

Análisis numérico de los esfuerzos verticales en el paramento de un muro de tierra reforzada en suelo diabásico

Damians*, I.P., Josa***, A., Albuquerque***, P.J.R., Lloret*, A., Ledesma*, A. & De Santos*, C.

**Department of Geotechnical Engineering and Geosciences, School of Civil Engineering, Technical University of Catalunya-BarcelonaTech, Barcelona, Spain.*

***I.S.UPC, Institute of Sustainability, Technical University of Catalunya-BarcelonaTech, Barcelona, Spain.*

****UNICAMP, State University of Campinas, São Paulo, Brasil.*



ABSTRACT

The paper presents a numerical analysis of the service behaviour of a reinforced soil wall constructed in a diabasic soil. A 2D model developed through the Finite Element Method (FEM) using the commercial computer software PLAXIS has been developed for this purpose. This model has been applied to the case of a 6 meters high wall constructed on a diabasic, lateritic and porous underlying soil, common to the region of Campinas (São Paulo, Brazil). The geotechnical properties of this soil have been quantified for different compaction levels. In particular the vertical stresses in the front structure of the wall have been analyzed. The results show that variations in the soil stiffness and of the structure elements geometry cause significant variations of the stress-strain state and the forces that are generated.

RESUMEN

Mediante el desarrollo de un modelo numérico 2D por el método de los elementos finitos (M.E.F.) con el programa comercial de ordenador PLAXIS se ha modelado el comportamiento en servicio de muros de tierra reforzada. Este modelo se ha aplicado al caso de un muro de 6 metros de altura ejecutado en suelo del diabásico, laterítico y poroso, común en la región de Campinas (São Paulo, Brasil), con propiedades resistentes variables que se han cuantificado según diferentes niveles de compactación. Utilizando este modelo se ha estudiado, en particular, el estado tensional en el paramento del muro. Los resultados más relevantes de dicho análisis, presentados en este documento, muestran que variaciones tanto en la rigidez del terreno como en la geometría de los elementos constructivos provocan cambios significativos en el estado tenso-deformacional y en de los esfuerzos que se generan.

1 INTRODUCCIÓN

Desde su origen en los años 70 con la patente de "Terre Armée" en 1963 (Vidal 1966) los muros de tierra reforzada se han adaptado a múltiples resoluciones constructivas, mejorando y optimizando el rendimiento de sus componentes y creciendo en su aplicabilidad frente a otras opciones estructurales (Anderson & Brabant 2006, Valero 2002). Se entiende como suelo o tierra reforzada al sistema compuesto por la asociación de un cierto material compactado usado como relleno (terraplén con propiedades adecuadas) y un refuerzo pasivo colocado en su interior. El procedimiento constructivo de una estructura de tierra reforzada se desarrolla con la colocación progresiva de los paneles del paramento, debidamente ubicados y ensamblados unos sobre los otros mediante piezas elastoméricas de apoyo a medida avanza la extensión del material de relleno por tongadas, y se instalan los refuerzos, a diferentes alturas y anclados al paramento. De este modo, en la técnica de la tierra reforzada se reconvierte parte del material a contener en un componente importante de la estructura.

Desde el punto de vista de los estados en servicio, este tipo de estructuras pueden dar lugar a patologías diversas, tanto debidas a un mal proceso constructivo

como a errores de diseño o asentamientos excesivos del sustrato (Passe 2000). De especial relevancia para el estudio descrito en esta comunicación cabe señalar el desconchamiento del hormigón del paramento (Figura 1) debido al aplastamiento de las piezas elastoméricas de apoyo y que deriva en el contacto entre hormigones de paneles verticalmente consecutivos (Neely 2005).

En esta comunicación se formaliza numéricamente el análisis de este tipo de estructuras y se aplica a un muro de la zona de Campinas (São Paulo, Brasil), cuyo suelo ha sido caracterizado geotécnicamente bajo varios supuestos de compactación, representando su uso y aprovechamiento como material de relleno en estructuras de tierra reforzada. Como particularidad al respecto del tipo de terreno de la zona y desfavorable a la construcción de este tipo de estructuras es el hecho de que el material es bastante cohesivo y con ángulos de rozamiento interno no demasiado altos (en contra a lo que se establece en algunas recomendaciones específicas: DGC-MOPU 1998, Elias et al. 2001, RTA-NSW 2005, NF 1998, BS 1995). Aunque no es un buen suelo para rellenos y daría lugar, en general, a muros convencionales (por ejemplo de gravedad) con secciones importantes de hormigón con los consiguientes costes ambientales y económicos, el estudio llevado a cabo

permite analizar su aprovechamiento como material de sostenimiento de la propia estructura de contención, en este caso de suelo reforzado, que es, además, una tipología mucho menos sensible a posibles asientos diferenciales. El análisis de los empujes producidos por las tierras y el dimensionamiento de estructuras de contención convencionales puede llevarse a cabo mediante los procedimientos habituales a través del coeficiente de empuje lateral activo, que es significativamente mayor en suelos de baja calidad. Al respecto, el bajo peso específico del suelo natural analizado en este caso (ver tablas 1 y 2) no llega a compensar este efecto. En el supuesto de estructuras de contención mediante tierra reforzada, la naturaleza flexible del sistema al tolerar las deformaciones que se originan en el proceso constructivo hace que el coeficiente de empuje vaya disminuyendo a partir de una cierta altura (Jiménez et al. 1981). Si asimismo, los refuerzos están conformados por elementos rígidos (pletinas de acero, por ejemplo), la superficie de terreno en estado activo se reduce aún más (Allen et al. 2001, AASHTO 1999), haciendo posiblemente viable la consideración de uso de suelos como con el que se dispone a tratar.



Figure 1. Muro de tierra reforzada, con patologías de desconchamiento debido a desplazamientos relativos excesivos entre paneles del paramento.

Este estudio corresponde a un primer análisis únicamente numérico para poder contrastar posteriormente los resultados obtenidos con los de experiencias instrumentadas, calibrando el modelo numérico elaborado bajo supuestos de estados de servicio y también últimos.

2 CARACTERÍSTICAS DEL ÁREA DE APLICACIÓN

El caso de aplicación del modelo que se presenta se sitúa en la zona de ensayos de campo experimental de la

Universidad Estadual de Campinas (Unicamp), situada en Campinas, São Paulo, Brasil. Esta región tiene uno de los mayores centros industriales de alta tecnología de Brasil, con más de 2 millones de habitantes en su área metropolitana. En la Figura 2 se especifica la ubicación de Campinas en la región de São Paulo.



Figure 2. Ubicación de la ciudad de Campinas.

2.1 Aspectos geológicos de la región de Campinas

Referente a los aspectos geológicos, el subsuelo de la región se compone de magmatitos básicos con rocas magmáticas intrusivas (diabasa) de la Formación Serra Geral, que forma parte del Grupo de São Bento, con una superficie de 98 km², ocupando el 14% de la región de Campinas. La litología de la zona experimental está constituida por suelo del diabásico con una capa superficial de 9 m de espesor de arcilla limo-arenosa de alta porosidad. A partir de esa profundidad se encuentra material de naturaleza rocosa (roca madre) compuesto de minerales secundarios o procesados, arcilla, óxidos e hidróxidos de hierro, manganeso, titanio y aluminio. En la capa superficial aún se conservan características heredadas del estrato rocoso subyacente y original, siendo la composición arenosa (saprolita) causada por la desagregación de la roca madre, el suelo más joven de la misma. El nivel freático queda en todo caso por debajo de la capa superficial, integrado en el sustrato rocoso.

2.2 Datos del suelo. Experimentación

Para la caracterización geotécnica del material disponible se llevó a cabo una campaña de ensayos de laboratorio. Se extrajo una muestra bloque inalterada de 25x25x25 centímetros de suelo. A partir del material de esta muestra y mediante la elaboración de diferentes probetas de suelo se realizaron una serie de ensayos de caracterización y resistencia. La Figura 3 muestra la curva granulométrica del material y en la Tabla 1 se exponen los valores de las características físicas obtenidas (humedades, peso específico natural, grado de saturación en el terreno) y de los parámetros resistentes (obtenidos de ensayos triaxiales CD con tensiones de confinamiento de 50, 100 y 200 kPa) del suelo natural.

Adicionalmente también se realizaron otros ensayos triaxiales en probetas de suelo compactado con las energías de los ensayos Proctor Normal y Modificado con el fin de evaluar las características del suelo bajo estas hipótesis de compactación suponiendo que se quisiese usar este suelo como material de relleno en estructuras de contención. En la Tabla 2 se puede observar los parámetros obtenidos de los ensayos de compactación y resistencia a la compresión triaxial llevados a cabo.

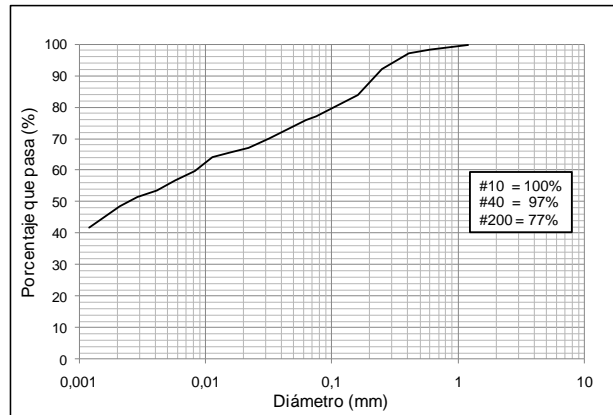


Figura 3. Curva granulométrica del suelo.

Tabla 1. Datos del suelo natural.

Características físicas	Valores
Límite líquido (%)	50.9
Límite plástico (%)	30.2
Peso específico natural (kN/m ³)	14.1
Índice de poros	1.8
Grado de saturación (%)	48.4
Porcentaje de finos (%)	77
Parámetros resistentes	Valores
Cohesión (kPa)	13
Ángulo de rozamiento interno (°)	20
Módulo elástico inicial (MPa)	21.7
Módulo elástico secante (MPa; $\epsilon=1\%$)	6.8
Módulo elástico tangente (MPa; $\epsilon=1\%$)	2.1

Tabla 2. Parámetros del suelo compactado.

Energía	Parámetros	Valor
Proctor Normal	Peso específico seco (kN/m ³)	15.7
	Humedad óptima (%)	25.2
	Módulo elástico inicial (MPa)	52.6
	Módulo elástico secante (MPa; $\epsilon=1\%$)	32.3
	Módulo elástico tangente (MPa; $\epsilon=1\%$)	19.9
Proctor Modificado	Peso específico seco (kN/m ³)	16.8
	Humedad óptima (%)	22.3
	Módulo elástico inicial (MPa)	250
	Módulo elástico secante (MPa; $\epsilon=1\%$)	73.3
	Módulo elástico tangente (MPa; $\epsilon=1\%$)	21.0

Los diferentes módulos elásticos se han estimado mediante relaciones del modelo hiperbólico (Konder & Zelasko 1963) resultando valores representativos y

adecuados para el tipo de material y nivel de compactación considerados (Boscardin et al. 1997, Jiménez et al. 1980).

3 PROYECTO DE MUROS DE TIERRA REFORZADA

3.1 Elementos constructivos tipo

Los paneles son responsables del equilibrio de las tensiones en la periferia de la masa de suelo construida (paramento). Por lo general son piezas prefabricadas de hormigón, interconectadas por encaje, que mantienen entre sí aberturas en forma de juntas abiertas (horizontales y verticales) con el consecuente efecto de drenaje. La geometría de estas piezas puede variar según la empresa constructora de este tipo de estructuras, aunque suelen tener proporciones aproximadamente cuadradas de doble simetría, con un área habitual de 2 a 5 m² y espesor de entre 10 y 20 cm. En la zona de las juntas es preciso instalar geotextiles que eviten la erosión del material de relleno en los procesos de drenaje.

Los refuerzos suelen ser elementos lineales (barras o redondos corrugados, cordones, flejes, pletinas, bandas, mallas, geotextiles, etc.), con escasa o nula resistencia a flexión y que trabajan pasivamente por fricción con el relleno (ASTM D4595, D5321, D6706). En función de su naturaleza material (metálica o polimérica) los refuerzos pueden considerarse rígidos o flexibles frente a acciones de tracción, con metodologías de análisis y criterios de resistencia última diferentes y consecuentes de cara al cálculo del proyecto constructivo (ASTM A36, A82, A572). Los refuerzos deben asegurar una buena durabilidad y resistencia a la corrosión por el ataque de posibles agentes químicos del relleno (ASTM A123).

Los elementos de apoyo son piezas de naturaleza elastomérica (caucho, goma, neopreno, polietileno, etc.; UNE-EN 2005) con una dureza y resistencia apropiadas (Arenas & Aparicio 1980, ASTM D1505, D1752, D2000, D2240) y que tienen como función asegurar la flexibilidad de las juntas horizontales. Aunque de naturaleza material más blanda que el resto del paramento, estos elementos de apoyo deben tener una resistencia a la compresión suficiente para soportar los esfuerzos verticales que se originen en el paramento y evitar el contacto hormigón-hormigón (NYSDOT-GOV 2007, Passe 2000).

La cimentación se suele realizar mediante una zapata corrida sobre la que se apoyan los paneles inferiores del paramento. La profundidad de apoyo de la cimentación se relaciona con el riesgo de rotura de fondo y otras consideraciones prácticas como asegurar un buen confinamiento estructural en la base. En condiciones normales y cuando no hay evidencia de riesgos adicionales para la inestabilidad del suelo se adopta una longitud de empotramiento $D = 0.5$ metros (ver Figura 5), bajo hipótesis de terreno horizontal en el intradós, lo cual está en concordancia con criterios de diseño estándar (BS 1995).

3.2 Particularización de la estructura al caso de análisis

En Brasil es común el uso de estructuras de tierra reforzada para la contención del terreno tanto en estribos de puentes o pasos a desnivel, así como para salvar de manera optimizada pendientes importantes en entornos urbanos (Figura 4).

Como se ha comentado, las estructuras de tierra reforzada se comportan como una masa de suelo de gran volumen, sólida y flexible (tanto en su interior como en el paramento), lo que hace admisible una tolerancia significativa frente a asentamientos diferenciales y permite, frente a otros tipos de estructuras de contención, adoptar factores de seguridad menores en relación con la estabilidad global y la rotura del suelo de cimentación (D'Appolonia 2007, BS 1995, Valero 2002).



Figura 4. Muro de tierra reforzada en construcción (São Paulo, Brasil).

Aún con líneas abiertas de investigación para la mejora, optimización y perfeccionamiento, los materiales disponibles y los requerimientos de los elementos constructivos se presentan ya especificados en diferentes normativas y recomendaciones internacionales.

Para el presente estudio se ha considerado paneles de hormigón con la rigidez y geometrías que se muestran en la Tabla 3. Mediante la combinación de las geometrías planteadas en esta tabla se consigue, para una altura H estructural fija de 6 metros, la presencia de un número de juntas horizontales diferente; esto es: 1 sola junta para dos paneles de 3 m de altura, 2 juntas para un panel de 3 m en el centro con dos de 1.5 m en los extremos, 3 juntas para cuatro paneles de 1.5 m, y, finalmente 4 juntas para el caso de dos paneles de 0.75 m en los extremos y tres de 1.5 m en medio.

Para los refuerzos se ha considerado la utilización de elementos constituidos por pletinas metálicas acanaladas con los valores de los parámetros resistentes que aparecen en la Tabla 4.

Los elementos elastoméricos de apoyo se consideran de naturaleza tipo caucho con las propiedades especificadas en la Tabla 5.

Tabla 3. Características de los paneles del paramento.

Paneles		
Hormigón ⁽¹⁾	E (MPa)	Ancho×Alto ⁽²⁾ (m×m)
4000 psi (C30/37)	$3.0 \sim 3.2 \times 10^3$	1.5×0.75 , 1.5×1.5 , 3×3 , 3×1.5

¹nomenclatura de la ASTM C94/C94M con su equivalente en el Eurocódigo 2.

²medidas tipo tomadas de normativas específicas (p.e. NYSDOT-GOV 2007) así como de catálogos de diferentes empresas constructoras de muros de tierra reforzada (EarthTec, Layfield, Tierra Armada, Sine Wall, ViaCon, VSoL).

Tabla 4. Características de las pletinas de refuerzo.

Acero ⁽¹⁾	f_{yk} (MPa)	Ancho (cm)	Espesor (m)
A572 Gr 50 (S355 JR)	350	4×10^{-2}	4×10^{-3}

¹nomenclatura de la ASTM A572/A572M-07 con su equivalente en el Eurocódigo 3.

Tabla 5. Características de los apoyos elastoméricos.

Caucho	Dureza Shore ⁽²⁾	Área (m ²)	Espesor (cm)
EPDM ⁽¹⁾	80 ± 5	$\sim 3.5 \times 10^{-2}$	2×10^{-2}

¹Etileno Propileno Dieno tipo M (ASTM D1418), de uso común en estructuras de tierra reforzada (Neely 2005).

²valor adimensional de la energía que es capaz de absorber el material, escalado de 0 a 100 (ASTM D2244), y que se puede relacionar empíricamente con el módulo elástico (Gent 1958).

4 MODELACIÓN

4.1 Programa, tipo de análisis, geometría y condiciones de contorno adoptadas

Para el desarrollo del modelo se ha utilizado el programa PLAXIS, que es un programa comercial de ordenador específicamente diseñado y adecuado para análisis tenso-deformacionales en problemas geotécnicos (PLAXIS 2004). El programa se basa en el método de los elementos finitos, con el que, mediante la generación de un modelo geométrico y una discretización del mismo (malla de elementos finitos), las ecuaciones de equilibrio de tensiones, compatibilidad y leyes constitutivas, se calcula el campo de desplazamientos y, posteriormente, a través de relaciones cinemáticas y constitutivas, se obtienen las deformaciones y las tensiones originadas. La versión utilizada ha sido la 9.0 (2D) con la que mediante la elaboración de un modelo en 2 dimensiones y bajo condiciones de deformación plana se ha simulado una sección transversal representativa de una estructura de tierra reforzada.

El modelo se ha construido sobre un escenario general de dimensiones 25×16 metros (ancho×alto), que para una

estructura integrada de altura $H = 6$ metros y ancho $L \approx 4$ metros (ver Figura 5) resultan límites suficientemente alejados y sin que afecten al comportamiento del análisis. Además, en dichos límites (a 10 metros por debajo de la cimentación y a 10 metros de los lados estructurales) se ha supuesto condiciones de contorno estándar tales que, en los laterales (contorno vertical), hay desplazamientos verticales libres y horizontales impedidos, y en el borde inferior (contorno horizontal) hay una fijación completa donde no están permitidos ni los desplazamientos verticales ni los horizontales.

4.2 Casos, materiales y adecuación al modelo

Tal y como se ha explicado en apartados anteriores, para las hipótesis de análisis se ha considerado la combinación de diferentes rigideces del relleno en función de su nivel de compactación ($E_{R_Original}$, E_{R_PN} y E_{R_PM}) frente a las rigideces del sustrato ($E_{S_Original}$ y parcialmente estabilizado: E_{S_PN}). La Tabla 6 muestra los valores adoptados para estos tipos de materiales y catalogación, en relación con los valores ya presentados en las tablas 1 - 5. Puede observarse que para la rigidez de estos materiales se ha tomado como valor aproximado el obtenido del Módulo elástico secante, representativo para supuestos de rigidez constante para una cierta libertad en los criterios de deformación del suelo, intrínseca a este tipo de estructuras flexibles.

Como se ha comentado en el Apartado 3.2 en referencia a los paneles de hormigón del paramento, se plantea diferentes combinaciones de geometría para que, de este modo, resulte una variación del número de juntas horizontales. Teniendo en cuenta la altura del muro se ha considerado 2 elementos de refuerzo para cada 1.5 metros de ancho de panel, igual en cada nivel. La transformación de los parámetros reales de los refuerzos en sus equivalentes en el modelo no son inmediatos (Potts & Zdravkovic 2001). Dicha transformación se ha llevado a cabo en función de la geometría y la dosificación por panel reales de cada elemento, convirtiendo los parámetros resistentes al metro de ancho de la sección de análisis. Procedimientos en detalle de estas transformaciones se presentan en Damians et al. (2011) y según las instrucciones del programa (PLAXIS 2004). Análogamente, la dosificación de los elementos de apoyo también se estima de 2 por cada 1.5 metros de ancho de los paneles.

En la Figura 5 se presenta los diferentes componentes de la estructura en un gráfico general del modelo. En la Figura 6 se muestra con mayor detalle dichos componentes en una zona concreta del paramento, donde se puede observar la porción más refinada de la malla de elementos finitos utilizada.

5 RESULTADOS

5.1 Descomposición de axiles

Para un tipo de combinación y geometría determinadas del paramento (correspondiente a la instalación de 4

paneles de medidas 1.5x1.5 metros, es decir, con 3 juntas horizontales) se ha llevado a cabo un análisis tensional de los esfuerzos verticales que se desarrollan en el paramento. De este análisis se ha obtenido los resultados expuestos en las figuras 7.a-c. En ellas puede observarse la descomposición de los axiles resultantes debidos a la contribución tanto por el peso propio de los paneles de hormigón como de los esfuerzos de rozamiento que aparecen en la parte del trasdós del paramento y de la componente vertical del axil de los refuerzos (tirón). Esta composición se origina por los movimientos relativos que ocurren entre el paramento y la masa de suelo, que asienta más o menos en función de su rigidez, desarrollando esfuerzos de rozamiento en el paramento. También, dicha movilización vertical del relleno desplaza los refuerzos de forma que, resultando ligeramente inclinados en la zona de anclaje con los paneles, contribuyen a un incremento del axil vertical desarrollado en el paramento (Runser et al. 2001).

Tabla 6. Características de los componentes del modelo.

Componente	Parámetros	Valores
Suelo Relleno (Original - PN - PM) ⁽¹⁾	Modelo constitutivo	Elastoplástico
	Peso específico natural (kN/m ³)	14 - 16 - 17 ⁽¹⁾
	Cohesión (kPa)	13
	Ángulo de rozamiento interno (°)	20
	Módulo elástico (MPa)	10 - 30 - 70 ⁽¹⁾
	Coefficiente de Poisson	0.3
	Factor reductor_Interfase ⁽³⁾	0.6
Suelo Sustrato (Original - Estabilizado) ⁽²⁾	Modelo constitutivo	Elastoplástico
	Peso específico natural (kN/m ³)	14 - 16 ⁽²⁾
	Cohesión (kPa)	13
	Ángulo de rozamiento interno (°)	20
	Módulo elástico (MPa)	10 - 30 ⁽²⁾
	Coefficiente de Poisson	0.3
	Factor reductor_Interfase ⁽³⁾	0.6
Paneles	Modelo constitutivo	Elástico lineal
	Rigidez a axil (kN/m)	6.0x10 ⁶
	Rigidez a flexión (kNm ² /m)	1,13x10 ⁴
	Peso unitario (kN/m/m)	3.75
	Coefficiente de Poisson (-)	0.15
Apoyos Elastoméricos	Modelo constitutivo	Elástico lineal
	Rigidez a axil (kN/m)	1.1x10 ³
	Rigidez a flexión (kNm ² /m)	2.1
	Peso unitario (kN/m/m)	1.0x10 ⁻²
Refuerzos	Modelo constitutivo	Elástico lineal
	Rigidez a axil (kN/m)	2.8x10 ⁴
Zapata	Modelo constitutivo	Elástico lineal
	Peso específico (kN/m ³)	25
	Coefficiente de Poisson (-)	0.15

¹opciones de compactación del material de relleno según los módulos $E_{R_Original}$, E_{R_PN} y E_{R_PM} , respectivamente.

²opciones de compactación del sustrato según los módulos $E_{R_Original}$ y E_{R_PN} (suelo estabilizado), respectivamente.

³el factor reductor de resistencia en las interfaces permite modelar de manera más adecuada el comportamiento friccional existente entre los elementos estructurales y el suelo (PLAXIS 2004, Potts 1999, UFGS 2008).

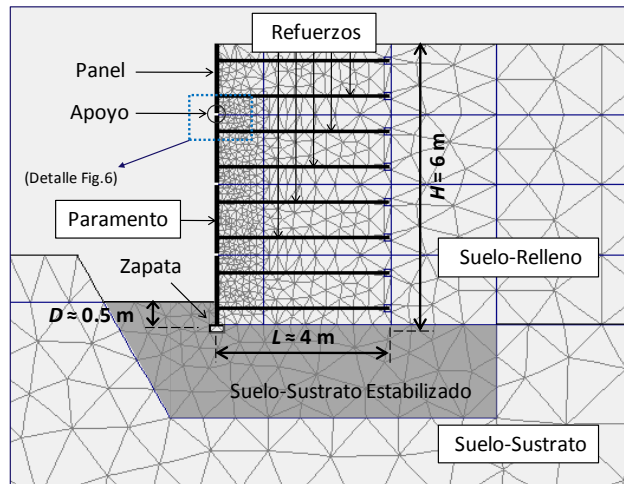


Figura 5. Esquema de los componentes del modelo.

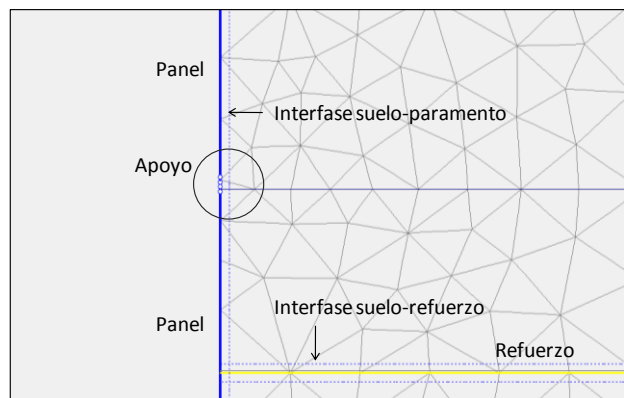


Figura 6. Detalle de los componentes estructurales del modelo y de algunos elementos de la malla.

Puede observarse de ello cómo el valor en la base del paramento, con una reducción debida al efecto del empotramiento del primer nivel de paneles ($D = 0.5$ m), supera substancialmente el valor del peso del paramento (de 2.3 a 2.8 veces el peso propio de los paneles). Si se evalúan los valores máximos, la variación respecto al peso propio de los paneles crece de 2.8 a 3.3 veces. Este efecto ya ha sido valorado en experiencias como la de *Chida & Nakagaki* (1979), que para un muro de 6 metros cuantificaron 53 kN/m (axil muy similar al caso representado en la Figura 7.c: Caso 3) y que, según se indica en la experiencia, supera en más del doble el peso de los paneles. También en *Bastick et al.* 1993, con un muro instrumentado de 11 metros de altura, se midieron axiles finales del orden de 2.5 veces el peso propio de los paneles. Dicho exceso, y tal como se ha mencionado en la Introducción (Figura 1), puede en algunos casos y en función de la naturaleza y dosificación por panel de las piezas elastoméricas, superar el límite resistente de las

mismas e inducir la generación de patologías como el desconchamiento de los paneles de hormigón del paramento.

De estos resultados también se deduce la reducción de los axiles al mejorar las propiedades (densidad y módulo de deformación) del material de relleno mediante compactación. Como se ha comentado, esto ocurre así porque, al estar el axil desarrollado en el paramento directamente vinculado a la movilización del material de relleno respecto al paramento y que origina los esfuerzos de rozamiento y tirón, dicha movilización lógicamente es mayor cuanto menor es la rigidez del material (menor módulo elástico).

5.2 Comparación con otras geometrías del paramento

Se comparan a continuación los valores de los axiles máximos de los otros casos de análisis (1, 2 y 4 juntas horizontales) con las mismas hipótesis de rigidez variable del material de relleno de la situación con 3 juntas ($E_{R_Original}$, E_{R_PN} y E_{R_PM}).

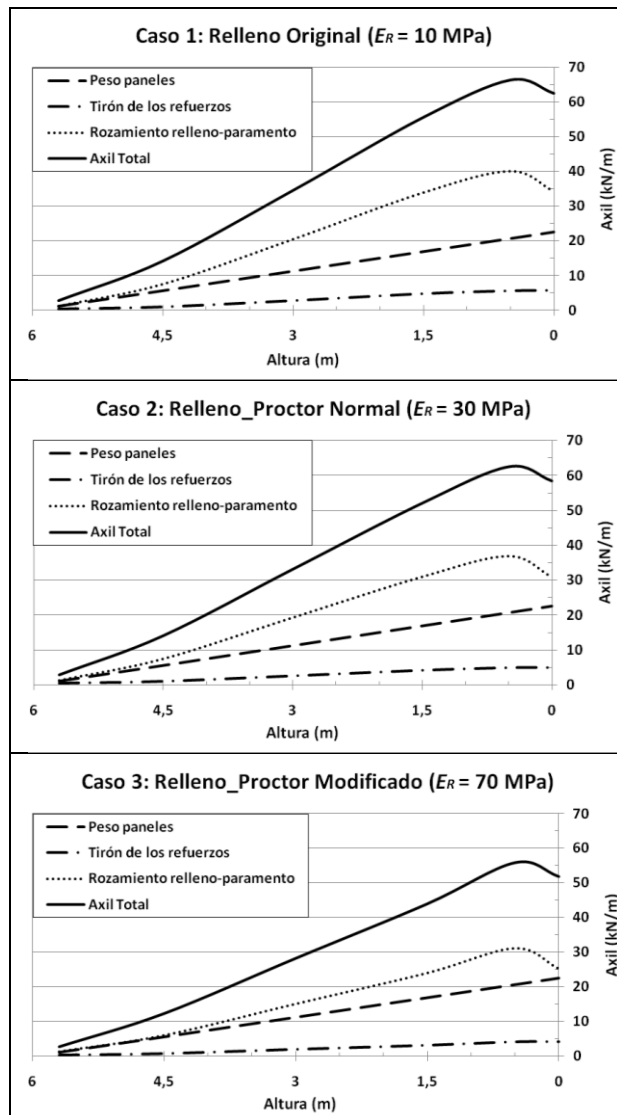
Puede observarse en los resultados obtenidos (Figura 8) que al aumentar el número de juntas se reduce el axil máximo desarrollado. Esto es debido a que se incrementa la cantidad de piezas elastoméricas de apoyo del paramento, lo cual hace aumentar también los desplazamientos verticales entre paneles de una misma vertical del paramento. De esta forma éste último acompaña en mayor medida al asentamiento del material de relleno compactado, con lo que disminuye la movilización relativa entre ambos. Lo anterior reduce el desarrollo de rozamiento en el paramento y los axiles verticales debidos al tirón de los refuerzos.

5.3 Hipótesis de estabilización parcial del sustrato (suelo de cimentación)

Como la rigidez natural del sustrato es bastante baja (≈ 10 MPa), se plantea la opción de realizar otro análisis bajo la hipótesis de compactación y mejora de una parte de suelo bajo la estructura (ver Figura 5). Como se ha explicado, dicha mejora consiste en la consideración de un valor del módulo elástico de 30 MPa correspondiente a una energía de compactación del ensayo Proctor Normal (Tabla 6). En la Figura 8 se comparan los resultados obtenidos respecto a los 3x4 casos anteriores: sustrato original de mala calidad para la combinación de juntas horizontales (4 casos) con relleno más o menos compactado (3 casos).

Es relevante indicar que esta hipótesis no reduce los axiles desarrollados en el paramento, sino que los aumenta significativamente. Esto es debido a que el descenso del sistema relleno-refuerzo encuentra en estos casos un límite inferior rígido provocado por la parte de sustrato estabilizado, lo que genera una reducción de este desplazamiento vertical global. Sin embargo, dicha reducción no influye en los asientos debidos a la compresión propia del relleno, lo cual, al estar también el paramento afectado por la reducción de asientos

globales, hace aumentar los desplazamientos relativos suelo-estructura, originándose un aumento de los esfuerzos de rozamiento, de la contribución vertical de los refuerzos (tirón) y, en consecuencia, del axil total máximo.



Figuras 7.a-c. Descomposición de los axiles para los tres casos de rigidez del material de relleno sobre el sustrato con módulo elástico original.

6 CONCLUSIONES

Mediante los análisis desarrollados con el modelo numérico se ha podido cuantificar y descomponer los esfuerzos axiales que aparecen en el paramento de un muro de tierra reforzada y justificar el exceso respecto al peso propio estructural bajo el paramento que se produce (Bastick et al. 1993, Chida & Nakagaki 1979). En particular, estos resultados permiten explicar las patologías de desconchamiento de los paneles observadas en la práctica, ocasionadas por un aumento del axil que supera muchas veces el límite elástico de las

piezas de apoyo (habitualmente en los niveles inferiores del paramento, tal y como se ha podido comprobar en casos reales; ver Figura 1), plastificando y provocando el contacto hormigón-hormigón.

De los resultados obtenidos puede observarse una variación de los axiles máximos en función de los tamaños de los paneles, directamente vinculados al número de juntas horizontales (con baja rigidez debido a los apoyos elastoméricos) que se distribuyen a lo alto del paramento (Figura 8).

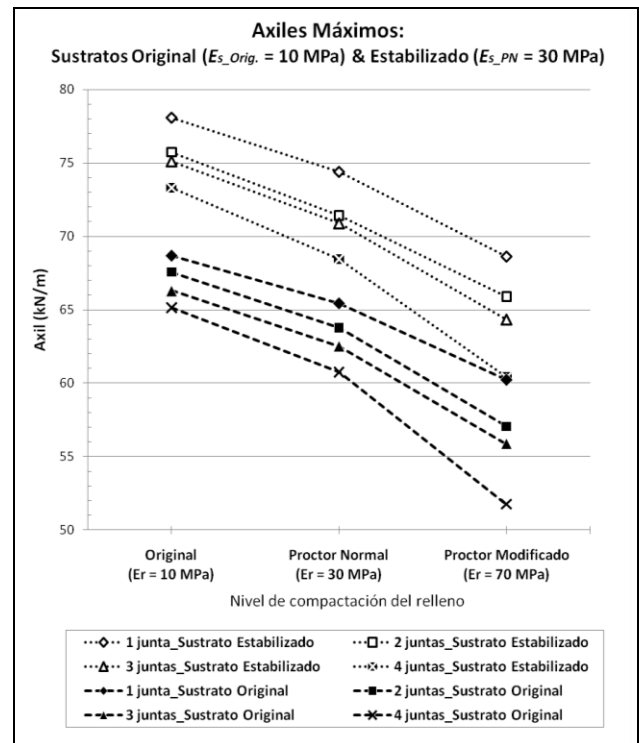


Figura 8. Axiles máximos para diferentes niveles de compactación del relleno y sustrato, y con diferentes supuestos geométricos (número de juntas).

La presencia de un suelo de cimentación de buena calidad reducirá previsiblemente los asentamientos pero no disminuirán necesariamente los axiles de llegada. Por lo tanto, para una solicitud de axiles verticales menor puede ser preferible mejorar las propiedades del material de relleno que no las del sustrato.

De los trabajos elaborados y resultados obtenidos puede decirse que el modelo desarrollado responde bien a las hipótesis planteadas y al tipo de estructura que se ha querido estudiar bajo comportamientos en servicio. En este sentido parece conveniente avanzar en el estudio de este tipo de estructura con la metodología propuesta bajo otras hipótesis de cálculo. En particular puede ser útil desarrollar un modelo físico real, a una escala significativa, con el que poder validar y calibrar de forma más fiable el modelo numérico. Como línea de investigación derivada se está desarrollando también la evaluación de este tipo de estructuras bajo criterios de sostenibilidad y análisis del ciclo de vida con la

metodología MIVES (MEC 2010) para lo cual los resultados obtenidos son necesarios como parte de los datos de partida.

7 AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer la financiación recibida a través de varios proyectos de investigación (Ministerio de Educación e Innovación español - BIA2010-20789-C04-01; empresa CTT-Stronghold) así como el soporte de la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC).

8 REFERENCIAS

- AASHTO 1999. Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, 16th Edition, Washington, DC, USA, 686 p.
- Allen, T., Christopher, B., Elias, V. & Di Maggio, J. 2001. Development of the Simplified Method for Internal Stability Design of Mechanically Stabilized Earth Walls. Washington State of Transportation - US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA.
- Anderson, P.L. & Brabant, K. 2006. Increased Use of MSE Abutments. International Bridge Conference, IBC-05-10, Pittsburgh, PA, USA.
- Arenas, J.J. & Aparicio, A.C. 1980. Aparatos de Apoyo para Puentes y Estructuras. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad de Santander, España.
- ASTM, Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials.
- Bastick, M., Schlosser, F., Segrestin, P., Amar, S., and Canepa, Y. 1993. Experimental Reinforced Earth Structure of Bourron Marlotte: Slender Wall and Abutment Test. *Reinforcement Des Sols: Experimentations en Vraie Grandeur des Annees 80*, Presses de L'école Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, France, pp. 201-228.
- Boscardin, M.D., Selig, E.T., Lin, R-S., & Yang, G-R. 1997. Hyperbolic Parameters for Compacted Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 116(1): 343-375.
- BS 1995. Code of Practice for: Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills. *British Standard 8006*.
- Chida, S. & Nakagaki, M. 1979. Test and Experiment on a full-scale model of reinforced earth wall. *Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement*, Paris, France, 2: 533-538.
- Damians, I.P., Josa, G-T.A., Lloret, M.A., Albuquerque, P.J.R. 2011. A Finite Element 2D Model for Serviceability Analyses of Reinforced Soil Retaining Walls. En preparación.
- D'Appolonia 2007. LRFD Calibration of Coherent Gravity Method for Metallic Reinforced MSE Walls. Association for MSE, D'Appolonia Engineering, Monroeville, PA, USA.
- DGC-MOPU 1998. Instrucciones de Construcción: Manual para el Proyecto y Ejecución de Estructuras de Suelo Reforzado. Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente - Dirección General de Carreteras, España.
- Elias, V., Christopher, B., & Berg, R. 2001. Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines. National Highway Institute - Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, USA.
- Gent, A.N. 1958. On the Relation between Indentation Hardness and Young's Modulus. *International Rubber Institute Transactions*, 34: 46-57
- Jiménez, S.J.A. et al. 1980. Geotecnia y Cimientos III. 1ª Parte: Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia. Rueda, Madrid, España, 185 p.
- Jiménez, S.J.A., De Justo, A.J.L. & Serrano, G.A.A. 1981. Geotecnia y Cimientos II: Mecánica del Suelo y de las Rocas. 2nd ed., Rueda, Madrid, España, pp. 770-774.
- Konder, R. L. & Zelasko, S. 1963. A hyperbolic stress-strain response: Cohesive soil. *Journal of Soil Mechanics and Foundations*, American society of Civil Engineers (ASCE), 89: 115-143.
- MEC 2010. MIVES IV Project, Quantification of Sustainability in Construction Engineering with and without Uncertainty (BIA2010-20789-C04-01). Ministerio de Ciencia y Educación, Madrid, España.
- Neely, W.J. 2005. Calculated and Measured Axial Loads on Bearing Pads in MSE Retaining Walls. *2005 Western Bridge Engineer's Seminar*, Session, 6C, Portland, Oregon, USA, Sept. 26-28.
- NF 1998. Ouvrages en Sols Rapportés Renforcés par Armatures ou Nappes peu Extensibles et Souples. *Norme Française*.
- NYS DOT-GOV 2007. Mechanically Stabilized Earth System - Inspection Manual. *Geotechnical Engineering Manual*, New York State Department of Transportation Government.
- Passe P.D. 2000. Mechanically Stabilized Earth Wall - Inspector's Handbook. Department of Transportation - State of Florida, Tallahassee, FL, USA.
- PLAXIS B.V. 2004. Reference Manual, 2D - Versión 9.0. Delf University of Technology, The Netherlands.
- Potts, D.M. & Zdravkovic, L. 1999. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory. Thomas Telford Ltd., London, England, pp. 68-72.
- Potts, D.M. & Zdravkovic, L. 2001. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application. Thomas Telford Ltd., London, England, pp. 96-103.
- RTA-NSW 2005. Design of Reinforced Soil Walls. *QA Specification R57*, Road and Traffic Authority, New South Wales, Australia.
- Runser, D.J., Fox, P.J. & Bourdeau, P.L. 2001. Field Performance of a 17 m-High Reinforced Soil Retaining Wall. *Geosynthetics International*, 8(5): 367-391.
- UFGS 2008. Geogrid Soil Reinforcement. *Unified Facilities Guide Specifications*, Division 31-Earthwork, Section 31 05 21.
- UNE-EN 2005. Apoyos Estructurales: Apoyos Elastoméricos. *Norma Europea 1337-3*.
- UPC-MIVES. Programa MIVES, Modelo Integrado de Valor para Evaluaciones Sostenibles. Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Barcelona, España.

- Valero, R.F. 2002. Criterios para el Proyecto de Estructuras de Suelo Reforzado. *Informes de la Construcción*, 54(479): 29-41.
- Vidal, H. 1966. La Terre Armée, un Matériau Nouveau Pour les Travaux Publics. *Annales de l'I.T.B.T.P.*, Paris, France, 223/224: 887-936.