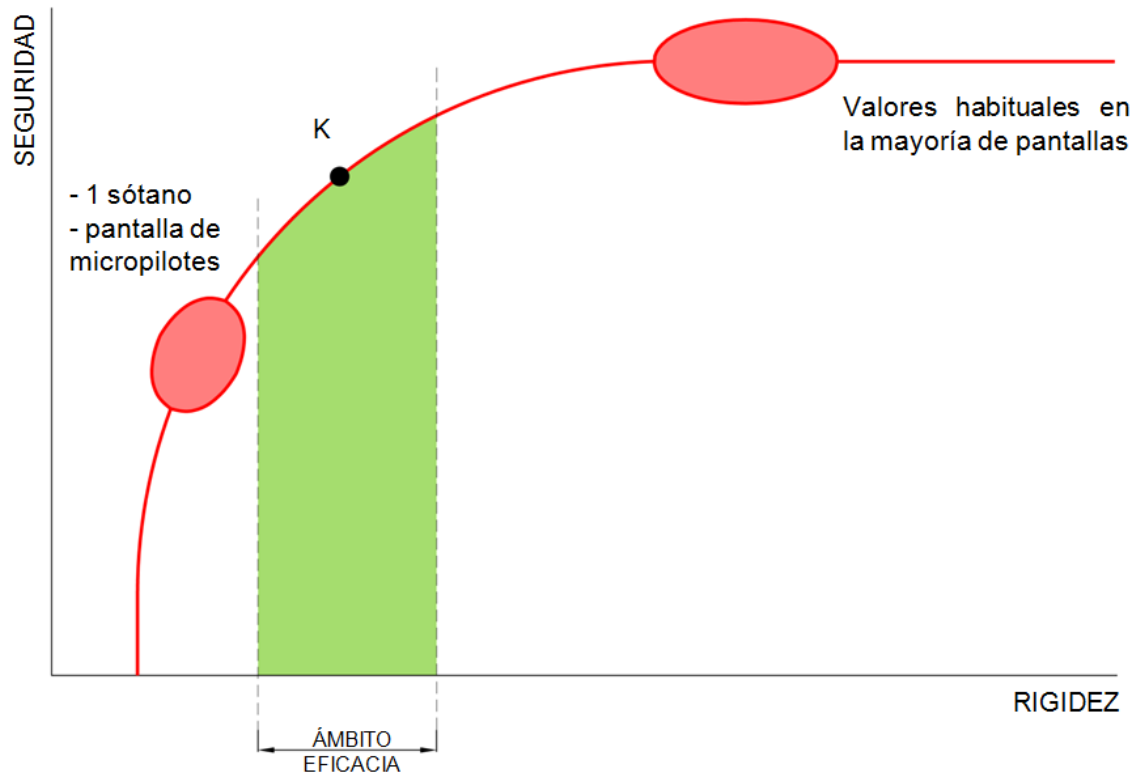


Figura 5.2.a. Curva genérica de eficacia de la clava.

5.2. RIGIDEZ DEL TERRENO

Del estudio realizado sobre los métodos más utilizados para representar el terreno, Mohr Coloumb y Hardening Soil, se extrae qué: para obtener unos resultados lo más fiables, se debe definir las características del terreno lo mejor posible.

Habitualmente se usa el modelo de Mohr Coloumb para este tipo de cálculos, el cual no representa adecuadamente varios parámetros del terreno. Entre ellos se encuentra el endurecimiento en profundidad, ni la descompresión frente a una excavación.

Así pues, el uso de modelos Hardening Soil, que si contemplan estos parámetros, es mucho más fiable para la representación del terreno, su evaluación y posterior cálculo del sistema de contención.

5.3. RIGIDEZ DEL EDIFICIO

La rigidez de los edificios afecta de una manera muy considerable y de forma inesperada.

Igual que la rigidez del sistema de contención, se comporta con un valor de frontera a partir del cual el hecho de que crezca no afectará al comportamiento del terreno de forma importante. En el caso opuesto, por debajo de este valor el comportamiento del terreno empeora de forma exponencial.

Por otro lado, se intuye una diferencia real entre la influencia de la rigidez axial y la rigidez a flexión del edificio.

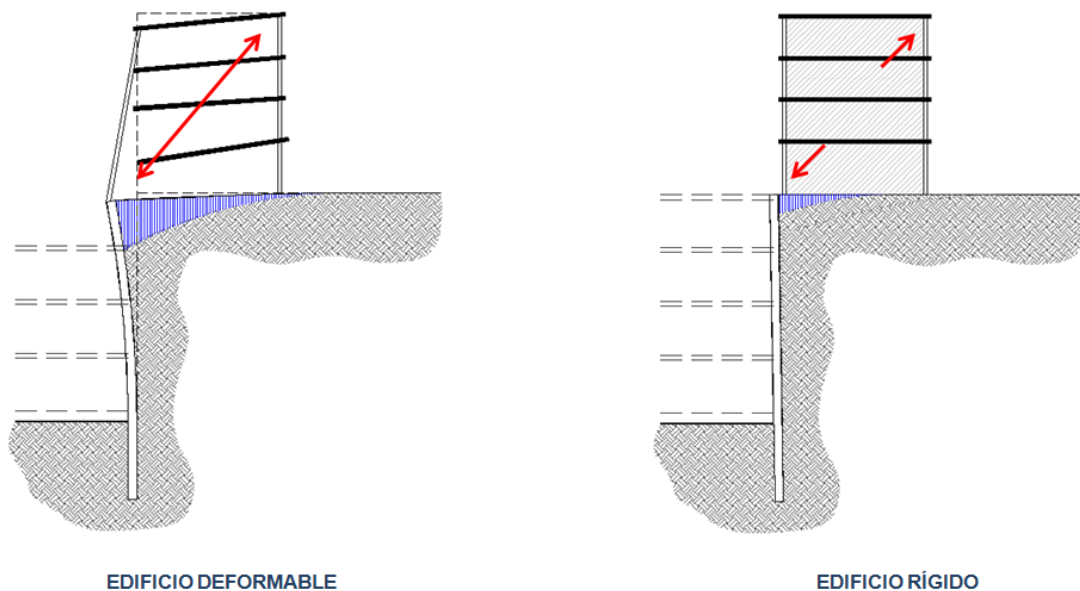


Figura 5.3.a. Esquema deformabilidad edificios según su rigidez.

5.4. RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN

La rigidez de la cimentación también afecta a la deformación del terreno en su propio plano, ya que coacciona los desplazamientos de este.

Como en el punto anterior, “5.3. Rigidez del edificio”, la influencia que produce la rigidez de la cimentación afecta moderadamente a las deformaciones y desplazamientos del terreno.

Según el tipo de atado de la cimentación, ésta tendrá una rigidez axial mayor o menor.

En los edificios tipo el arquetipo I y II donde nos encontramos con cimentaciones sin ningún tipo de atado, se producen mayores deformaciones del terreno, ya que su cimentación no trabaja de manera uniforme y se deforma libremente.

En cambio se ha podido comprobar como en los arquetipos III y IV, en los que la cimentación está atada o en el segundo caso es única, los edificios tienden, como era de esperar, a tener deformaciones mucho menores.

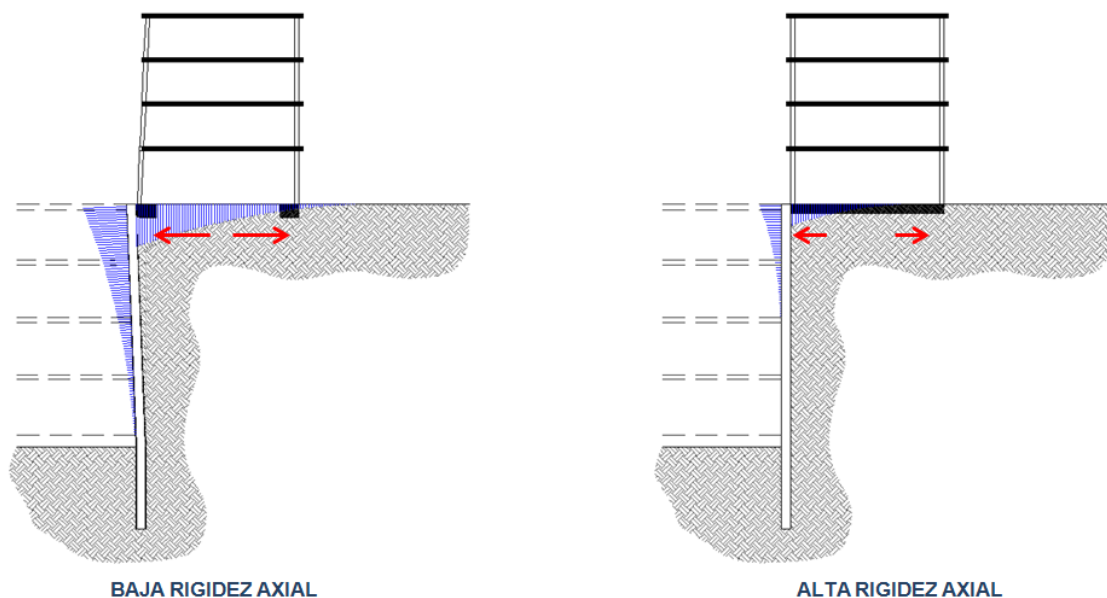


Figura 5.4.a. Esquema deformabilidad edificios según la rigidez de su cimentación.

5.5. RESUMEN

Para lograr el objetivo de este primer libro, la optimización de los métodos de cálculo de los sistemas de contención, se debe adecuar el método de cálculo al modelo concreto a analizar, utilizando el más apropiado en cada caso: métodos complejos tipo plaxis para modelos de alta complejidad, métodos wincler para modelos comunes y métodos clásicos para modelos simples.

Por otro lado se debe tener en cuenta también que los modelos complejos requieren de una discretización bien realizada con una mayor descripción de los parámetros que intervienen.

En resumen se debería:

- Estudiar con más detalle la definición de las rigideces propias del sistema de contención.
- Definir correctamente y de forma minuciosa el terreno.
- Analizar la rigidez axial y a flexión de las edificaciones vecinas.
- Tener en cuenta el tipo de cimentación de los edificios adyacentes.

Con la consideración de todos los elementos que influyen en el cálculo del sistema de contención analizadas en este libro (la rigidez del sistema, la rigidez del terreno, la rigidez del edificio y la rigidez de la cimentación) podemos hablar de un modelo de cálculo completo de rigidez global integrada.